

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 Mijningenieur, opgericht in 1919.

Commissie van Toezicht:

jhr. ir. H. S. van Lennep,
ir. W. Holleman,
ir. C. P. J. Süverkrupp.

Commissie van Redactie:

Voorzitter: prof. ir. P. P. Bijlaard;
Leden: ir. G. Meesters,
dr. ir. Tan Sin Hok.

Prijs per jaargang: f 20,—

Afzonderlijke nummers: f 2,—

Redactie-adres (zonder vermelding van persoonsnamen): Huygensweg 22, Bandoeng.

Adres voor administratie en abonnementen: Bragaweg 38, Bandoeng.

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

I. ALGEMEEN GEDEELTE.

INHOUD: Ir. F. M. C. Berkhout. — Het bouwen in seismisch gebied (2de vervolg), door C. P. Brest van Kempen. — Berichten van allerlei aard. — Boekbespreking. — Personalía. — Koninklijk Instituut van Ingenieurs: Bestuursmededeelingen.

Ir. F. M. C. Berkhout.

Door zijn aanstaande benoeming tot Voorzitter van de Waterschapsraden in de Vorstenlanden en daarmee zijn vertrek naar Djokjakarta was ir. Berkhout genoodzaakt zijn functie van penningmeester in het Groepsbestuur neer te leggen.

Daarmede valt eveneens de plaats open in de Commissie van Toezicht van dit Tijdschrift.

Beide plaatsen vervulde ir. Berkhout gedurende ruim 2 jaren.

Bij zijn vertrek is het ons een behoefte hem op deze plaats onzen dank te uiten voor het vele en voorname werk dat ir. Berkhout in beide functies verrichtte en om de voortreffelijke wijze, waarop hij in het bijzonder aan de financieele zijde van het groepsbeheer en het toezicht op het orgaan zijn volle aandacht en toewijding heeft gegeven.

De beide opgevallende plaatsen zullen worden ingenomen door ir. C. P. J. Süverkrupp, dien wij bereid hebben gevonden, naast zijn drukken eigen werkkring, deze Instituutstaak op zich te nemen.

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

Ir. C. Hillen

Voorzitter.

Het bouwen in seismisch gebied

door

C. P. BREST VAN KEMPEN,

Luitenant-Kolonel der Genie van het Koninklijk Nederlandsch-Indische Leger.

(2de Vervolg.)

HOOFDSTUK V.

Baksteen en gebouwen.

Korte inhoud.

Baksteen en gebouwen zijn weinig bestand tegen aardbevingen, het zijn vooral de wanden die spoedig scheuren of instorten. Borstweringmuren, kroonlijsten en topgevels moeten achterwege worden gelaten. Kolommenreeksen en gewelven in baksteen zijn evenmin toelaatbaar. In de wanden moeten doorlopende horizontale balken van gewapend beton worden aangebracht. Raam- en deuropeningen mogen slechts in beperkte mate aanwezig zijn en moeten zoo ver mogelijk verwijderd zijn van de hoeken der gebouwen. Slechts zeer goede kwaliteit baksteen en een sterke P. C.-specie (1:3) mogen worden gebezigd. Overzicht van de belangrijkste bepalingen der Japansche en Italiaansche voorschriften betreffende baksteen en gebouwen in seismisch gebied.

27. Omvang en aard der schade door de Japansche aardbeving van 1 September 1923.

De meeste van baksteen opgetrokken gebouwen in het gebied van de aardbeving van 1 September 1923 werden of geheel vernield, of zoodanig beschadigd, dat herstelling niet mogelijk was; hierbij is de schade door den brand buiten beschouwing gelaten.

Het totale aantal baksteen en gebouwen in Tokio bedroeg 6 969; hiervan werden 5 946 of 85,3% vernield c.q. beschadigd; het aantal gebouwen met muren van natuursteen en van kunststeen bedroeg 1 693; hiervan werden 1 414 of 83,5% vernield c.q. beschadigd.

Het waren vooral de in grooten getale aanwezige oudere gebouwen, dateerende van voor 1894, die opgetrokken waren met kalkmortel, welke ernstig schade leden. Na de aardbevingen in de provincie Mino in 1891 en in Tokio in 1894 werd meer zorg aan den bouw besteed en gebruikte men P. C.-mortel en baksteen van een betere kwaliteit.

De na 1894 opgerichte gebouwen vertoonden dan ook veel minder schade, terwijl enkele gebouwen, welke in de muren voorzien waren van een netwerk van staafijzer, bijna onbeschadigd bleven.

De officieele opgave van het „Tokyo Building Department” omtrent schade aan baksteen en gebouwen, van één tot vier verdiepingen hoog, uitsluitend gelegen in de stadsgedeelten Yamanote en Shitamachi, luidt als volgt:

Yamanote (vaste bodem)	Aantal	%
Geheel ingestort	3	6
Gedeeltelijk ingestort	9	18,4
Ernstig beschadigd	15	30,6
Licht beschadigd	16	32,7
Onbeschadigd	6	12,3
Totaal	49	100

Shitamachi (zachte grond met weinig draagvermogen)	Aantal	%
Geheel ingestort	44	10
Gedeeltelijk ingestort	104	23,9
Ernstig beschadigd	87	20
Licht beschadigd	120	27,5
Onbeschadigd	81	18,6
Totaal	436	100

De fundeeringen der baksteen en gebouwen ondergingen betrekkelijk weinig schade, zij waren veelal slechts hier en daar gescheurd.

De vloeren en de daken, waarvan de meeste in hout en enkele in gewapend beton waren uitgevoerd, leden op zich zelf weinig schade door de aardbeving, doch geraakten veelal los van de muren.

De schade aan de muren was evenwel ontzaglijk groot.

Men zou kunnen zeggen dat de schade aan baksteen en gebouwen vrijwel uitsluitend bestond uit de schade aan de wanden. Deze kenmerkte zich door: scheuren, uitvallen van kleine en groote gedeelten of algeheel instorten. Daar baksteen metselwerk niet buigzaam is, ontstaan breuken en scheuren bij het begin der voornaamste aardbevingsbeweging, in tegenstelling met het bezwijken van houtconstructies, dat eenige oogenblikken na het begin der hoofdbeweging plaats heeft. *Zelfs als de seismische intensiteit slechts 0,1 g bedraagt, bezwijken uitstekende deelen van allerlei aard, zooals borstweringmuren, kroonlijsten, topgevels, torens en schoorsteenen reeds gemakkelijk en verbrijzelen in hun val daken en vloeren, hetgeen groote gevaren oplevert.* Telkens weer hebben rapporten over aardbevingen den nadruk gelegd op het groote verlies aan menschenlevens tengevolge van het bezwijken van borstweringmuren en topgevels. Reeds een geringe kennis van bouwconstructie in verband met aardbevingen overtuigt den onderzoeker, dat dergelijke onderdeelen van gebouwen niet anders

dan een bron van gevaar zijn. De muur onder de bovenste verdieping, of onder de plafondbalken, al naar omstandigheden, heeft tenminste eenigen steun van de zijmuren. Niet alleen mist de topgevelmuur dezen steun, maar bovendien is hij blootgesteld aan de beweging in de lengterichting van het dak, dat in die richting doorgaans onvoldoende geschoord is. Daarenboven heeft zulk een muur veelal openingen, die de kans op breuk nog verhoogen. De op een gebouw geplaatste torens en schoorsteenen bezwijken in den regel eerder dan het gebouw zelf.

De genoemde onderdeelen van gebouwen vormen niet alleen een ernstig gevaar voor de bewoners, doch ook voor de personen, die op straat langs deze gebouwen loopen.

Foto's No. 16 t/m 19 van plaat III geven voorbeelden van gebouwen, waarvan de topgevels door de aardbeving zijn omgevallen, terwijl foto No. 20 een beschadigde en gedeeltelijk omlaaggestorte kroonlijst te zien geeft *).

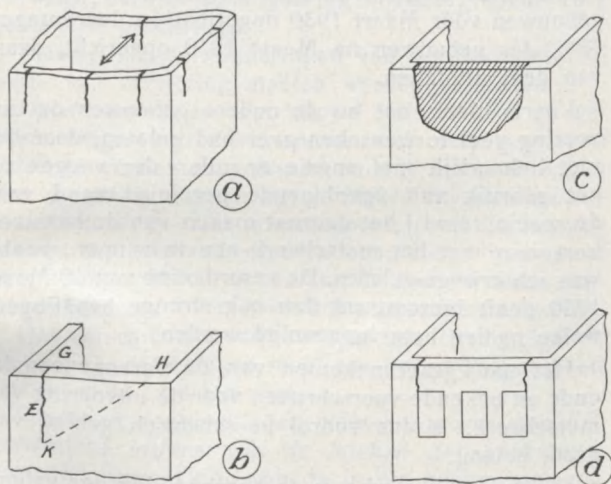


Fig. 25. Scheurvormingen in baksteen gebouwen.

Als de horizontale aardbevingsbeweging loodrecht op de muren staat, scheuren deze in den regel hetzij aan het uiteinde, hetzij in het midden der lengte tengevolge van de in fig. 25a aangegeven uitbuiging. Als een muur gescheurd is nabij den hoek van het gebouw, zooals op foto No. 21 of fig. 25b, raakt het driehoekige muurgedeelte GKH aan twee zijden los en zal soms langs de lijn KH afscheuren. Als een muur aan beide uiteinden scheurt, ontstaat meestal een ongeveer paraboolvormige breuk (fig. 25c en foto No. 22). Vensteropeningen verhoogen de kans op breuk, daar de scheuren geneigd zijn naar deze openingen toe te loopen, zooals aangegeven is in fig. 25d en foto No. 23. Terwijl in dat geval de scheuren in den muur zich voortzetten naar het bovenste muurgedeelte, zooals het vak tusschen den top en het bovenste gedeelte der openingen van de bovenste verdieping (scheuren a en b in fig. 26), zullen andere scheuren vooral beginnen in de onderste gedeelten der gebouwen, zooals in het muurvak tusschen de

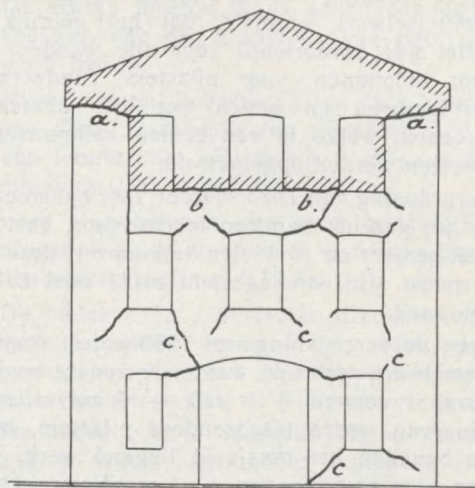


Fig. 26. Karakteristieke scheurvormingen in een gevel met raam- en deuropeningen bij baksteen gebouwen.

deur en het venster (scheuren c in fig. 26). Evenals foto No. 23, geven ook foto's No. 24 en 25 voorbeelden te zien van scheuren, die naar de muuropeningen toelopen; uit deze foto's blijkt tevens, hoezeer de wanden door dergelijke openingen worden verzwakt ¹³⁾.

Foto's No. 26 t/m 29 van plaat IV geven afbeeldingen van een laboratorium van de Zeevaartschool te Tokio, bevattende 3 verdiepingen. Het werd gebouwd in 1921, met de volgende afmetingen: muurhoogte van plint tot muurplaat: 12 m; muurdikten van de begane grond verdieping: 2,5 steen, de 2de verdieping: 1,5 steen, de 3de verdieping: 1 steen.

De pilasters van 2,5 × 5 steen loopen door over de 2de en 3de verdieping (zie foto's No. 26 en 27). De vloeren en het dak zijn van gewapend beton, en worden gedragen door gewapend beton kolommen op onderlinge afstanden van 3,5 à 4,5 m. hart op hart (foto No. 28).

In alle 4 hoeken waren de muurgedeelten van de 3de verdieping afgebroken (foto's 26 en 27), waaruit blijkt dat de in de hoeken gelegen muurgedeelten van een gebouw inderdaad het meest te lijden hebben. De muren hadden hier en daar horizontale en verticale scheuren (foto No. 29), terwijl vele kolommen van de begane grond verdieping aan de onderzijde waren gescheurd.

28. Omvang en aard van de schade aan baksteen gebouwen door de aardbeving van 10 Maart 1933 te Long Beach (Californië).

De maximum intensiteit van deze aardbeving bedroeg IX volgens de C a n c a n i-schaal. In de voorgaande twintig jaren zijn 3 bouwverordeningen te Long Beach van kracht geweest, n.l. de verordening van 1913, die van Januari 1923 en die van 10 Maart 1930.

*) De in den tekst genoemde foto's zijn opgenomen op drie platen tusschen den tekst (resp. tegenover pag. I. 282, 283 en 285).

13) T. Taniguti. Seismic action in relation to character of building. World Engineering Congress of Tokyo 1929. Paper no. 645.

In de verordening van 1913 stond ten aanzien van baksteenmetselwerk vermeld, dat het gebruik van kalkmortel was veroorloofd voor alle wanden, doch niet voor kolommen, voor pilasters, fundeeringen, borstweringmuren en boven het dak uitstekende schoorsteenen, welke in een cement-kalkmortel van 1 : 3 moesten worden opgemetseld.

De verordening van 1923 schreef voor baksteenmetselwerk het gebruik van een mortel voor, bestaande uit 1 deel cement en 10 deelen kalkmortel; deze kalkmortel moest zijn samengesteld uit 1 deel kalk en 5 deelen zand.

Volgens de verordening van 1930 moest voor baksteenmetselwerk gebruik worden gemaakt van een mortel van 1 cement + 1 kalk + 6 zuiver, scherp zand; hiervan waren uitgezonderd pilasters, kolommen en beneden het maaiveld liggend werk, waarvoor een cementspecie van 1 : 3 werd vereischt.

Zooals te verwachten was, bleek voor alle typen van gebouwen, *dat de na 10 Maart 1930 tot stand gebrachte werken de aardbeving veel beter weerstonden dan de oudere bouwwerken, welke in een mortel van een mindere kwaliteit waren opgetrokken.*

De resultaten van het onderzoek, gehouden door een commissie van ingenieurs en architecten, ingesteld door het „Long Beach Building Department” zijn hieronder weergegeven ¹⁴⁾:

Schade aan baksteen gebouwen, exclusief woonhuizen en scholen.

Groepeering der beschadigde gebouwen	Gebouwen opgericht na de invoering van de bouwverordening van 10 Maart 1930		Gebouwen opgericht voor de invoering van de bouwverordening van 10 Maart 1930	
	Aantal	Percentage	Aantal	Percentage
A	34	44	232	14
B	26	34	476	30
C	14	18	556	34
D	2	3	274	17
E	1	1	85	5
Totaal	77	100	1623	100

De beteekenis van de groepeerings der beschadigde gebouwen is als volgt:

- Hierin zijn begrepen de onbeschadigde gebouwen, alsmede de gebouwen met geringe schade, welke niet meer dan 3% van de waarde van het gebouw bedraagt.
- Gebouwen, waarvan borstweringmuren zijn neergevallen, binnenmuren gedeeltelijk zijn vernield, het pleisterwerk ernstig is beschadigd en waarvan aan het eventueel aanwezige skelet matige schade is toegebracht.
- Gebouwen, waarvan de baksteen buitenmuren ernstige scheuren vertoonen, scheuren voorkomen in eventueel aanwezige gewapend beton onder-

deelen en waarvan in het algemeen de dragende deelen (muren of skelet) zijn beschadigd, zoodat herstelling c.q. vernieuwing van maximum 50% van de buitenmuren of maximum 50% van het eventueel aanwezige skelet noodig is.

- Gebouwen, waarvan alle wanden ernstig zijn beschadigd, zoodat meer dan 50% daarvan moet worden vernieuwd, terwijl ook ernstige schade is toegebracht aan fundeering, vloeren en dakconstructie, alsmede aan het eventueel aanwezige skelet.

- Gebouwen, welke zoodanig zijn vernield, dat herstelling niet meer mogelijk is.

Beschouwt men de groepen C, D en E, die een min of meer ernstige schade vertegenwoordigen, bij elkander, dan blijkt dat 56% van de gebouwen vóór Maart 1930 opgericht en slechts 22% der gebouwen na Maart 1930 opgericht, daartoe behooren.

Rekent men de groepen A en B, die een geringe schade ondergingen, tezamen, dan blijkt dat 44% der gebouwen vóór Maart 1930 opgericht en daarentegen 78% der gebouwen na Maart 1930 opgericht, daarvan deel uitmaken.

Voorts bleek, dat bij de oudere gebouwen de uitvoering veel te wenschen over had gelaten, door het niet behoorlijk met specie opvullen der voegen en het gebruik van onvoldoende gereinigd zand voor de specie, terwijl het doornat maken van de baksteen kort voor met het metselwerk aan te vangen, veelal was achterwege gelaten. De verordening van 10 Maart 1930 geeft hieromtrent dan ook strenge bepalingen, welke nadien beter opgevolgd werden.

Het nauwgezet nakomen van de vorengenoemde, oude en bekende voorschriften voor de uitvoering van metselwerk, is dus vooral in seismisch gebied van groot belang.

Omtrent den aard van de beschadiging der gebouwen werd te Long Beach gelijke ervaring opgedaan als te Tokio en Yokohama op 1 September 1923, al waren in laatstgenoemd geval de beschadigingen ernstiger, omdat de aardschokken een grootere intensiteit hadden.

Foto No. 30 geeft een afbeelding van het Alexander Hamilton schoolgebouw te Long Beach, waarvan de toren en een gedeelte van den buitenwand der verdieping zijn ingestort en neergevallen op een toegangstrap en op het langs het gebouw aangebrachte wandelrabit.

Op foto No. 31 is de John Muir School te Long Beach afgebeeld, waarvan een groote topgevelmuur en gedeelten der buitenwanden zijn neergestort, waardoor de ingangen van het gebouw zijn versperd.

Ten slotte geeft foto No. 32 het vier verdiepingen hoge Y.W.C.A.-gebouw te Long Beach te zien, dat vrijwel onbeschadigd bleef en dat een skelet van gewapend beton heeft met baksteenmuren. Het is merkwaardig, dat hier zooals op de foto blijkt, de borstweringmuren der 2de verdieping intact bleven, daar de kolommen van het gewapend beton skelet ter plaatse doorloopen tot aan den top der borstweringmuren en hier onderling zijn verbonden door hoekijzer van $6 \times 4 \times \frac{1}{2}$ ".

¹⁴⁾ C. D. Wailes and A. C. Hosner. Earthquake damage analyzed by Long Beach officials. *Engineering News Record*, May 25. 1933.

29. Maatregelen tegen aardbevingen bij baksteen en gebouwen.

Vooruitspringende balcon zijn oorzaak gebleken van gevaar en schade, daarom behooren zij steeds op stevige consoles van gewapend beton of ijzer te rusten. Gemetselde bogen en gewelven, gesteund door kolommenreeksen, zijn niet alleen slecht tegen schokken bestand, doch vergrooten zelfs de door een aardbeving aan te richten schade. Zij moeten dus zoo mogelijk worden vermeden.

Indien zulke kolommenreeksen echter onvermijdelijk zijn, behooren zij te worden uitgevoerd in gewapend beton, c.q. met stalen skelet.

Baksteenwanden zijn veel beter bestand tegen aardschokken indien zij inwendig voorzien zijn van een horizontale en verticale wapening van staafijzer. Uiteraard behooren de baksteen met de grootste druk- en trekvastheid te worden gebruikt, die verkrijgbaar zijn.

Als mortel dient P. C.-specie van 1 : 3 te worden gebezigd, terwijl de uitvoering met de grootste zorg behoort te geschieden.

Plaatselijke verminderingen van de muurdikte bij wijze van versiering moeten worden vermeden.

Op de bovenzijde der muren behoort over de geheele lengte een doorlopende balk van gewapend beton te worden aangebracht, terwijl het aanbrengen van dergelijke balken op geringere hoogten aanbevelenswaard is. De laatstbedoelde balken kunnen tevens als sierband dienst doen. Zulke gewapend beton balken behooren zeer solide met verticale ijzeren ankers aan het metselwerk te worden verbonden.

Het verschil in muurdikte tusschen opeenvolgende lagen c.q. verdiepingen moet zoo gering mogelijk en niet meer dan $\frac{1}{2}$ steen zijn.

Raam- en deuropeningen moeten zoo ver mogelijk verwijderd blijven van de hoeken der gebouwen, teneinde verzwakking van de in die hoeken gelegen muurgedeelten zooveel doenlijk te voorkomen.

Japansche voorschriften.

Volgens de aanvulling van 1924 op de bouwetten moeten in de groote Japansche steden, die in seismisch gebied liggen, ten aanzien van gebouwen van baksteen of kunststeen de volgende voorschriften worden opgevolgd:

- a. Alle onderdeelen van gebouwen, uitgevoerd in baksteen of natuursteen, moeten in cement-mortel worden opgetrokken; uitgezonderd hiervan zijn lichte steunmuren van niet meer dan 0,90 m hoog.
- b. De dikte der muren mag nooit minder zijn dan 0,30 m.
- c. De muren mogen niet langer zijn dan 9 m. Deze afmeting behoeft niet te worden gehandhaafd bij zeer dikke muren; alsdan is echter toestemming noodig van den bevoegden regeerings-ambtenaar. De lengte van een muur zal worden gemeten tusschen de beide aangrenzende loodrecht op den muur staande wanden, hart op hart; elke muurverzwaring of pilaster, die als zoodanig wordt goedgekeurd door den bevoegden ambtenaar, kan beschouwd worden als een loodrecht op den muur staande wand.

- d. De muren moeten langs de bovenzijde worden voorzien van een kraagbalk van ijzer of gewapend beton.
- e. Muren die ten hoogste 5,50 m lang zijn, moeten een dikte verkrijgen van minstens 0,30 m; bij een lengte van 5,50 m tot 9 m moet de dikte minstens 0,40 m bedragen.
- f. Voor binnenmuren, die geen constructiedeelen dragen, kunnen de onder e vermelde dikten worden verminderd met 0,10 m.
- g. De onder e en f vermelde dikten moeten met 0,10 m worden vermeerderd, indien de totale breedte van de deur- en raamopeningen in den muur grooter is dan de halve muurlengte.
- h. De onder e en f vermelde dikten kunnen met 0,10 m worden verminderd, indien de vloer van de desbetreffende verdieping en de onmiddellijk daarboven gelegen vloer of c.q. het dak in gewapend beton zijn uitgevoerd, of indien naar genoegen van den bevoegden ambtenaar, een ijzeren of gewapend beton kraagbalk of andere doelmatige versterkingen zijn aangebracht.
- i. De dikte van alle muren mag niet minder zijn dan $\frac{1}{15}$ van de verdiepinghoogte, ongeacht het vermelde onder e t/m h.
- j. De verticale afstand tusschen een deur- of raamopening tot aan de eerstvolgende erboven gelegen deur- of raamopening moet minstens gelijk zijn aan 0,60 m, tenzij zich daar een versterking bevindt in den vorm van een ijzeren of gewapend beton balk.
- k. Indien spouwmuren worden toegepast, moeten dezelfde dikten als hiervoren onder b t/m j aangeduid, voor elk der twee muren die tezamen den spouwmuur vormen, worden aangehouden.
- l. Indien de muren van een gebouw uitgevoerd worden in een ander soort steen dan baksteen of betonsteen, zullen de dikteafmetingen daarvan gelijk zijn aan $1\frac{1}{5} \times$ de dikten, genoemd onder e, f, g en i. In zulke gevallen zijn de bepalingen ad h, j en k van kracht.
- m. Vrijstaande muren bijv. dienende voor erfafscheiding, moeten ter hoogte van een willekeurig punt van den muur een dikte hebben gelijk aan minstens $\frac{1}{10}$ van den verticalen afstand van dat punt tot de bovenzijde van den muur.
- n. Borstweringmuren mogen niet hoger zijn dan 0,90 m; de bovenzijde van topgevelmuren en borstweringmuren moet stevig zijn verbonden aan het gewapend beton dak.
- o. Balkons en erkers van baksteen moeten behoorlijk zijn versterkt door een constructie van staal of gewapend beton.

Bovendien kan volgens de voorschriften in Japan het bouwen in baksteen slechts geschieden tot ten hoogste drie verdiepingen, terwijl daarbij geen grotere vertrekken kunnen worden ontworpen dan van 9×9 m. Door de groote muurdikten, die volgens de

bouwwet worden vereischt, is het bouwen in baksteen tamelijk duur. De groote schade aan baksteen en gebouwen toegebracht door de aardbeving van 1923 heeft de menschen afkeerig gemaakt van dit materiaal. Bovendien is in verband met de strenge bouwetten ten aanzien van baksteen de toepassing van gewapend beton in Japan niet duurder dan het gebruik van baksteen, zoodat laatstgenoemd materiaal na 1923 in dit land bijna geen toepassing meer vindt.

Italiaansche voorschriften.

De Italiaansche ordonnantie van 3 April 1930 schrijft het volgende voor ten aanzien van gebouwen in metselwerk, gelegen in bepaalde gebieden, welke als seismisch worden aangeduid, terwijl ook een opsomming is gegeven van de kleine steden en dorpen (totaal 540 gemeenten), welke in die gebieden zijn gelegen en waarop de bepalingen van toepassing zijn. Grootere steden in die gebieden vallen hier niet onder, daar zij hare eigen bouwverordeningen hebben. De gebieden, welke aan aardbevingen onderhevig zijn, worden in twee categorieën verdeeld naar gelang van de intensiteit der te verwachten aardschokken. Het 1ste gebied, met de grootste seismische werking, omvat 85 gemeenten, het 2de gebied 455 gemeenten.

Over het algemeen kan worden opgemerkt, dat deze Italiaansche voorschriften in sommige opzichten minder streng, en overigens strenger zijn dan de Japansche.

- a. De hoogte van nieuwe gebouwen mag in den regel niet meer bedragen dan 10 m, terwijl zij niet meer dan twee verdiepingen mogen bevatten.
- b. In uitzonderingsgevallen kan toestemming gegeven worden voor gebouwen van 3 verdiepingen, en voor hoogere, alleenstaande gebouwen, wanneer zulks met het oog op het algemeen nut gerechtvaardigd is, of voor kerken, met het oog op artistieke belangen of industriele eischen. Dergelijke hoogere gebouwen mogen niet als woningen of slaapzalen gebruikt worden.
- c. Over het algemeen mag de hoogte niet grooter zijn dan de breedte van de straat, doch uitzonderingen zijn op nauwkeurig omschreven voorwaarden toegestaan.
- d. Afwijkingen van de voorgaande regels kunnen worden toegestaan volgens het inzicht van den Oppersten Raad van het Departement van Openbare Werken.
- e. *De hoogte der verdiepingen* mag in den regel de 5 m niet overschrijden. De benedenverdieping van huizen met 2 verdiepingen mag niet hoger dan 2 m boven het straatoppervlak uitsteken en 3,5 m boven het algemeene aardoppervlak. *Bij huizen met 3 verdiepingen* mag de benedenverdieping niet meer dan 1,5 m boven het straatoppervlak uitsteken en niet meer dan 2 m boven de oppervlakte van het terrein en in dergelijke gebouwen mag het sousterrain niet als woonruimte worden gebruikt.

Huizen met 4 verdiepingen zijn toegestaan in het 2de gebied (dat van geringere seismische beweging), met dezelfde beperking als bovenvermeld.

- f. Buiten de bewoonde centra en de grenzen van het gemeentepan, zijn gelijke eischen van kracht.
- g. Boven de muurplaat zijn behalve schoorsteen, dakvensters, dakkamertjes en dergelijke, geen constructies toegestaan.

Als deze dakkamertjes aan de straatzijde zijn gelegen, worden zij niet medegerekend bij de berekening van de hoogte van het gebouw.

Schoorsteen moeten van plaatijzer, gewapend beton of gelijkwaardig materiaal zijn.

De hoogte van borstweringmuren en dakkamertjes mag over het algemeen niet meer zijn dan 1,2 m boven de hoogte, welke voor den muurplaat is toegestaan.

- h. „De constructie moet uitgevoerd worden volgens de beste regelen der kunst, terwijl goed materiaal en ervaren werkkrachten gebruikt moeten worden”.

Droog metselwerk (zonder mortel) is verboden. Gietijzer of ander broos materiaal is verboden voor het gebruik bij balken, pilaren en in het algemeen voor hoofdbestanddeelen van een constructie, welke weerstand moet bieden aan aardbevingen.

- i. Behalve in gevallen, waarin anders is voorzien, moeten de gebouwen van *gewapend metselwerk* zijn, hetwelk in staat is tegelijkertijd de spanningen tengevolge van druk, trek, doorbuiging en afschuiving te weerstaan.
- j. *Fundeeringen moeten een stevige verbinding opleveren tusschen de constructies en de aarde.* Bij terrasvormig opgehoogd terrein moeten de fundeeringen tot in den natuurlijke bodem reiken.

Fundeeringen voor gebouwen met gemetselde muren mogen geen onderbrekingen c.q. spaarbogen vertoonen en moeten in het algemeen niet op een grondaanvulling rusten.

De maximum eenheid van druk op gewonen grond mag 2 kg/cm² niet te boven gaan.

- k. *Gewoon baksteen- of kunststeenmetselwerk is toegestaan bij gebouwen zonder bovenverdiepingen:*

- mits 1. goede mortel voor den bouw wordt gebruikt,
2. buitenmuren met dwarsmuren zijn verbonden op afstanden van niet meer dan 6 m,
3. de hoofdmuren homogeen gebouwd zijn van baksteen of natuurlijke of kunstmatig verkregen steen, welke een gladde oppervlakte hebben en rechthoekig van vorm zijn of van onregelmatig gevormden steen versterkt door doorlopende, verbindende lagen van baksteen, rechthoekige betonsteen of gewapend beton, welke verticaal gemeten niet meer dan 60 cm van elkaar verwijderd zijn; deze lagen of banden moeten zich over de geheele dikte van den muur uitstrekken en niet minder dan 12 cm hoog zijn.

- l. Vlak metselwerk voor gebouwen van 2 verdiepingen is toegestaan, wanneer de hoogte niet meer dan 8 meter bedraagt, mits voldaan wordt aan de volgende voorwaarden:
1. de bouw van de muren moet overeenkomen met hetgeen hiervoren onder sub *k* is voorgeschreven;
 2. opgaande muren, welke door meer dan één verdieping worden voortgezet, moeten rusten op onafgebroken fundeeringmuren van ten minste 80 cm dikte, wanneer ze van baksteen zijn en 1 m dikte, wanneer zij bestaan uit breuksteenmetselwerk met verbindende baksteen- of betonlagen;
 3. deze opgaande muren mogen niet minder dan 60 cm dik zijn op den beganen grond, 40 cm op de eerste verdieping, wanneer ze van baksteen zijn of respectievelijk 70 cm en 50 cm als ze bestaan uit breuksteenmetselwerk met verbindende lagen van baksteen of beton;
 4. sousterrainmuren moeten 20 cm dikker zijn dan muren van de benedenverdieping;
 5. de muren moeten ter hoogte van de verdiepingvloer en van de muurplaat onderling stevig verbonden worden door gewapend beton of ijzeren banden, of door een houten lijst, aan de hoeken versterkt door ijzeren beugels.
- m. Het aanbrengen van *gemetselde gewelven* boven de grondoppervlakte is verboden. Zij zijn alleen toegestaan tusschen stalen plafondbalken, welke, als hieronder is aangegeven, onderling zijn verbonden.
- n. Wanneer de *balken, die het plafond dragen* in baksteen gebouwen een doorsnede hebben, welke zijdelingsche afwijking toelaat, moeten ze dwars verbonden worden met staafijzer op afstanden van niet meer dan 2 m en moeten tot op $\frac{4}{5}$ der dikte van de muren hierin ingelaten en verankerd worden.
- o. *De plafonds van vlieringen en zolders* moeten van licht materiaal zijn, zooals bijv. grof linnen, dunne planken, plaatijzer, enz., terwijl dik pleisterwerk of materiaal, dat los zou kunnen laten, vermeden dient te worden.
- p. *Overhangende trappen*, of trappen, welke op gemetselde bogen rusten, *zijn verboden*.
- q. *Deuren en ramen moeten in een kozijn van staal of gewapend beton gevat zijn*, waarbij sommige deelen van het kozijn verlengd moeten worden, teneinde de kolommen of regels van het hoofdgeraamte te bereiken en daarmee verbonden te worden, doch in houten gebouwen moeten houten venster- en deurkozijnen worden gebruikt. *Vensters en deuren* op de verschillende verdiepingen moeten *dezelfde verticale afmeting* hebben en het einde van de opening mag zich niet op een kleineren afstand dan 1,5 m van den hoek van het gebouw bevinden.
- r. *Overhangende en vooruitstekende constructies zijn verboden*, met uitzondering van balkons, kroonlijsten en daken. Balkons mogen niet meer dan 70 cm uitsteken en moeten gesteund worden door muurconsoles. Kroonlijsten mogen niet meer dan 50 cm uitsteken.
- s. Alle soorten *leidingen* moeten zorgvuldig van de deelen van de overige constructies gescheiden blijven. Bij vlak gemetselde constructies mogen leidingen niet in de pleisterlaag van den muur worden ingelaten.

HOOFDSTUK VI.

Gebouwen van gewapend beton.

Korte inhoud.

Gewapend beton gebouwen, mits deskundig ontworpen en zorgvuldig uitgevoerd, zijn goed bestand tegen aardbevingen. Bijzondere zorg moet worden besteed aan de uitvoering van stortnaden; zoo mogelijk moeten stortnaden geheel worden vermeden; de ligging der lasschen der wapeningsstaven in kolommen moet juist worden gekozen; dwarskrachtwapening der kolommen en de verbinding tusschen kolommen en balken moeten zeer solide zijn. Buiten- en binnenwanden zoowel als de vloeren moeten eveneens in gewapend beton zijn uitgevoerd en zeer stijf zijn. Overzicht van de belangrijkste bepalingen der Japansche voorschriften betreffende gebouwen van gewapend beton in seismisch gebied. Totale kosten van een gebouw, dat bestand is tegen aardbevingen, zijn 10 à 15% hooger dan bij uitvoering zonder toepassing van maatregelen tegen aardbevingen.

30. Omvang der schade aan gewapend beton gebouwen door de Japansche aardbeving van 1 September 1923.

De schade toegebracht aan gewapend beton gebouwen te Tokio en Yokohama was veel geringer dan aan baksteen gebouwen. De ervaring heeft uitge-

wezen, dat goed ontworpen en met zorg uitgevoerde gebouwen van gewapend beton, ter hoogte van 4 à 5 verdiepingen, bestand zijn tegen aardschokken van een intensiteit als die van 1 September 1923.

In Tokio bevonden zich 592 gebouwen van gewapend beton, daarvan zijn er slechts 8 (1,3%) geheel ingestort, terwijl 462 (78%) dier gebouwen geheel

ongeschonden bleef; in de omstreken van Tokio bleef 75% der gewapend beton gebouwen onbeschadigd. De volledige opgave der schade van het „Tokyo Building Department” luidt als volgt:

In Tokio:

(schade door aardbeving en brand)

	Aantal	%
Geheel ingestort	8	1,3
Gedeeltelijk ingestort	11	1,9
Ernstig beschadigd	42	7,1
Gedeeltelijk beschadigd	69	11,7
Onbeschadigd	462	78
Totaal	592	100

In de omstreken van Tokio:

(schade alleen door de aardbeving)

	Aantal	%
Geheel ingestort	8	6,8
Gedeeltelijk ingestort	9	7,6
Ernstig beschadigd	7	5,9
Gedeeltelijk beschadigd	5	4,2
Onbeschadigd	89	75,5
Totaal	118	100

Uit het onderzoek van de weinige beschadigde en ingestorte gebouwen kon worden afgeleid, dat de schade in den regel het gevolg was van fouten in het ontwerp of van weinig zorg bij de uitvoering; zulks zal hieronder nader worden uiteengezet. *Op grond van de opgedane ondervinding kan worden geconcludeerd, dat gewapend beton een zeer geschikt materiaal is voor het bouwen in seismisch gebied.*

Een van de vele goed ontworpen en uitgevoerde, en daardoor onbeschadigd gebleven gebouwen is afgebeeld op foto No. 33 (plaat IV), voorstellende het brandweergebouw van Susaki, te Tokio, waarop een uitkijktoren voor den brandweer.

31. Schade als gevolg van een minder goede verwerking van het materiaal.

Van zeer veel belang voor de mate van weerstand van gewapend beton gebouwen is een goede uitvoering van den bouw en een goede verwerking van het materiaal.

Bij een beschouwing van verschillende gebouwen na de Japansche aardbeving van 1923 kon veelal duidelijk worden opgemerkt, in welke gevallen de uitvoering en verwerking met weinig zorg hadden plaats gevonden.

Het bleek, dat bij de meeste ernstig beschadigde gebouwen een slechte uitvoering en verwerking en soms ook fouten in het ontwerpen der constructies, oorzaken waren van de vernielingen. In de breukdoorsneden van balken, vloeren en kolommen kon vaak worden waargenomen, dat slechte verharding had plaats gehad wegens slechte menging of een te gering gehalte aan cement, of wel, dat de breuk geschied was volgens een stortnaad, welke over eenige centimeters dikte beton bevatte van een geringe vastheid. Hier was telkens verzuimd de aan te sluiten vlakken, voordat er versch beton tegen werd gestort, naar behooren te reinigen. Foto No. 34 (plaat IV) geeft een voorbeeld van met weinig zorg uitgevoerde en te licht geconstrueerde vloeren en in het gebouw aangebrachte kolommen. Zooals men ziet, zijn de bedoelde vloeren en kolommen grondig vernield, terwijl in tegenstelling hiermede de kolommen in een gedeelte der buitenmuren voldoende weerstand boden. Uit de hoedanigheid der breukoppervlakken kon worden afgeleid, dat het gebruikte beton een te magere samenstelling had.

Foto's No. 35 en 36 (plaat V) stellen een vernield hoogreservoir van gewapend beton voor. Als gevolg van slecht uitgevoerde stortnaden en te zwakke ijzerdoorsneden bezweken eerst een kolom met aangrenzende horizontale regels, terwijl bij den volgende schok het reservoir werd afgeworpen. Tusschen reservoir en toren waren stortnaden van minder goede hoedanigheid, terwijl op deze plaatsen ook de wape-ning te gering was.

32. Schade aan fundeeringen, kolommen, balken en wanden en daartegen te treffen maatregelen.

De fundeeringen in gewapend beton moeten met veel zorg worden uitgevoerd. Te Yokohama kwam het veel voor, dat de balken, welke de onder-einden der kolommen verbonden, door de aardbeving van 1 September 1923 van deze kolommen waren afgebroken of wel dat de kolommen iets boven de fundeeringsplaat waren doorgescheurd (zie fig. 27 en foto No. 37), waardoor de afstand tusschen de kolommen veranderde en de kolommen ongelijk gingen zakken en bijgevolg de gebouwen ernstig schade leden.

Alzoo moet, indien mogelijk, een onder het geheele gebouw doorlopende fundeeringsplaat worden toege-

Verklaring der afbeeldingen van de overstaande plaat III.

Foto's 16 t/m 19. Voorbeelden van baksteen gebouwen te Tokio met ingestorten topgevelmuur.

Foto 20. Gebouw te Tokio met beschadigde en gedeeltelijk neergestorte kroonlijst.

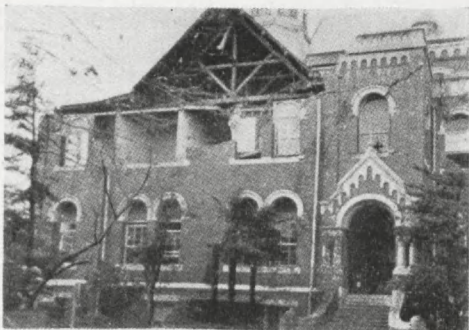
Foto 21. Vaak voorkomende scheurvorming in baksteen muren nabij den hoek van een gebouw.

Foto 22. Voorbeeld van een paraboolvormig gescheurden steenen muur.

Foto's 23 t/m 25. Voorbeelden van baksteen muren met scheuren, welke naar deur- en vensteropeningen loopen.



16



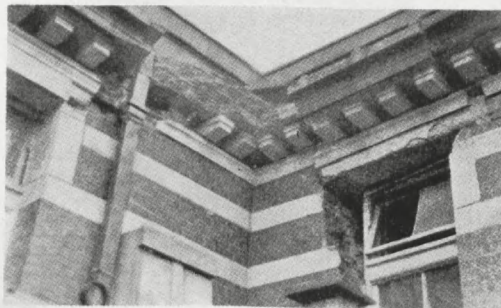
17



18



19



20



21



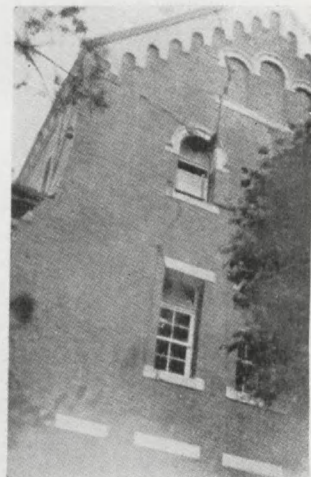
22



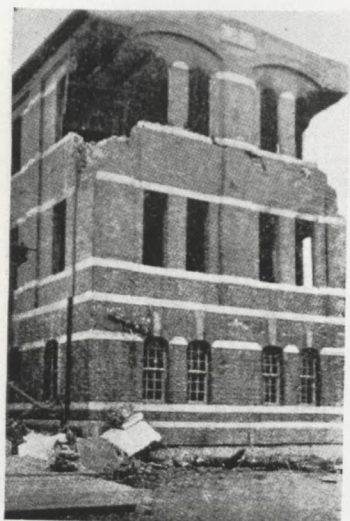
23



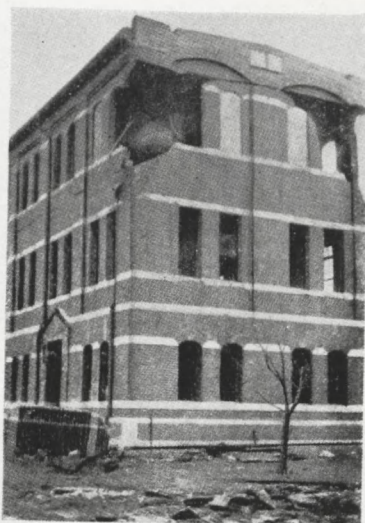
24



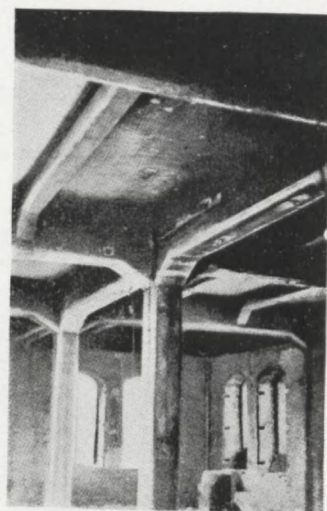
25



26



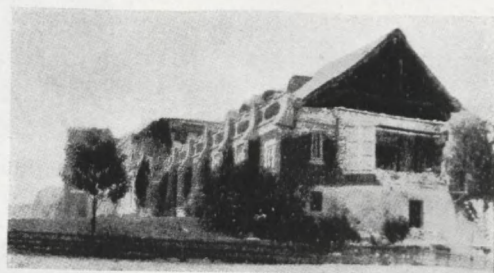
27



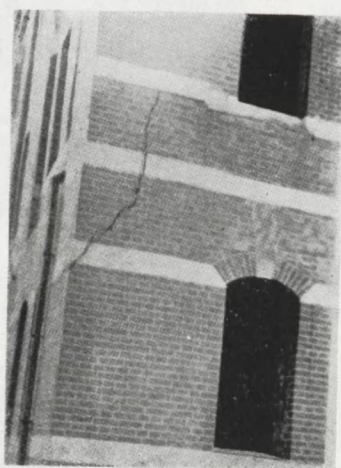
28



30



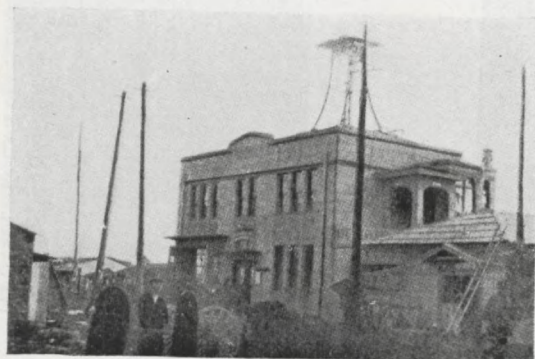
31



29



32



33



34

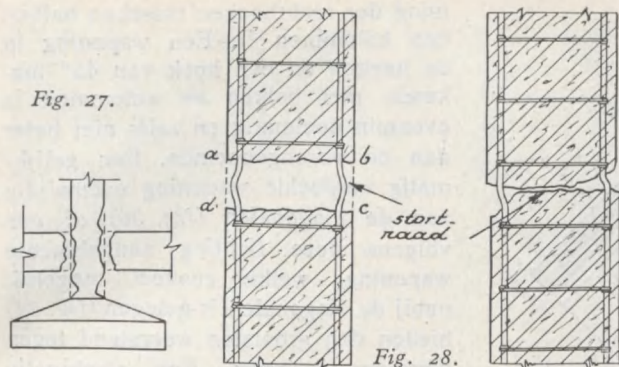


Fig. 27. Breuk tusschen gewapend beton kolommen en balken even boven de fundeering.

Fig. 28. Breuk in gewapend beton kolommen door minder zorgvuldige uitvoering van stortnaden.

past, of wel moeten de voetplaten c.q. de onderinden der kolommen door zeer stevige balken onderling worden verbonden.

Tijdens de uitvoering moet uiteraard het betonwerk bij iedere verdieping onderbroken worden om het in den vloer verwerkte beton gedurende eenige dagen of een week, gelegenheid te geven te verharderen. Bij de stortnaden of aan te sluiten vlakken hecht de volgende laag beton minder goed aan de oudere ten gevolge van het verschil in ouderdom.

Bij een hevige aardbeving zijn dan ook vooral de met minder zorg uitgevoerde stortnaden aan vernieling onderhevig, waardoor ter plaatse meermalen de wapeningsstaven worden uitgebogen (zie fig. 28, waarin *abcd* een zwak gedeelte in het beton voorstelt, wegens minder zorgvuldige uitvoering van een stortnaad ter plaatse).

Zelfs als bij de uitvoering alle losse deelen der aan te sluiten vlakken zijn verwijderd, is een stort-

naad een zwakkere plaats met een geringer werkzaam traagheidsmoment der doorsnede, zoodat hier hogere spanningen in de wapening kunnen worden verwacht (zie foto No. 38). Het is dan ook zeer gewenscht, ter plaatse van de stortnaden een extra wapening toe te voegen ter vergrooting van het traagheidsmoment.

Voorts behooren de lasschen der wapeningsstaven in kolommen verspringend te worden aangebracht. Deze lasschen mogen vooral niet liggen ter plaatse der maximale momenten tengevolge van seismische belastingen, dus niet ter hoogte van de vloeren, doch behooren op ongeveer 1,50 m daarboven te worden aangebracht.

Op vele plaatsen komt bij een aardbeving de grond ook in verticale slingering, waardoor de druk in kolommen wordt vergroot. Vooral indien de dwarswapening (beugels of spiraalwapening) in deze constructie-deelen te gering is genomen dan wel geheel ontbreekt, treedt eveneens ernstige beschadiging op, zooals afgebeeld op fig. 29 en foto's No. 39 en 40).

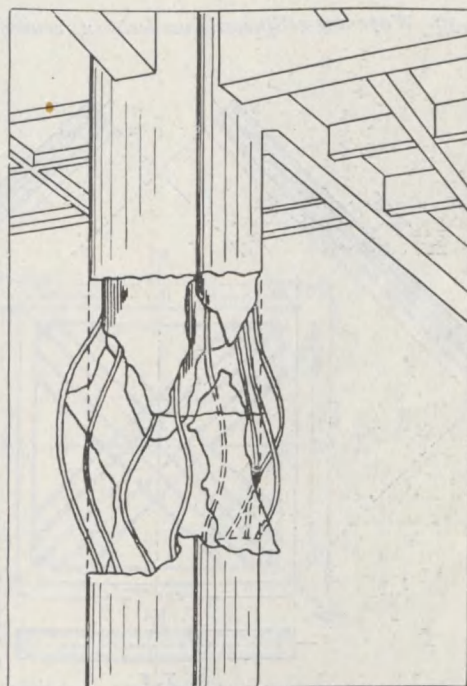


Fig. 29. Breuk in gewapend beton kolom, waarbij dwarswapening ontbreekt c.q. te zwak is.

Verklaring der afbeeldingen van de overstaande plaat IV.

Foto 26 en 27. Laboratorium van de Zeevaartschool te Tokio, resp. van de Oost- en Westzijde. Veel voorkomend geval, waarbij de muurgedeelten in de hoeken van het gebouw het meest hebben te lijden.

Foto 28. Laboratorium van de Zeevaartschool te Tokio, binnenzijde.

Foto 29. Idem. Horizontale en verticale scheuren in den wand.

Foto 30. Baksteen schoolgebouw te Long Beach (Californië) na de aardbeving van 10-3-1933. De toren en een gedeelte van den buitenwand der verdieping zijn ingestort.

Foto 31. Idem. De topgevelmuur en gedeelten van den buitenwand zijn vernield.

Foto 32. Baksteen Y. W. C. A.-gebouw te Long Beach (Californië) na de aardbeving van 10-3-1933. Het gewapend beton skelet is vrijwel onbeschadigd gebleven.

Foto 33. Gewapend beton gebouw van den brandweer te Susaki, Tokio. Onbeschadigd gebleven bij de aardbeving van 1-9-1923.

Foto 34. Vernielde gewapend beton kolommen en vloeren van een winkelgebouw te Tokio. Het beton was te mager van samenstelling, terwijl de vloeren en kolommen een te geringe dikte en wapening hadden.

De hoekverbindingen van kolommen met vloerbalken worden doorgaans het ongunstigst belast door de seismische traagheidskrachten, terwijl dergelijke verbindingen in de kolommen, indien zij niet zeer stijf geconstrueerd zijn, ook een grotere slingering van het gebouw bij aardbeving veroorzaken.

De verbinding van kolom en balken behoort daarom aanzienlijk te worden versterkt, bijv. door consolevormige hoekverstijvingen, aangezien hier anders veel kans bestaat op breuk (zie foto's No. 41 en 42).

Omtrent de buiten- en binnenwanden van gebouwen wordt er nogmaals de aandacht op gevestigd, dat zij zoo mogelijk van gewapend beton en in ieder geval zeer stijf behooren te zijn, ten einde de eigen slinger-

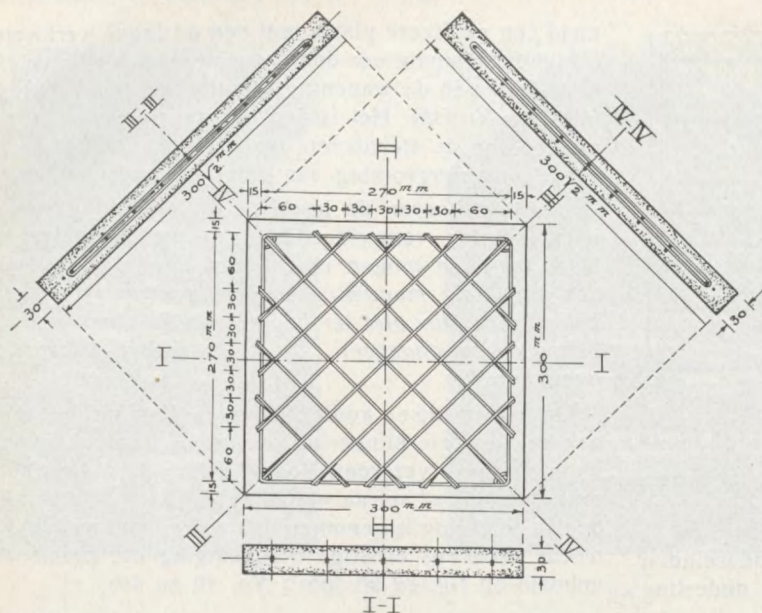


Fig. 30. Wapening gelijkmatig verdeeld en evenwijdig aan de diagonalen.

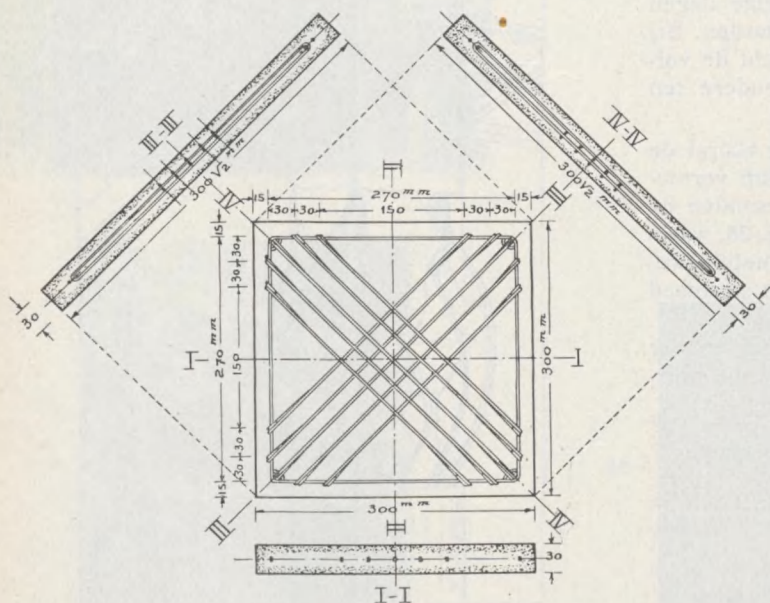


Fig. 31. Wapening evenwijdig aan de diagonalen en zoo dicht mogelijk daarbij gelegen.

periode van het gebouw tot een minimum te beperken.

Deze muren worden waar noodig aangebracht in de ruimten tusschen en aansluitende tegen de kolommen en de balken; aldus voorkomen zij, dat de rechthoeken tusschen kolommen en balken bij slingeringen zouden worden vervormd tot parallelogrammen.

Door T a n a b e, professor aan de „University of Engineering” te Tokio, werden vele nauwkeurige laboratoriumproeven genomen met kleine modellen van vierkante wanden, die op verschillende wijze waren gewapend; uit deze proeven is gebleken, dat de gebruikelijke wijze van wapening evenwijdig aan de randen der wanden weinig doelmatig is tegen vervor-

ming der rechthoeken tusschen balken en kolommen¹⁵⁾. Een wapening in de hoeken en een hoek van 45° makende met balken en kolommen is evenmin doelmatig en zelfs niet beter dan de voorgenoemde. Een gelijkmatig verdeelde wapening evenwijdig aan de diagonalen (fig. 30) of een volgens deze richting aangebrachte wapening, welke zooveel mogelijk nabij de diagonalen is gelegen (fig. 31) bieden den grootsten weerstand tegen vormveranderingen. Een combinatie van wapeningen volgens fig. 30 en fig. 31 is dus het meest aanbevelenswaard.

De belastingproeven met de hier bedoelde modellen van gewapend beton wanden geschieden zooals op fig. 32 schetsmatig is aangegeven. *ABCD* stelt den betonwand voor, die in *C* en *D* is opgelegd, terwijl in *A* een kracht *P* evenwijdig aan *AB* en *CD* werkt. Door *P* geleidelijk op te voeren zal vormverandering plaats vinden en zal de rechthoek *ABCD* gewijzigd worden in een parallelogram *A'B'CD*. De lengteverandering *AE*, welke de diagonaal *AC* ondergaat, kan worden opgemeten, terwijl hieruit de hoek α , zijnde de verandering welke de rechte hoek van den wand ondergaat, afgeleid kan worden. Aldus wordt een maatstaf gevonden voor de vormveranderingen als gevolg van de kracht *P*, terwijl voorts ook uit de wijze van scheurvormingen in den betonwand kan worden beoordeeld, in hoeverre de wapening doelmatig is.

Fig. 33 geeft een afbeelding van het stalen raamwerk, waarin de modellen van betonwanden werden belast. De twee rechthoeken *ABCD* c.q. parallelogrammen *A'B'C'D'* hebben scharnierende hoekpunten, die opgelegd zijn in de punten *A* c.q. *A'*, terwijl

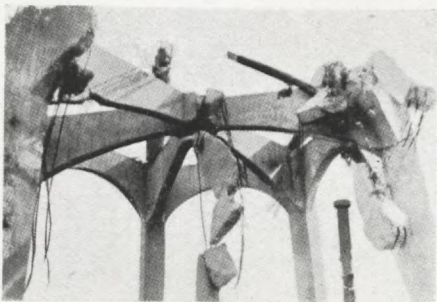
de vier draaipunten *C*, *D*, *C'* en *D'* in één staaf zijn opgenomen.

Dit raamwerk, waarin twee nauwkeurig passende betonwanden zijn aangebracht, kan worden beschouwd als een ligger op twee steunpunten en wordt in het midden belast door een kracht $2P$, zoodat voor elken wand de in fig. 32 aangegeven wijze van belasting wordt verkregen.

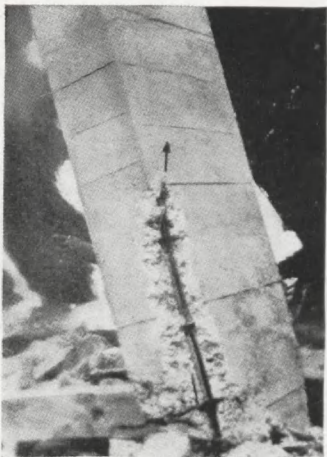
15) T a n a b e. Effects of systems of reinforcement upon the elasticity and strength of concrete slabs in shear. *Proceedings World Engineering Congress of Tokyo* 1929. Paper no. 672.



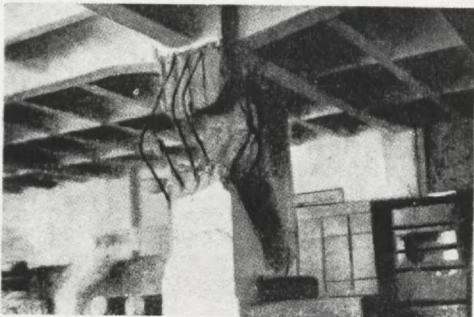
35



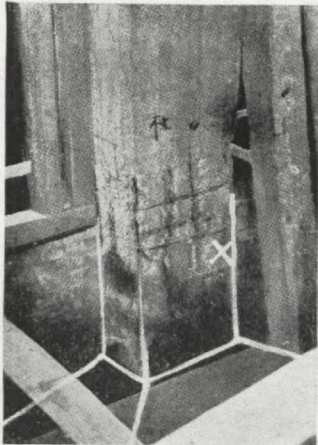
36



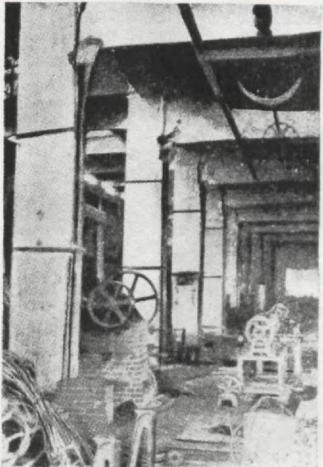
40



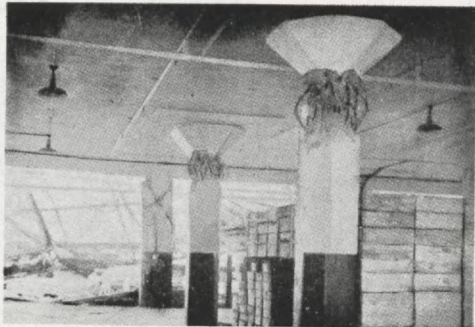
39



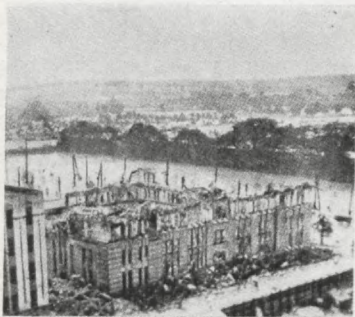
37



41



42



43



44

Buitenmuren van gewapend beton worden volgens de thans in Japan geldende normen minstens 20 cm dik gemaakt en *binnenmuren* — behalve lichte afscheidingen — minstens 12 cm.

Bij deur- en raamopeningen moeten in de betonnen wanden, nabij de hoeken der openingen, extra wapeningen worden aangebracht, teneinde breukvorming aldaar zooveel doenlijk tegen te gaan.

Vloerplaten moeten zoo stijf mogelijk zijn, zoodat horizontale krachten van het ééne gebint volkomen op de andere gebinten kunnen worden overgebracht. De minimum dikte bedraagt 15 cm volgens de thans gebruikelijke normen in Japan.

Japansche voorschriften.

Op grond van de aanvulling 1924 op de bouwetten moeten in de groote Japansche steden, die in seismisch gebied liggen, de volgende voorschriften worden gevolgd:

- a. Het in maatdeelen te verwerken cement moet per liter een ruimtegewicht hebben van 1,550 kg in stede van 1,400 kg, zooals te voren gebruikelijk.
- b. De lasschen in de hoofdwapening moeten een lengte verkrijgen van minstens 25 diameters.
- c. Alle hoofdliggers (vloerbalken) moeten een dubbele wapening verkrijgen en over de geheele overspanning van beugels worden voorzien.
- d. De verhouding tusschen den diameter (c.q. dikte) tot de lengte van kolommen is van $\frac{1}{20}$ op $\frac{1}{15}$ gebracht.
- e. De doorsnede van het langszijzer in kolommen mag niet minder dan $\frac{1}{80}$ (1,25%) der betondoor-snede zijn.

Verklaring der afbeeldingen van de overstaande plaat V.

- Foto 35 en 36. Vernielde gewapend beton watertoren. Met weinig zorg uitgevoerde stortnaden, onvoldoende wapening tusschen reservoir en opgaande deelen van den toren.
- Foto 37. Voorbeeld van een nabij het onder einde door-gescheurde kolom. De omtrek van de vernielde, reeds verwijderde gedeelten, is met witte lijnen aangegeven.
- Foto 38. Gewapend beton kolom, vernield aan het boven-einde, ter plaatse van een stortnaad.
- Foto 39. Vernielde kolommen met een te geringe spiraal-wapening.
- Foto 40. Nabij het onder einde vernielde gewapend beton kolom. Een staaf der hoofdwapening is geheel vrijgekomen.
- Foto 41. Koperdraadfabriek te Tokio. Door de afwezigheid van hoekverstijvingen zijn de vloerbalken der 1ste verdieping vernield bij de aansluiting tegen de kolommen.
- Foto 42. Voorbeeld van een gewapend beton vloerbalk (Girder B), welke door de aardbeving van 1-9-1923 werd losgerukt van de kolom (AB).
- Foto 43. Het door de aardbeving van 1-9-1923 vernielde in gewapend beton uitgevoerde N a i g a i-gebouw te Tokio (zie tabel IV No. 3).
- Foto 44. Foto van het inwendige van het vernielde N a i g a i-gebouw te Tokio.

- f. De afstand tusschen de beugels in kolommen mag ten hoogste gelijk zijn aan $15 \times$ de dikte der hoofdwapening.
- g. De muren moeten doelmatig over het gebouw worden verdeeld, zoodat een maximum aan stijfheid wordt verkregen.
- h. De muren moeten met behulp van wapeningssta-ven stevig worden verbonden aan het gewapend betonskelet.
- i. Holle tegels, holle baksteen e.d. mogen slechts als muurbekleding worden gebezigd en moeten daarbij zeer stevig worden bevestigd.

33. Toename van de te gebruiken hoeveelheden bouwmaterialen en verhooging der bouwkosten.

Uit een door professor Naito van de Waseda Universiteit opgemaakte berekening, betrekking hebbende op een 15-tal gebouwen van gewapend beton te Tokio is gebleken, dat bij constructies uitgevoerd overeenkomstig de nieuwe bouwetten na de aardbeving van 1 September 1923, 86% meer wapenings-ijzer en 25% meer beton werd gebezigd dan bij de tevoren uitgevoerde gebouwen, waardoor de totale bouwkosten gemiddeld 10 à 15% waren gestegen boven de kosten bij toepassing van de vroegere bouw-wijze.

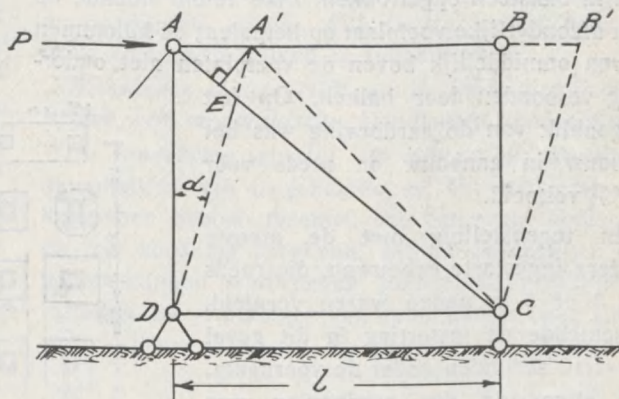


Fig. 32. Wijze van belasting der modellen volgens de figuren 30 en 31.

Men zal thans dus ook even zooveel meer geld in eventueel op te richten gebouwen moeten beleggen dan voorheen, om ze tegen aardbevingen te beveiligen.

34. Voorbeeld van een op 1 September 1923 geheel ingestort ge-bouw met gewapend beton skelet.

Figuren 34 t/m 37 geven afbeeldingen van het reeds in § 16 ter sprake gebrachte N a i g a i-kan-toorgebouw te Tokio, dat geheel instortte door de aardbeving van 1 September 1923. Het is nuttig, dit geval, waarbij algeheele vernieling plaats vond, meer in bijzonderheden te beschouwen, aangezien hieruit blijkt welke fouten, vooral in seismisch gebied, bepaald moeten worden vermeden.

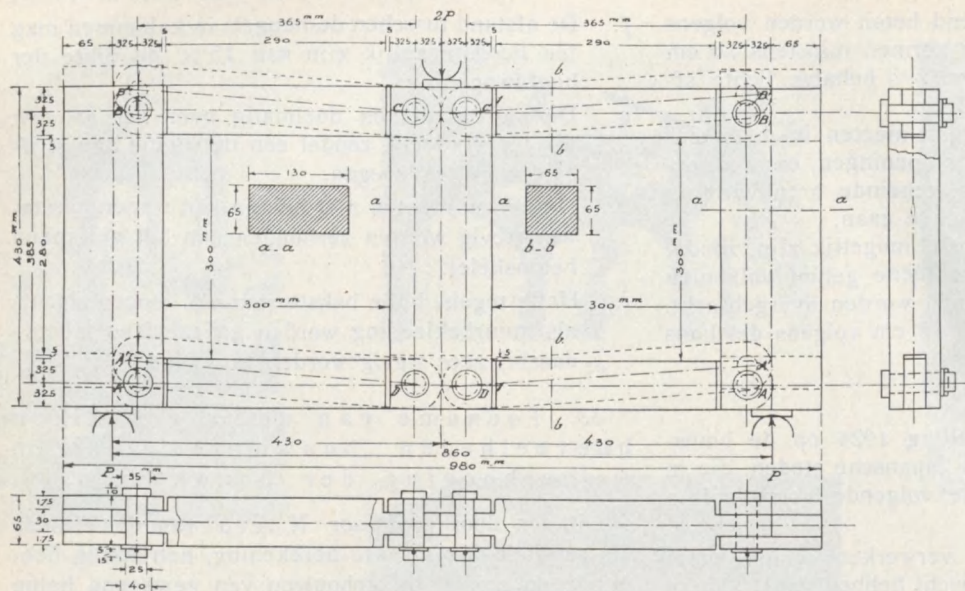


Fig. 33. Stalen raamwerk dienende tot belasting van de modellen van twee beton wanden.

Het gebouw bestond uit een skelet van gewapend beton, waartusschen $1\frac{1}{2}$ -steens vulmuren van baksteen waren aangebracht. Het aantal verdiepingen bedroeg 8, met inbegrip van een kelder verdieping. De muren, welke den liftkoker en de trappenruimte omgaven, waren in baksteen opgetrokken. Elke kolom steunde op een afzonderlijke voetplaat op heipalen; de kolommen waren onmiddellijk boven de voetplaten niet onderling verbonden door balken. Op het oogenblik van de aardbeving was het gebouw in aanbouw en reeds voor 90% voltooid.

In tegenstelling met de meeste andere ingestorte gebouwen, die reeds na 2 of 3 seconden waren vernield, geschiedde de instorting in dit geval eerst 10 seconden nadat de voornaamste slingering der aardbeving was begonnen, alzoo eerst na dynamische uitbuiging door te groote eigen periode.

Foto's No. 43 en 44 geven afbeeldingen van het ingestorte gebouw.

Zooals uit de figuren kan worden afgeleid, moet de vernieling van dit gebouw o.m. aan de volgende oorzaken worden toegeschreven:

- 1e. De plattegrond (L-vorm) was niet gunstig; de beide, loodrecht op elkaar staande gedeelten van het gebouw kwamen daardoor in ongelijke slingering.
- 2e. Er was geen doorlopende funderingsplaat, doch de kolommen

dellijk boven de vloeren in plaats van 1,50 m daarboven.

- 6e. De staafeinden waren niet haakvormig omgebogen.
- 7e. Het aantal beugels in de vloerbalken was onvoldoende.
- 8e. Er was geen seismische factor in rekening gebracht. Dit gebouw was dus niet op aardbeving berekend.

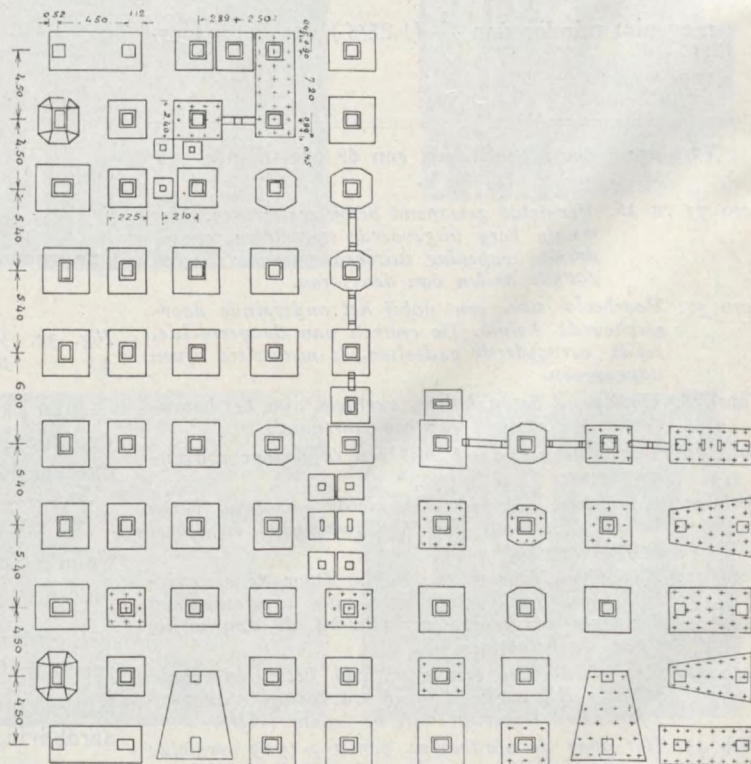


Fig. 34. Funderingsplan (1:500) van het N a i g a i -gebouw te Tokio. Voorbeeld van een totaal verkeerd geconstrueerd gebouw; geheel vernield door de aarbeving van 1-9-1923. Koppelbalken tusschen de voetplaten der kolommen ontbreken.

steunden op geïsoleerde voetplaten, welke niet door balken onderling waren verbonden.

- 3e. De wanden waren van baksteen en gaven het gebouw onvoldoende stijfheid.
- 4e. De verbindingen tusschen kolommen en balken waren te zwak, de consolevormige hoekverstijvingen waren niet gewapend.
- 5e. De kolommen hadden een onvoldoende wapening, de lasschen der wapening lagen onmid-

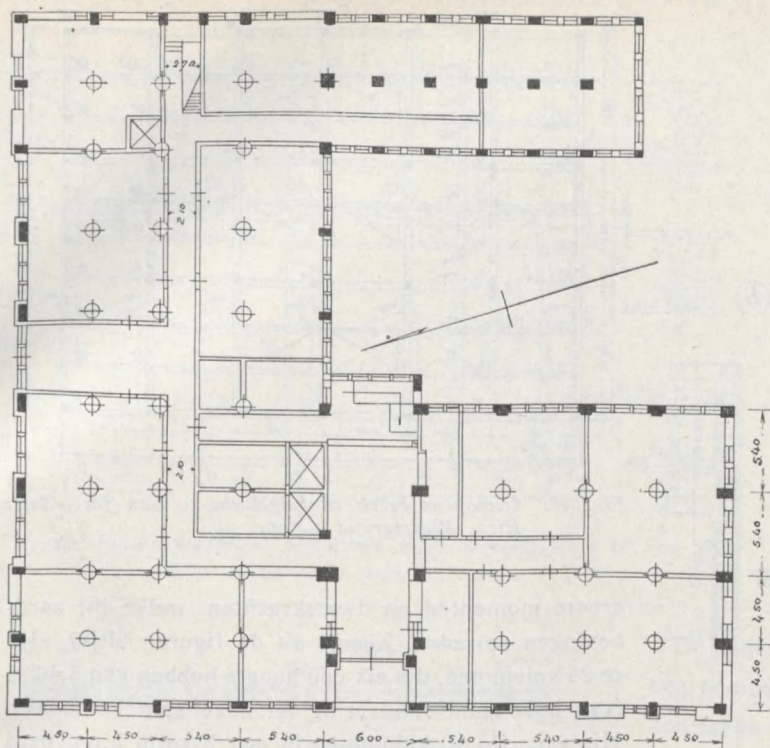


Fig. 35. Plattegrond 8ste verdieping (1:500) van het N a i g a i-gebouw. De vulwanden tusschen het gewapend beton skelet waren van baksteen en gaven het gebouw onvoldoende stijfheid.

35. Voorbeeld van een nieuw aardbevingvrij geconstrueerd gebouw in gewapend beton.

Een 6-tal jaren geleden werd in San José, een nabij Panama in Midden-Amerika en dus in een tropisch klimaat gelegen plaats, een gebouw in gewapend beton voltooid, waarbij de noodige maatregelen tegen aardbevingen zijn genomen en waarvan hieronder een beschrijving zal volgen.

Het gebouw is afgebeeld op de figuren 38 t/m 40; de lokaliteiten welke het bevat zijn bestemd om als winkel- en kantoorruimte te worden benut. Het is ontworpen in twee verdiepingen. Voorloopig is slechts de begane grond verdieping uitgevoerd, terwijl de constructie geschikt is om daarop later de 2de verdieping te bouwen ¹⁶⁾.

Het gebouw sluit aan drie zijden tegen bestaande gebouwen aan en staat slechts aan de front-(straat-)zijde vrij. Zooals uit figuren 38 en 39 blijkt, is de ruimte in drie gedeelten verdeeld n.l. twee van 8,74 m en één van 8 m breed, welke afzonderlijk verhuurd kunnen worden. Voorts zijn

16) Hofweber, Beispiel einer Erdbeben-Konstruktion in San-José, Costa-Rica. *Die Bautechnik* 15 Dec. 1933.

negen glazen bovenlichten aangebracht (zie fig. 38). Wegens de geringe temperatuursverschillen ter plaatse werd het aanbrengen van uitzetvoegen niet noodig geacht. In seismisch gebied zouden dergelijke voegen echter steeds zoodanig moeten worden uitgevoerd, dat vernielingen door het langs of tegen elkander bewegen van de door de aardshokken van elkaar gescheiden gedeelten van het gebouw niet kunnen voorkomen.

De wanden zijn grootendeels in hout uitgevoerd; slechts zijn aan de straatzijde alsmede aan de achterzijde van het gebouw, als afscheiding met het gedeelte dat van een laag dak is voorzien, tusschen de kolommen en balken gewapend beton wanden aangebracht, waarin de noodige deur- en raamopeningen zijn gespaard. Deze wanden hebben een dikte van 10 cm en zijn niet in de figuren aangeduid.

Aangezien blijkens ervaring steeds diagonaalsgewijze scheuren in de wanden optreden, is de wapening ook diagonaalsgewijs aangebracht, terwijl bovendien gerekend is op loodrechte

en horizontale staven. Alle staven lopen door tot in de kolommen, balken en fundeeringen

De wanden zijn tegelijk met de kolommen gestort, zoodat één monolithische betonmassa is verkregen.

De fundeering (zie fig. 40) bestaat uit gewapend betonbalken. De langsbalken en de voetplaten der kolommen hebben tezamen een zoo groot oppervlak en zijn zoodanig berekend, dat zij de druk op den bodem kunnen overbrengen, zonder dat verzakkingen intreden. De afmetingen van de binnenste twee langs-

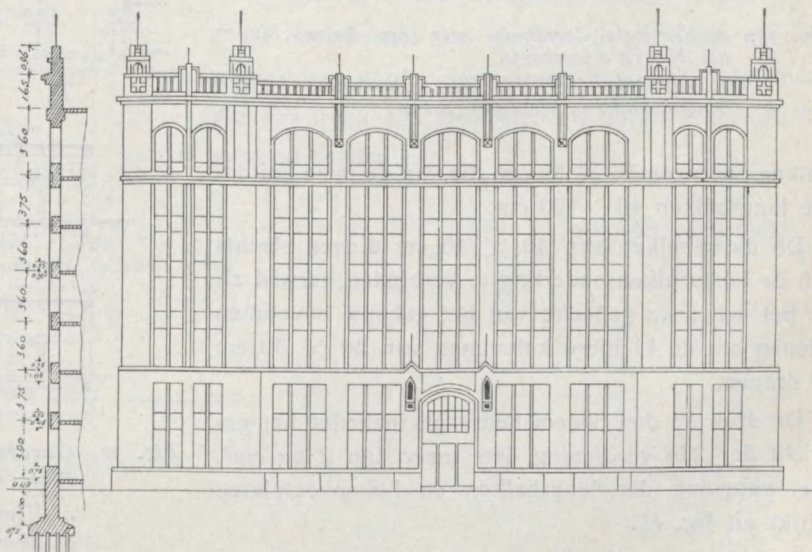


Fig. 36. Frontaanzicht en geveldoorsnede van het N a i g a i-gebouw.

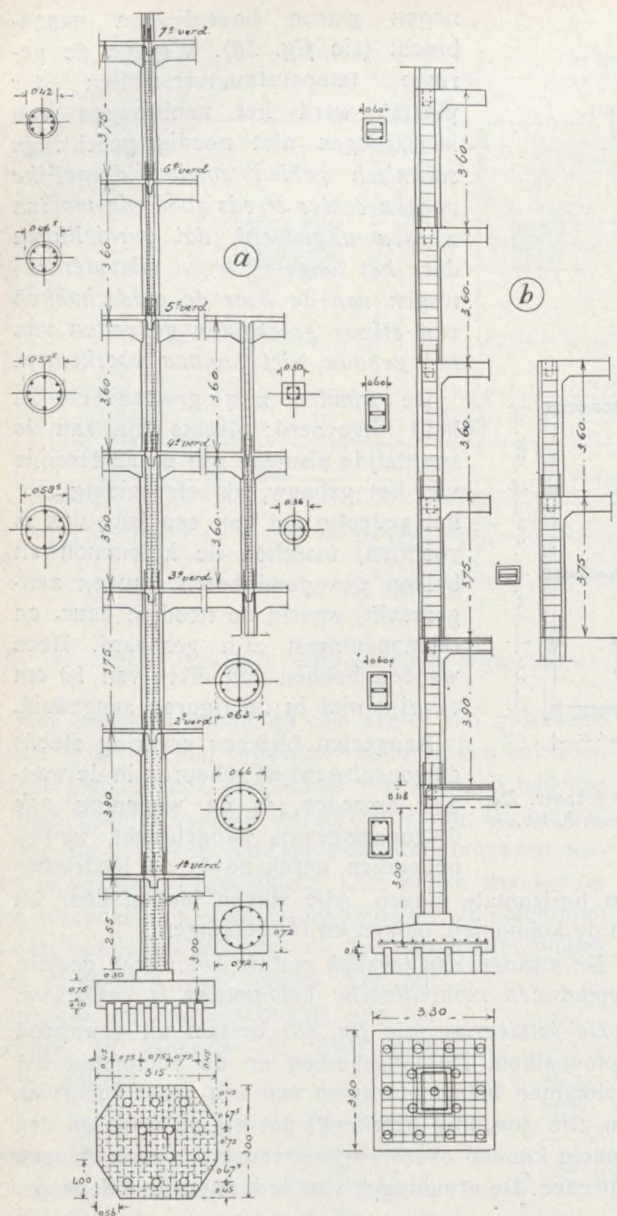


Fig. 37. a. Verticale doorsnede over een kolom binnen het N a i g a i-gebouw.
b. Verticale doorsnede over een kolom in den buitenwand van hetzelfde gebouw.

balken bedragen 50×60 cm, die van de twee buitenste langsbalken 40×50 cm.

De dwarsbalken van 40×40 cm dienen slechts om de langsbalken onderling te verbinden, terwijl zij in het achterste gedeelte van het gebouw bovendien dienen om de kleinere kolommen van 30×30 cm te dragen.

De druk op den bodem bedraagt, inclusief het gewicht der 2de verdieping, iets meer dan 2 kg/cm^2 . De wapening der langsbalken en kolomvoetplaten blijkt uit fig. 41.

De kolommen zijn in een zoodanigen vorm ontworpen, dat zij zoo goed mogelijk bestand zijn tegen de

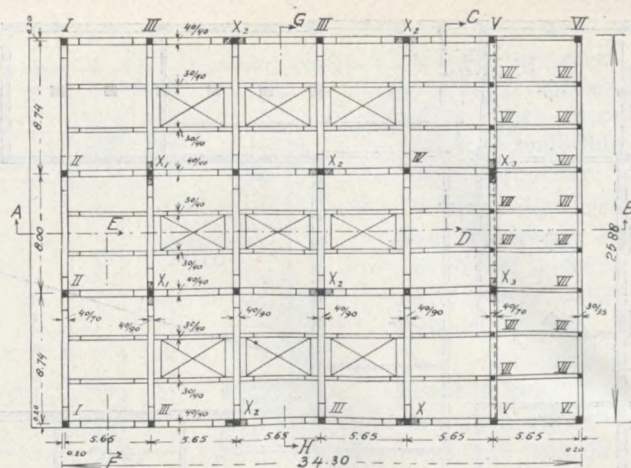


Fig. 38. Gewapend beton winkelgebouw te San José, Costa Rica. Plattegrond 1:500.

groote momenten en dwarskrachten, welke bij aardbevingen optreden. Zooals uit de figuren blijkt, zijn er 24 kolommen, die elk een hoogte hebben van 5,40 m (van bovenkant fundeering tot bovenkant betondak). Hiervan zijn 10 kolommen in een X-vorm uitgevoerd en verspreid aangebracht in het gebouw, zoodat zij telkens 90° ten opzichte van elkander zijn gedraaid. De doorsnede van zulk een kolom aan de onder- en aan de bovenzijde bedraagt $1,40 \times 0,40$ m (zie fig. 41b), zoodat de doorsnede ter plaatse van de aansluiting tegen bovenbalk en fundeering, dus op

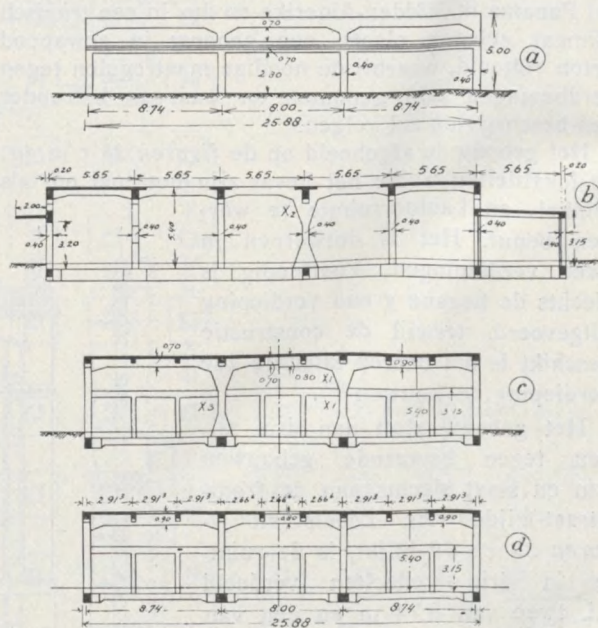


Fig. 39. Gewapend beton winkelgebouw te San José, Costa Rica (1:500).

a. Vooraanzicht.

b. Doorsnede AB uit fig. 38.

c. Doorsnede CD en EF uit idem.

d. Doorsnede GH uit idem.

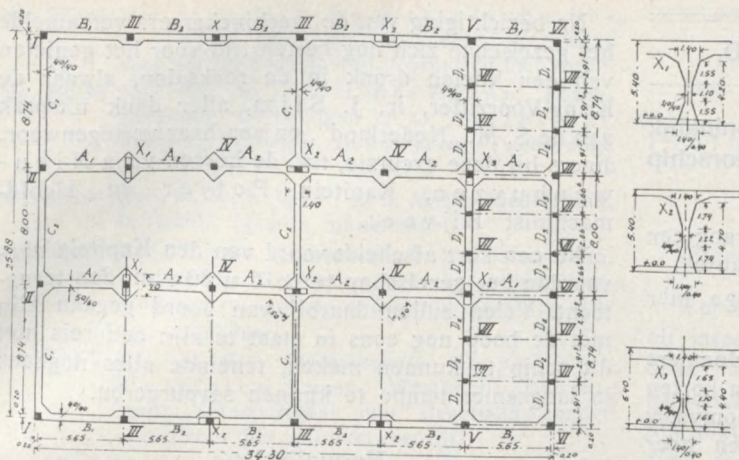


Fig. 40. Funderingsplan gewapend beton winkelgebouw te San José, Costa Rica en aanzicht 3-tal kolommen (1:500).

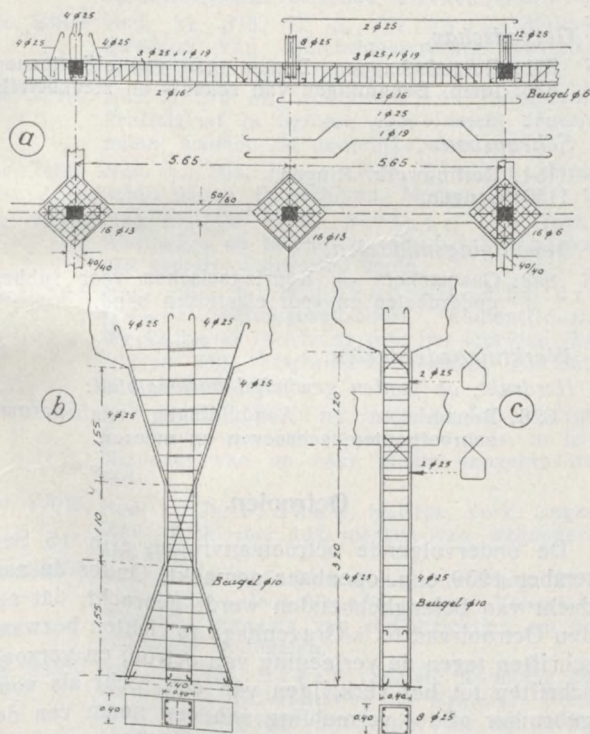


Fig. 41. Gewapend beton winkelgebouw te San José, Costa Rica.

- Fundering der kolommen (1:200).
- Detail van een X-vormige kolom (1:100).
- Detail van een kolom aan de frontzijde (1:100).

de gedeelten, waar de grootste momenten optreden, 25% grooter is dan de kleinste doorsnede der kolom. Behalve de normale loodrechte wapening, heeft elke X-vormige kolom bovendien nog een kruislings aangebrachte wapening van 8 staven rondijzer dik 25 mm, welke zoowel voor trek- en drukwapening, als voor het opnemen van dwarskrachten dienen. Voor dit doel zijn deze staven, wegens haar hellenden stand, bijzonder geschikt.

De aangebrachte beugels zijn van rondstaafijzer dik 10 mm; de beugelafstand in het kolomgedeelte van $0,40 \times 0,40$ m bedraagt 10 cm, in de andere breed uitlopende gedeelten der kolommen 20 cm.

De andere kolommen hebben over de geheele hoogte een doorsnede van $0,40 \times 0,40$ m. Overal waar balken tegen deze kolommen aansluiten, zijn kruisijzers van 25 mm dikte aangebracht, terwijl op deze plaatsen eveneens de beugelafstand is verminderd tot 10 cm (zie fig. 41a).

De ijzerdoorsnede van de langswapening der kolommen bedraagt gemiddeld 2,5% van de beton doorsnede. Ook de kleinere kolommen van $0,30 \times 0,30$ cm zijn voorzien van vorenbedoelde kruisijzers van 25 mm dikte ter plaatse van de aansluiting tegen de balken.

Het gewapend beton dak (langs- en dwarsbalken alsmede dekplaat) is op de normale wijze ontworpen. Stortnaden ter plaatse van de aansluiting van kolommen en balken zijn zorgvuldig vermeden.

De *bouwkosten* zijn, wegens de getroffen maatregelen tegen aardbevingsgevaar, in totaal 11,5% hoger geworden dan de kosten bij normale constructie geweest zouden zijn.

(Wordt vervolgd.)

BERICHTEN VAN ALLERLEI AARD.

Excursie van Kring Semarang van het Koninklijk Instituut van Ingenieurs naar het motorschip „Oranje”.

Op Zaterdag 14 October heeft Kring Semarang een excursie gehouden naar het motorschip „Oranje”.

Een kort verslag van deze excursie moge hier volgen.

Te 1 u 30 n.m. verzamelde een 35-tal deelnemers zich bij loods H.W. 2 op het haven terrein, om korten tijd later, begeleid door den agent van de Stoomvaart Maatschappij „Nederland” te Semarang, den heer W. van Nieuwenhuizen, per stoombarkas naar de „Oranje” af te varen.

Door verschillende omstandigheden was het schip iets later dan aanvankelijk werd verwacht, zoodat het gezelschap in de gelegenheid was het binnenkomen op de reede gade te slaan.

De interne bezichtiging van het schip werd in twee gedeelten gescheiden.

Allereerst werd onder deskundige leiding de accommodatie bewonderd, velen reeds uit de daarover gepubliceerde beschrijvingen bekend: de fraaie salons en hutten, de airconditioned eetzaal, de ruime dekken, de wandversieringen enz., alles een combinatie van nuttigheid en schoonheid.

Vervolgens werden onder andere, ditmaal meer technisch-deskundige leiding, de kracht- en lichtbronnen bezocht. Het was daarbij een gelukkige omstandigheid, dat er reeds gelegenheid was geweest, om zich uit *De Ingenieur* een beeld te vormen omtrent de machine-technische uitrusting van dit fraaie schip.

Desondanks was het een openbaring bij de bezichtiging te ervaren de fraaie opstelling der machines, groote netheid en ruimte tengevolge hebbende, de merkwaardige sensatie te ondergaan van een lang bezoek aan machinekamer c.a. direct nadat het schip op de reede was aangekomen, zoodat de motoren nog veel hitte uitstraalden, doch tengevolge van de krachtige ventilatie zelfs geen spoor van extra warmte deden ondervinden. Het machinepersoneel was eenvoudig enthousiast over den enormen vooruitgang in de werkomstandigheden tengevolge van deze ventilatie en van de op uitgebreide schaal toegepaste geluid-demping. Daarnaast was het prettig te hooren, met hoeveel ontzag men gewaagde van het prachtige werk van ir. IJsselmuiden, die *zulk* een machine-installatie had ontworpen en daarbij bovendien zoo'n groot succes had gehad bij het bestrijden van trillingen. Men was dan ook niet moe ons mede te nemen naar alle punten, waar nieuwe vernuftigheden waren toegepast of afwijkingen van vroegere uitvoeringen waren te zien.

Men was vol vertrouwen met deze motoren, die in tegenstelling met het gebruik zoo royaal zijn geconstrueerd, dat zij bij normale kruisvaart op slechts 70% belasting loopen en een ruime overbelasting gedoogen, gelukkig te zullen varen. Van de bij deze motoren toegepaste „solid injection” verwacht men ook op den duur veel plezier.

Na bezichtiging van de machinekamers verzamelde het gezelschap zich nog korten tijd voor het genieten van een koelen drank in de rooksalon, alwaar de Kring-Voorzitter, ir. J. Slim, aller dank uitsprak aan de S. M. „Nederland”, en aan haar vertegenwoordigers bij deze excursie, t.w. de heeren van Nieuwenhuizen, Kapitein Potjer en Hoofdmachinist Bijvoet.

Na een kort afscheidswoord van den Kapitein aanvaardde het gezelschap te $\pm$ 6 u 30 n.m. den terugtocht. Velen zullen daarbij van boord gegaan zijn met de hoop nog eens in staat te zijn een reis met dit schip te kunnen maken, teneinde alles nog eens in langzamer tempo te kunnen savouereeren.

Normalisatie.

Bij het Secretariaat van den Normalisatieraad — Bragaweg 38, Bandoeng — zijn verkrijgbaar de nieuwe definitieve Nederlandsche normaalbladen:

Gereedschap.

- N 851: Gereedschappen. Benamingen van slijpsteen.
N 826: Idem. Benamingen van schaaf- en steekbeitels.

Scheepsbouw.

- N 1154: Kettingwerk. Ringen.
N 1155: Lengen.

Beveiligingsmiddelen.

- N 892: Gasmaskers — Keuringseischen voor rubber-onderdeelen en voor elastieken band.

Werktuigonderdeelen.

- Herdruckt, op punten gewijzigd normaalblad:*
N 328: Benamingen en Aanduidingen van normale schroefbouten, schroeven en moeren.

Octrooien.

De ondervolgende octrooiaanvragen zijn 15 September 1939 o.m. openbaar gemaakt. Onder de aandacht van belanghebbenden wordt gebracht, dat aan den Octrooiraad 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 een 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 af op

15 Januari 1940.

No. 79704 Ned. kl. 5a. Texaco Development Corp., Wilmington, Delaware, V. St. v. Am.: Werkwijze voor het boren van putten onder toepassing van waterglas bevattende dikspoeling.

No. 83057 Ned. kl. 5a. Standard Oil Comp. of California, Wilmington, Delaware en San Francisco, Calif. V. St. v. Am.: Toestel voor het bepalen van de ware helling en strekking van een laag of vlak van een boorkern of boorgat.

- No. 82789 Ned. kl. 5a. N. V. De Bataafsche Petroleum Mij., 's-Gravenhage: Werkwijze voor het behandelen van boorputten met zuren.
- No. 82939 Ned. kl. 5c. W. Hinselmann, Essen-Bredeney, Duitschland en C. Tiefelthal, Velbert, Rijnland, Duitschland: Tweedeelige mijnstempel.
- No. 83586 Ned. kl. 5c. K. Gerlach, Moers Niederrhein, Duitschl.: IJzeren mijnstempel.
- No. 88603 Ned. kl. 5c. Gewerkschaft Reuss, Bonn, Duitschland: Inrichting voor het buiten werking stellen van een ondersteuningspijler voor den mijnbouw.
- No. 84977 Ned. kl. 81e. Gewerkschaft Eisenhütte Westfalia, Lünen, Westfalen, Duitschland: Transportgoot met sleepband zonder einde voor het mijnbouwbedrijf.
- No. 76405 Ned. kl. 37b. Donar Türen Werk G.m.b.H., Hamburg-Billbrook, Duitschland: Constructieëlement bestaande uit deklagen en een daartusschen aangebrachte vulling van dunne sterk gegolfde, loodrecht op de deklagen staande, luchtkamers vormende, strooken houtfineer.
- No. 83879 Ned. kl. 37d. E. S. Persson, Malmö, Zweden: Van afdichtingsstrooken voorzien venster met kozijn en scharnierbaar raam.
- No. 76492 Ned. kl. 37d. M. J. C. Johannis, Rotterdam: Profielstaaf te bezigen voor ramen, deuren, puilen, wanden en dergelijke constructies.
- No. 74531 Ned. kl. 80a. Firma Gebr. Eirich, Hardheim, Baden, Duitschland: Mengmachine.
- No. 79368 Ned. kl. 80b. K. P. Billner, New York: Werkwijze en inrichting voor het behandelen van gestort of gevormd beton.
- No. 82055 Ned. kl. 1. Klöckner-Humboldt-Deutz Aktiengesellschaft, Keulen-Deutz: Werkwijze en inrichting voor het scheiden van stoffen van verschillend soortelijk gewicht, bijv. kool en steen.
- No. 81972 Ned. kl. 2. R. Henry, Rodange, Luxemburg: Inrichting voor het harden van rails, in het bijzonder van op haar plaats aangebrachte rails.
- No. 83915 Ned. kl. 3a. P. Shaw, Halifax, York, Engeland: Blok voor het merken van wegopervlakken.
- No. 88332 Ned. kl. 12. I. C. Jennings, te South Norwalk, Connecticut, Ver. St. v. Am.: Vloeistof-ringspomp voorzien van een inrichting om de opbrengst te regelen.
- No. 88510 Ned. kl. 15c. Sageb (Société Anonyme de Gestion et d'Exploitation de Brevets), Freiburg, Zwitserland: Inrichting voor het in de lucht afwerpen van voorwerpen, welke in rijen in compartimenten zijn aangebracht, welke rijen door een kabel worden omvat.
- No. 84492 Ned. kl. 21c. Marmon-Herrington Company, Inc., Indianapolis, Indiana, Ver. St. v. Am.: Motorvoertuig van het rupsbandtype.
- No. 87352 Ned. kl. 11. Rheinmetall-Borsig Aktiengesellschaft, Düsseldorf: Baks- en elevatietoestel.
- No. 80291 Ned. kl. 1a. C. A. de Giers, Long Island City, N. Y., Ver. St. v. Am.: Toestel voor het aanwijzen van den vloeistofinhoud van een aantal reservoirs.
- No. 86146 Ned. kl. 11a. G. J. Arentsen, Doesburg: Werkwijze en inrichting voor het continu vervaardigen van gewapende bouwplaten.
- No. 80847 Ned. kl. 3a. Dortmunder Union Brückenbau-Aktiengesellschaft, te Dortmund: Stuw, of stuwklep, welke benedenstroomsche rand in secties met verschillend profiel is onderverdeeld.

BOEKBESPREKING.

Prüfbuch für Werkzeugmaschinen,
door Prof. Dr. G. Schlesinger.
Derde druk.

Uitgave: Fa. G. W. den Boer, Middelburg.

Wel zeer zeker kan van dit werk, waarvan in de elf jaren na zijn eerste verschijsning ook een tweede druk in de Russische, Fransche, Italiaansche en Engelsche talen het licht zag, gezegd worden, dat het niet alleen in een groote behoefte heeft voorzien, doch ook dat het over de geheele wereld zeer hoog gewaardeerd is geworden.

Behalve uit het groote aantal herdrukken blijkt deze waardeering vooral uit het feit, dat de door Schlesinger opgestelde meetmethoden en de door hem gegeven toleranties thans in bijna alle landen van Europa en in vele daarbuiten als standaard zijn aanvaard, waardoor een basis is gelegd voor de beoordeeling van de gereedschapsmachines.

Het behoeft geen betoog, dat het bezitten van een dergelijke basis, waarbij op een eenvoudige wijze kan worden voorgeschreven aan welke eischen een bepaalde machine moet voldoen en waarbij de lijnen zijn aangegeven waarlangs de graad van nauwkeurigheid zal worden bepaald, zoowel voor den bouwer als voor den koper, groote voordeelen biedt.

De gebruiker kan bovendien aan de hand van de gegeven keuringsvoorschriften een geregelde contrôle van zijn gereedschapsmachines doen uitvoeren, terwijl deze voorschriften ook weder van groot nut zijn bij het reviseeren van oude machines.

Het boekwerk zelve kan in twee gedeelten worden gesplitst. In het eerste gedeelte, dat een beschrijving van de benoodigde keuringsapparaten bevat en dat de regelen voor de uitvoering van de keuringen geeft, is het hoofdstuk „Messanleitung für die Abnahme von Werkzeugmaschinen" van bijzonder belang.

Het tweede gedeelte bestaat uit de keuringsvoorschriften voor de verschillende gereedschapsmachines, zooals fraisbanken, draaibanken, revolverbanken, automaten, boormachines, slijpkoppen, schaaftmachines en pers- en ponsmachines.

In verband met de groote variatie in de verschillende gereedschapsmachines is het aantal toegevoegde keuringsvoorschriften, welke nog worden gesplitst in die voor de machine zelve en die voor de nauwkeurigheid van het werkstuk, zeer groot.

Wij kunnen dit zeer fraaie boek aan elken ingenieur of bedrijfschef, die bij den bouw of het gebruik van werktuigmachines geïnteresseerd is, ten zeerste aanbevelen.

PERSONALIA.

Prof. ir. R. L. A. Schoemaker is overeenk. zijn wensch eervol ontheven v. d. tijd. waarneming v. d. betrekking van hoogleeraar aan de T. H. te Bandoeng, ing. 25 Sept. 1939.

Ir. M. P u t u h e n a, ingr. 2de kl. bij 's Lands Wat., ter besch. gest. van de Prov. W.-Java, is benoemd tot ingenieur.

Ingetrokken het besluit, waarbij aan:

Ir. V. F. v a n K a t w i j k, hoofd ingr. bij het Indisch Centraal Aanschaffingskantoor te Bandoeng, wegens 6-jar. dienst 8 md. verlof naar Europa is verleend;

Dr. ir. J. P. S p r u y t, lector b. d. Geneesk. Hoogeschool te Batavia wegens 6-jar. dienst 8 md. verlof naar Europa is verleend.

KONINKLIJK INSTITUUT VAN INGENIEURS,
Groep Nederlandsch-Indië.

BESTUURSMEDEDEELINGEN.

Aangenomen en voorgestelde Leden.

De in No. 9 van dezen jaargang voorgestelde leden, zijn aangenomen.

Thans worden voorgesteld als *gewoon lid*:

Ir. F. E. E y k e n, Bedrijfsleider Productie-Bewaking bij de Pyrotechnische Werkplaats te Bandoeng,

en als *junior lid*:

B. Vermeeren, Student aan de Technische Hoogeschool te Bandoeng.

Eventueele bezwaren tegen deze candidaatstellingen worden vóór 31 December a.s. ingewacht bij het Secretariaat, Bragaweg 38, Bandoeng.

IN NEDERLANDSCH-INDIË

II. BOUW- EN WATERBOUWKUNDE.

INHOUD: Berekening van den kritischen stroomtoestand, door H. Johannes. — Versterking van een gewapend beton liggerbrug over de Tijmanoek bij Leuwidaoen (Garoet), door ir. Roosseno Soerjohadikoesoemo. — De eerste diepsondeeringen in Ned.-Indië, door ir. G. H. Pesman. — *Varia*: „Stahlsaitenbeton”.

Berekening van den kritischen stroomtoestand

door

H. JOHANNES,

Technisch student, Bandoeng.

Korte inhoud.

Het probleem van den kritischen toestand in een willekeurig profiel wordt zoo algemeen mogelijk behandeld. De H - en Q -lijnen worden van een algemeen gezichtspunt uit beschouwd. De eigenschappen en de algemeene vorm van de Q -lijn bij eenige enkelvoudige profielen worden nagegaan.

Naast de bekende algemeene formules voor de bepaling van verschillende kritische grootheden wordt een nieuwe algemeene formule afgeleid voor het kritische verhang.

Gewezen wordt nogmaals op het gemak om bij de berekening van den kritischen stroomtoestand uit te gaan van de algemeene formules (zie bijv. ir. G. Meesters: Eenige beschouwingen over den kritischen afvoer in enkelvoudige en samengestelde profielen, *De Waterstaatsingenieur* 1930). Enkele nieuwe gezichtspunten bij de transformatie en berekening van samengestelde en onregelmatige profielen worden naar voren gebracht. De aandacht wordt gevestigd op de grootere toepassingsmogelijkheid van de tabel van Overshiner voor de berekening van trapeziumvormige profielen.

Inleiding.

Men heeft bij de strooming in open leidingen twee hoofdgroepen van waterbewegingen:

- A. de stationnaire bewegingen.
- B. de niet stationnaire bewegingen.

Bij een stationnaire of permanente beweging zijn in een willekeurig punt de druk en de snelheid der waterdeeltjes (zoowel in richting als in grootte) onafhankelijk van den tijd; bij een niet stationnaire beweging zijn druk en snelheid een functie van den tijd.

Bij de stationnaire beweging zijn te onderscheiden:

1. de stationnair eenparige beweging.
2. de stationnair vertraagde beweging.
3. de stationnair versnelde beweging.

Verder kan de stationnaire beweging zijn:

1. laminair.
2. turbulent.

De laminaire beweging komt in de practijk der waterbewegingen zoo goed als niet voor; de turbulente beweging kan zijn:

- a. stroomend.
- b. schietend.

Resumeerend krijgen wij dus bij de stationnaire, turbulente strooming de volgende mogelijke waterbewegingen:

- I. Eenparige beweging.
 - a. stroomend.
 - b. schietend.

II. Vertraagde beweging.

- a. stroomend.
- b. schietend.

III. Versnelde beweging.

- a. stroomend.
- b. schietend.

De grens tusschen schieten en stroomen noemt men den kritischen stroomtoestand. Stroomen doet het water met een snelheid kleiner, schieten met een snelheid grooter dan de kritische snelheid.

Een juist begrip omtrent schieten en stroomen en den kritischen stroomtoestand is voor den huidige waterbouwkundige een vereischte geworden. De waterstaatsingenieur heeft er mee te maken bij overlaten en stortdammen, bij hellende goten, bij spuisluizen, bij de open venturimeters, bij de Romijn-schuif, bij de stuw met horizontaal rooster enz.

In waterloopkundige laboratoria moet de kritische toestand als één van de „zeven grenzen van Eissner”, in acht te nemen bij de vaststelling van de gelijkvormigheid der waterbewegingen in model en prototype, vaak berekend worden.

Bij de bepaling van waterspiegelvormen bij profielsvernaauwing of verbreding, bij verandering van het bodemverhang of van de ruwheid van den wand enz., is inzicht noodig omtrent de H - en Q -lijnen. Nog in tal van andere gevallen in de practijk moet noodig de kritische toestand worden bepaald.

Ten rechte is over dit onderwerp dan ook reeds veel geschreven. Op eenige uitzonderingen na nam

men echter alleen bijzondere, enkelvoudige profielvormen in beschouwing.

De algemeener behandeling en de enkele nieuwe gezichtspunten, die daarbij voor den dag treden mogen het publiceeren van dit artikel rechtvaardigen.

Voorwaarde voor den kritischen stroomtoestand.

Van een leiding van willekeurig varierende vorm, veronderstellen we, dat het tracé en bodemverhang zoo geleidelijk veranderen, dat de centrifugale krachten tengevolge van de kromming der stroomdraden te verwaarloozen zijn. Verder dat het niveauverval voldoende klein is, zoodat de drukhoogte niet noemenswaard verschilt van de diepte. De waterbeweging is stationnair-turbulent.

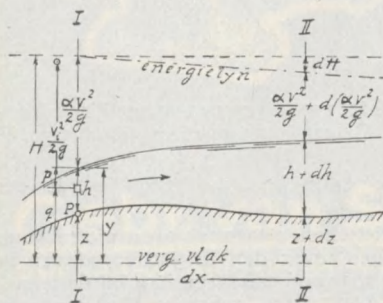
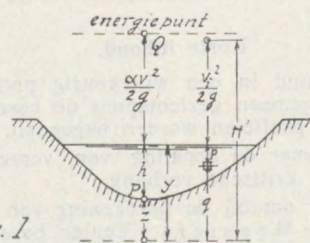


Fig. 1



De energie van een waterdeeltje door de doorsnede I—I (zie fig. 1) gaande met een gewicht gelijk aan de eenheid is gelijk aan:

$$H' = p + q + \frac{v_1^2}{2g} = y + \frac{v_1^2}{2g}$$

p = diepte van het deeltje onder den waterspiegel = spanningsenergie van het deeltje;

q = hoogte van het deeltje boven een willekeurig horizontaal vergelijkingsvlak = zijn arbeidsvermogen van plaats;

v_1 = snelheid van het deeltje;

g = versnelling van de zwaartekracht;

$\frac{v_1^2}{2g}$ = kinetische energie van het deeltje;

H' = totale energie van het deeltje ten opzichte van het vergelijkingsvlak;

$(p + q) = y$ = spanningsenergie + arbeidsvermogen van plaats = potentieele energie van het deeltje = afstand waterspiegel tot vergelijkingsvlak.

Voor elke gewichtseenheid vloeistof, die de doorsnede passeert, is blijkbaar de potentieele energie dezelfde n.l. y , onafhankelijk van de plaats van doorgang, zoodat de gemiddelde potentieele energie, d.i. de potentieele energie per gewichtseenheid voor de heele doorsnede ook gelijk is aan y .

De gemiddelde kinetische energie voor de doorsnede is te stellen op: $\frac{\alpha v^2}{2g}$, waarin v = de gemiddelde snelheid en α = een correctiecoëfficiënt voor de ongelijkmatige snelheidsverdeling in de doorsnede.

$$\alpha = \frac{\int v^3 dF}{v^3 \cdot F}, \text{ waarin}$$

F = natte doorsnede,

v_p = de snelheid in het oppervlakteelementje dF ,

v = de gemiddelde snelheid in de doorsnede.

De gemiddelde totale energie H , d.i. de totale energie per gewichtseenheid voor de doorsnede, is gelijk aan de gemiddelde potentieele energie + de gemiddelde kinetische energie, dus:

$$H = y + \frac{\alpha v^2}{2g}.$$

H noemt men wel gemiddelde energiehoogte of kortweg *energiehoogte*. Om de diepte h in te voeren stelle men: $y = z + h$, waarin:

h = waterdiepte ter plaatse van een gefixeerd punt P van den bodem. Het is wel aan te bevelen P in het diepste punt van de doorsnede te nemen.

z = hoogte van het punt P boven het vergelijkingsvlak.

Voor doorsnede I—I hebben we dan:

$$H = z + h + \frac{\alpha v^2}{2g}.$$

Voor het gemak neemt men vaak het vergelijkingsvlak door P , zoodat $z = 0$, dus $y = h$ en

$$H = h + \frac{\alpha v^2}{2g}.$$

Zet men H uit langs de verticaal door P , dan krijgt men als karakteristiek voor de doorsnede het *energiepunt* Q .

De meetkundige plaats van de punten Q langs het lengteprofiel der leiding is de *energielij*n.

Voor een volgende doorsnede II—II op een afstand dx van doorsnede I—I, is de gemiddelde energiehoogte gelijk aan:

$$H + dH = z + dz + h + dh + \frac{\alpha v^2}{2g} + d\left(\frac{\alpha v^2}{2g}\right).$$

De „energietoename” over den afstand dx is gelijk aan:

$$dH = dz + dh + \frac{\alpha v dv}{g}.$$

Volgens de Chézy is de energietoename

$$dH = -\frac{v^2}{C^2 R} dx, \text{ dus}$$

$$-\frac{v^2}{C^2 R} dx = dz + dh + \frac{\alpha v dv}{g}$$

$$\frac{dh}{dx} = -\frac{v^2}{C^2 R} - \frac{dz}{dx} - \frac{\alpha v dv}{g dh} \cdot \frac{dh}{dx}, \text{ of}$$

$$\frac{dh}{dx} = \frac{\frac{dz}{dx} \frac{v^2}{C^2 R}}{1 + \frac{\alpha v}{g} \frac{dv}{dh}}$$

Beschouwt men deze differentiaalvergelijking, dan ziet men, dat indien de teller van het tweede lid onge-

lijk is aan nul, $\frac{dh}{dx} = \infty$ wordt voor $1 + \frac{\alpha v}{g} \frac{dv}{dh} = 0$,

of voor $\frac{d\left(h + \frac{\alpha v^2}{2g}\right)}{dh} = 0$, derhalve voor

$$H = h + \frac{\alpha v^2}{2g} = \text{extreem.}$$

$\frac{dh}{dx} = \infty$ betekent, dat de waterspiegel in het

beschouwde punt (doorsnede) een verticale raaklijn heeft, doch deze toestand is onstabiel. Hij wordt de kritische genoemd. Heeft men een reeks van opvolgende gelijke doorsneden, zooals bij een prismatische leiding, dan kan in al deze doorsneden de kritische toestand heerschen. De waterspiegel in de leiding zou in alle punten een verticale raaklijn moeten hebben, wat onmogelijk is.

De waterspiegel is dan onrustig, omdat hij toch naar een verticale raaklijn streeft. Men zegt, dat in de leiding de kritische stroomtoestand heerscht. De kritische toestand kan dus optreden in een enkele doorsnede van een leiding (prismatisch, dan wel geheel willekeurig) maar ook in alle doorsneden tegelijk van een prismatische leiding.

De voorwaarde voor den kritischen toestand is dus, dat $H = h + \frac{\alpha v^2}{2g} = \text{extreem}$. Deze extreme waarde zal straks blijken een minimum te zijn. De voorwaarde wordt dan $H = h + \frac{\alpha v^2}{2g} = \text{minimum}$, of m.a.w. de kritische stroomtoestand treedt op, als het energiepunt Q van de doorsnede zijn laagst mogelijke stand heeft.

We hebben in het bovenstaande $h + \frac{\alpha v^2}{2g}$ genoemd H . Daarbij is dus de stilzwijgende veronderstelling gemaakt, dat het vergelijkingsvlak door P gaat. Wordt een ander willekeurig vergelijkingsvlak gekozen, dan wordt de voorwaarde voor den kritischen stroomtoestand: $H = y + \frac{\alpha v^2}{2g} = \text{minimum}$, wat den zelfden eisch uitdrukt van een zoo laag mogelijke ligging van het energiepunt Q .

Algemeene formules.

Uit de voorwaarde voor den kritischen stroomtoe-

stand $\frac{d\left(h + \frac{\alpha v^2}{2g}\right)}{dh} = 0$, kan men de volgende

algemeene formules (**A** t/m **E**) afleiden voor de verschillende kritische grootheden.

Met $v = \frac{Q}{F}$, is de voorwaarde te schrijven:

$$\begin{aligned} \frac{d\left(h + \frac{\alpha Q^2}{2g \cdot F^2}\right)}{dh} &= 0, \text{ of} \\ 1 - \frac{\alpha Q^2}{g \cdot F^3} \cdot \frac{dF}{dh} &= 0, \text{ dus} \\ \frac{\alpha Q^2}{g} &= \frac{F^3}{\frac{dF}{dh}} \end{aligned} \quad (\text{A})$$

Nu is $\frac{dF}{dh} = B = \text{spiegelbreedte}$, dus wordt formule (**A**):

$$\frac{\alpha Q^2}{g} = \frac{F^3}{B}.$$

In sommige gevallen is het makkelijker om de spiegelbreedte B te vinden, dan om de differentiatie van F naar h uit te voeren.

Toch willen we in navolging van de Duitsche literatuur (lit. 3 en 7) de notatie $\frac{dF}{dh}$ aanhouden.

Met formule (**A**) kan men bij een gegeven debiet Q de kritische diepte bepalen; of bij gegeven diepte den kritischen afvoer.

Kritische snelheid.

$$\begin{aligned} \frac{\alpha Q^2}{g} &= \frac{F^3}{\frac{dF}{dh}} \\ \frac{\alpha v^2 F^2}{g} &= \frac{F^3}{\frac{dF}{dh}} \\ v &= \sqrt{\frac{gF}{\alpha \frac{dF}{dh}}} \end{aligned} \quad (\text{B})$$

Is de kritische diepte bepaald, bijv. berekend met formule (**A**), dan is met formule (**B**) de kritische snelheid te vinden. Is omgekeerd de kritische snelheid gegeven, dan is daarmee de kritische diepte te berekenen.

Kritische snelheidshoogte.

$$k = \frac{\alpha v^2}{2g} = \frac{F}{2 \frac{dF}{dh}} \quad (\text{C})$$

Kritische energiehogte.

$$H = h + k = h + \frac{F}{2 \frac{dF}{dh}} \quad (\text{D})$$

Met deze formule is de kritische energiehoopte uit te drukken in de kritische diepte, dan wel de kritische diepte in de kritische energiehoopte.

Kritische verhang.

Bij den kritischen toestand in een prismatische leiding is:

$$i_{\text{bodem}} = i_{\text{spiegel}} = i_{\text{energielij}} = i.$$

Volgens de Chézy is:

$$v^2 = C^2 \cdot Ri, \text{ maar ook is}$$

$$v^2 = \frac{gF}{\alpha \frac{dF}{dh}}, \text{ dus}$$

$$i = \frac{gF}{\alpha \frac{dF}{dh}} \cdot \frac{1}{C^2 R}$$

$$i = \frac{g}{\alpha C^2} \cdot \frac{\chi}{\frac{dF}{dh}} \quad (\text{E})$$

(χ = natte omtrek).

Deze laatste algemeene formule heeft steller nog niet in de literatuur kunnen aantreffen. Formules (A) t/m (D) gelden voor een doorsnede in een willekeurige leiding, de formules (A) t/m (E) voor een prismatische leiding in zijn geheel.

Toepassing van de algemeene formules op bijzondere profielvormen.

De algemeene formules kunnen dienen als uitgangspunt voor de afleiding van de overeenkomstige formules voor bijzondere profielvormen. Men zie bijv. het artikel: „Eenige beschouwingen over den kritischen afvoer in enkelvoudige en samengestelde profielen” van ir. Meesters in *De Waterstaatsingenieur* No. 11 — 1930.

Heeft men $F, \frac{dF}{dh}$ (= B) en χ als functies van de

waterdiepte h in een willekeurig punt P van den bodem uitgedrukt, dan kan men de af te leiden formules rechtstreeks opschrijven met behulp van de algemeene formules. Het punt P kiest men natuurlijk zoodanig, dat F een zoo eenvoudig mogelijke functie van h wordt.

Gaat men echter uit van de voorwaarde voor den kritischen toestand

$$h + \frac{\alpha v^2}{2g} = \min. \text{ en betreft men,}$$

zooals te doen gebruikelijk, het beschouwde profiel direct in de berekening, dan komt men pas na omslachtig gerekend tot dezelfde uitkomsten.

Een ander voordeel van het gebruik van de algemeene formules als uitgangspunt is, dat de kritische grootheden onafhankelijk van elkaar worden berekend. Onnoodige berekeningen worden dus vermeden, terwijl controle mogelijk is.

Wil men bijv. bij een gegeven kritische diepte het kritische verhang van een prismatische leiding berekenen, dan geeft formule (E) direct het antwoord, terwijl men anders eerst het verband tusschen Q_{kr} en h_{kr} zou moeten bepalen en daaruit Q_{kr} en v_{kr} , waarna pas i_{kr} kan worden berekend uit $v = C \sqrt{Ri}$.

We passen nu de algemeene formules toe op verschillende enkelvoudige profielen. De uitkomsten zijn algemeen bekende formules. Dat we ze nogmaals afleiden is niet alleen om het gemak van het werken met de algemeene formules te demonstreeren, maar ook omdat we straks uit sommige uitkomsten bepaalde gevolgtrekkingen willen maken en andere weer noodig hebben bij de berekening van de H - en Q -lijnen. Ook is het wel dienstig, al de formules bij elkaar te hebben.

1. Trapeziumvormig profiel met ongelijke taludhellingen.

Uit fig. 2 leest men dadelijk af:

$$F = \left(b + \frac{m+n}{2} h \right) h, \text{ dus } \frac{dF}{dh} = b + (m+n) h$$

$$\chi = b + h \{ \sqrt{1+m^2} + \sqrt{1+n^2} \}.$$

Toepassing der formules geeft:

$$1. \quad \frac{\alpha Q^2}{g} = \frac{F^3}{\frac{dF}{dh}} = \frac{\left(b + \frac{m+n}{2} h \right)^3 \cdot h^3}{b + (m+n) h}$$

$$2. \quad v = \sqrt{\frac{gF}{\alpha \frac{dF}{dh}}} = \sqrt{\frac{gh \left(b + \frac{m+n}{2} h \right)}{\alpha \{ b + (m+n) h \}}}$$

$$3. \quad k = \frac{F}{2 \frac{dF}{dh}} = \frac{h \left(b + \frac{m+n}{2} h \right)}{2 \{ b + (m+n) h \}}$$

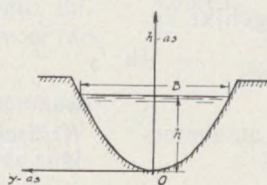
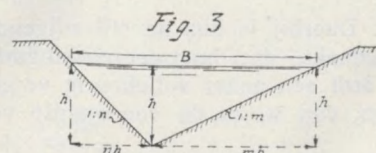
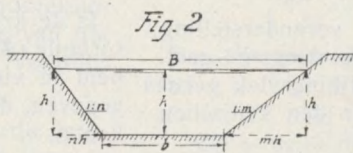


Fig. 4

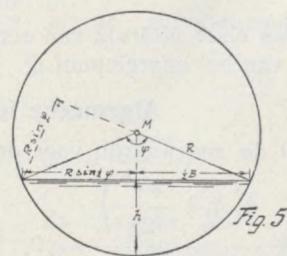


Fig. 5

$$4. \quad H = h + \frac{F}{2 \frac{dF}{dh}} = h + \frac{h \left(b + \frac{m+n}{2} h \right)}{2 \{ b + (m+n) h \}}$$

$$5. \quad i = \frac{g}{\alpha C^2} \cdot \frac{\chi}{\frac{dF}{dh}} = \frac{g}{\alpha C^2} \cdot \frac{b + h \{ \sqrt{1+m^2} + \sqrt{1+n^2} \}}{b + (m+n) h}.$$

Bij negatieve taludhellingen — m en — n wordt een driehoekige buis gevormd. Is de buis geheel gevuld, dan is $b + (-m - n) h = 0$.

De kritische grootheden worden volgens de formules oneindig groot. Hieruit volgt, dat in een gesloten geheel gevulde buis de kritische toestand onbestaanbaar is.

2. Trapeziumvormig profiel met gelijke taludhellingen.

Beide taludhellingen zijn 1 : m .

$$F = (b + mh) h, \quad \text{dus} \quad \frac{dF}{dh} = b + 2mh$$

$$\chi = b + 2h \sqrt{1+m^2}.$$

$$1. \quad \frac{\alpha Q^2}{g} = \frac{(b + mh)^3 h^3}{b + 2mh}$$

$$2. \quad v = \sqrt{\frac{gh(b + mh)}{\alpha(b + 2mh)}}$$

$$3. \quad k = \frac{h(b + mh)}{2(b + 2mh)}$$

$$4. \quad H = h + \frac{h(b + mh)}{2(b + 2mh)}$$

$$5. \quad i = \frac{g}{\alpha C^2} \cdot \frac{b + 2h \sqrt{1+m^2}}{b + 2mh}.$$

Deze formules zijn natuurlijk ook te verkrijgen door in die voor ongelijke taludhellingen te substitueeren $m = n$.

3. Rechthoekig profiel.

$$F = bh$$

$$\frac{dF}{dh} = b$$

$$\chi = b + 2h.$$

$$1. \quad \frac{\alpha Q^2}{g} = b^2 h^3$$

$$2. \quad v = \sqrt{\frac{gh}{\alpha}}$$

$$3. \quad k = \frac{1}{2} h = \frac{1}{3} H$$

$$4. \quad H = \frac{3}{2} h$$

$$5. \quad i = \frac{g}{\alpha C^2} \cdot \frac{b + 2h}{b}.$$

Voor zeer breede waterlopen, waarbij de natte omtrek bij benadering gelijk is te stellen aan de bodembreedte b , krijgt men als voorwaarde voor den kritischen toestand in een prismatische leiding:

$$i = \frac{g}{\alpha C^2}; \quad \text{met } \alpha = 1 \text{ wordt dit: } i = \frac{g}{C^2}, \text{ welke}$$

formule men vaak in de literatuur aantreft, soms in den vorm $i = \frac{\lambda}{2}$. Voor de kritische snelheid krijgt men $v = \sqrt{gh}$ = golfvoortplantingssnelheid.

4. Driehoekig profiel met ongelijke taludhellingen. (Fig. 3).

$$F = \frac{1}{2} (m + n) h^2$$

$$\frac{dF}{dh} = (m + n) h$$

$$\chi = h \{ \sqrt{1+m^2} + \sqrt{1+n^2} \}.$$

$$1. \quad \frac{\alpha Q^2}{g} = \frac{1}{8} (m + n)^2 \cdot h^5$$

$$2. \quad v = \sqrt{\frac{gh}{2\alpha}}$$

$$3. \quad k = \frac{1}{4} h = \frac{1}{5} H$$

$$4. \quad H = \frac{5}{4} h$$

$$5. \quad i = \frac{g}{\alpha C^2} \cdot \frac{\sqrt{1+m^2} + \sqrt{1+n^2}}{m + n}.$$

Deze formules zijn ook af te leiden uit die van het trapeziumvormig profiel, door daarin $b = 0$ te stellen.

5. Driehoekig profiel met gelijke taludhellingen.

In de vorige formules stelde men $m = n$ en verkrijgt aldus:

$$1. \quad \frac{\alpha Q^2}{g} = \frac{1}{2} m^2 h^5$$

$$2. \quad v = \sqrt{\frac{gh}{2\alpha}}$$

$$3. \quad k = \frac{1}{4} h = \frac{1}{5} H$$

$$4. \quad H = \frac{5}{4} h$$

$$5. \quad i = \frac{g}{\alpha C^2} \cdot \frac{\sqrt{1+m^2}}{m}.$$

6. Parabolisch profiel. (Fig. 4).

De formule van de parabool is: $y^2 = 2ph$

$$F = \frac{4}{3} \sqrt{2p} \cdot h^{\frac{3}{2}}$$

$$\frac{dF}{dh} = B = 2 \sqrt{2ph}.$$

χ vindt men door opmeting uit de figuur of met de formule:

$$\chi = 2h \sqrt{\frac{2h+p}{2h}} - \frac{p}{2} \ln \left\{ \sqrt{\frac{2h+p}{2h}} - 1 \right\} + \frac{p}{2} \ln \left\{ \sqrt{\frac{2h+p}{2h}} + 1 \right\}.$$

$$1. \quad \frac{\alpha Q^2}{g} = \frac{64}{27} p h^4$$

$$2. \quad v = \sqrt{\frac{2}{3} \frac{gh}{\alpha}}$$

$$3. \quad k = \frac{1}{3} h = \frac{1}{4} H$$

$$4. \quad H = \frac{4}{3} h$$

$$5. \quad i = \frac{g}{\alpha C^2} \cdot \frac{\chi}{2 \sqrt{2ph}}.$$

7. Cirkelvormig profiel. (Fig. 5).

$$F = \frac{1}{2} r^2 (\varphi - \sin \varphi)$$

$$\frac{dF}{dh} = B = 2r \sin \frac{1}{2} \varphi$$

$$\chi = \varphi r.$$

$$1. \quad \frac{\alpha Q^2}{g} = \frac{r^5 (\varphi - \sin \varphi)}{16 \sin \frac{1}{2} \varphi}$$

$$2. \quad v = \sqrt{\frac{gr (\varphi - \sin \varphi)}{4\alpha \sin \frac{1}{2} \varphi}}$$

$$3. \quad h = \frac{r (\varphi - \sin \varphi)}{8 \sin \frac{1}{2} \varphi}$$

$$4. \quad H = h + \frac{r (\varphi - \sin \varphi)}{8 \sin \frac{1}{2} \varphi} = r (1 - \cos \frac{1}{2} \varphi) + \frac{r (\varphi - \sin \varphi)}{8 \sin \frac{1}{2} \varphi}$$

$$5. \quad i = \frac{g}{\alpha C^2} \cdot \frac{\varphi}{2 \sin \frac{1}{2} \varphi}.$$

In dit laatste voorbeeld hebben wij in de plaats van de waterdiepte h , den vullingshoek φ als nieuwe veranderlijke ingevoerd, omdat F een veel eenvoudiger functie is van φ dan van h .

Het invoeren van een andere veranderlijke is altijd wel geoorloofd, als men er zich maar rekenschap van geeft, dat de variatie van F bij een kleine aangroeiing van de nieuwe variabele φ identiek is met die tengevolge van een kleine aangroeiing van h .

Uit formule (1) hierboven ziet men, dat het kritische debiet bij $\varphi = 360^\circ$ oneindig groot wordt. In een geheel gevulde buis kan dus nooit de kritische stroomtoestand optreden.

De formules zijn toe te passen voor de berekening van een overlaat met breeden drempel en van cirkelvormig dwarsprofiel, die water afvoert uit een reservoir, waarvan het niveau een bedrag H boven

den (horizontalen) drempel is gelegen. Zie bijv. J e g o r o w: „Überfall über breite Wehrkrone mit Kreisöffnung" in *Wasserkraft und Wasserwirtschaft* 1935.

Bij verwaarloozing van het intredevlies en het wrijvingsverlies in den overlaat vindt men uit formule (4) hierboven den kritischen vullingshoek φ , waarna alle andere kritische grootheden bekend zijn.

Zooals bekend toch heerscht in den overlaat met breede kruin volgens den eisch van B é l a n g e r de kritische stroomtoestand, bij welken voor een bepaalde energiehoopte de afvoer maximaal is. Men vergelijkte bijv. de waterbeweging bij de R o m i j n - schuif (lit. 18).

Zijn de energieverliezen niet te verwaarloozen, dan krijgt men een veel ingewikkelder stroomingsverschijnsel, mede doordat de snelheidscoëfficiënt α niet in alle doorsneden constant is. De afvoercoëfficiënt moet dan experimenteel worden bepaald.

H- en Q-lijnen.

Zooals wij gezien hebben is bij den kritischen toestand:

$$H = y + \frac{\alpha v^2}{2g} = \text{extreem of indien } y = h \text{ wordt}$$

gekozen,

$$H = h + \frac{\alpha v^2}{2g} = \text{extreem. Substitueert men } v =$$

$= \frac{Q}{F}$, dan geeft differentiatie naar h :

$$\frac{dH}{dh} = 1 - \frac{\alpha Q^2}{g F^3} \cdot \frac{dF}{dh} = 0 \text{ bij den kritischen toe-}$$

stand.

$$\frac{d^2 H}{dh^2} = \frac{3\alpha Q^2}{g F^4} \cdot \left(\frac{dF}{dh} \right)^2 - \frac{\alpha Q^2}{g F^3} \cdot \frac{d^2 F}{dh^2} = \text{positief}$$

als $\frac{3 \left(\frac{dF}{dh} \right)^2}{F} > \frac{d^2 F}{dh^2}$ en dit is het geval bij alle in

de practijk voorkomende profielen, dus de voorwaarde voor den kritischen toestand is dat:

$$H = h + \frac{\alpha v^2}{2g} = \text{minimum.}$$

Wordt voor een profiel de diepte h in een bepaald punt gefixeerd en wordt deze bij een zeker debiet Q als functie van H in een grafiek uitgezet, dan krijgt men de z.g. H -lijn.

In handboeken treft men vaak H -lijnen aan, geteekend voor een rechthoekige doorsnede. Voor een willekeurig profiel heeft de H -lijn ongeveer denzelfden vorm, zooals geschetst in fig. 6.

Asymptoten zijn ook hier de lijnen $h = 0$ en $H = h$. De holle kant is ook gericht naar de positieve

H -richting vanwege het positief zijn van $\frac{d^2 H}{dh^2}$. Vanzelfsprekend heeft men bij de kritische diepte ook een horizontale raaklijn.

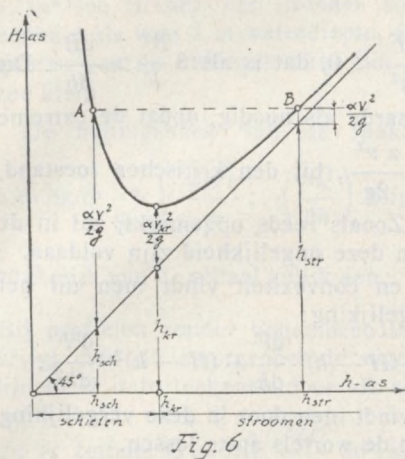


Fig. 6

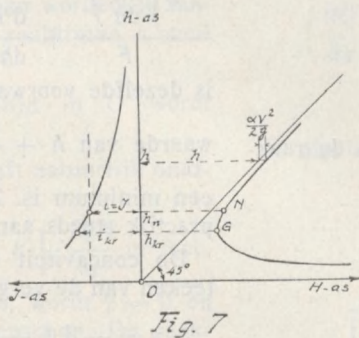


Fig. 7

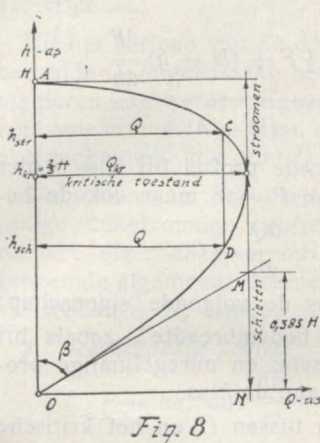


Fig. 8

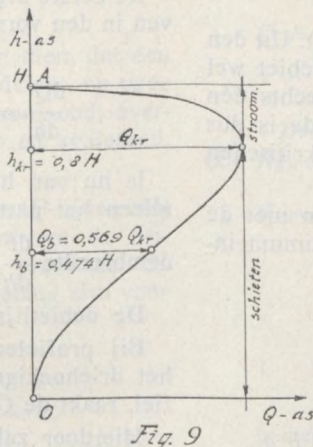


Fig. 9

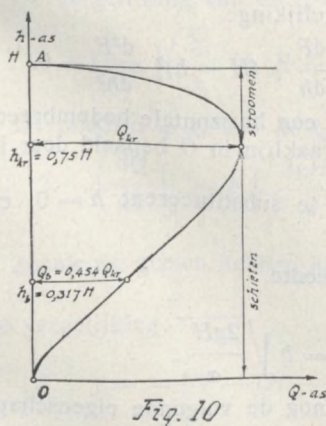


Fig. 10

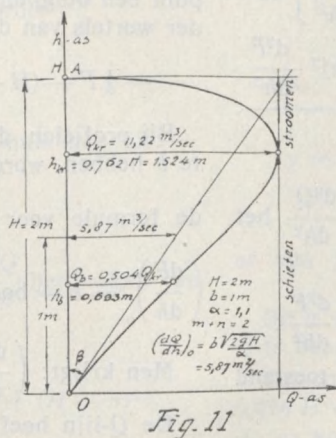


Fig. 11

Bij een bepaalde energiehooft H zijn zooals de figuur laat zien twee soorten van afstrooming mogelijk, overeenkomende met de punten A en B. De afstrooming volgens A geschiedt met een groote stroomsnelheid bij een kleine diepte. Men zegt dat het water *schiet*. De afstrooming volgens B geschiedt met een kleine snelheid bij een grotere diepte. Men zegt dat het water *stroomt*. Bij het punt $H = \min$. d.i. bij den kritischen stroomtoestand, gaan schieten en stroomen in elkaar over. Door de H -lijn te teekenen kan men de bij een bepaalde Q behoorende kritische diepte en snelheid vinden.

Heeft men een prismatische leiding en wil men grafisch het kritische verhang vinden dan wordt volgens Braun een H - I -diagram geteekend (zie zijn artikel: „Über die Bestimmung der Wasserspiegelformen in offenen Gerinnen” in *Der Bauingenieur* 1927).

Dit diagram is niet anders dan een gedraaide H -lijn, waarbij een I -lijn geteekend is, zijnde de grafische voorstelling van $I = \frac{v^2}{C^2 R}$, als functie van h .

I is het verhang van de energielijn bij normale afstrooming, waaronder verstaan wordt de afstrooming met eenparige snelheid, dus constante waterdiepte. Het verhang van de energielijn is dan gelijk aan het verhang van den waterspiegel en aan het bodemverhang.

Heeft men het H - I -diagram geteekend, dan kan men bij een bepaald bodemverhang $i = I$, direct vinden of de normale afstrooming schietend dan wel stroomend is. Uit het diagram vindt men het kritische verhang als de I overeenkomende met H -minimum (zie fig. 7).

Voor een goed inzicht in den kritischen stroomtoestand zijn ook heel nuttig de z.g. Q -lijnen. De Q -of debietlijn geeft bij een gegeven constante energiehooft H , voor een bepaald profiel, het verband aan tussen de doorstroomende waterhoeveelheden en de diepte h . In de literatuur treft men vaak Q -lijnen aan voor een rechthoekig profiel en een enkelen keer voor een trapeziumvormig profiel. Een algemeene behandeling als in het ondervolgende kan van nut zijn.

De algemeene vorm van de Q -lijn is te zien uit de figuren 8 t/m 11.

Bij een willekeurige diepte h heeft men:

$$H = h + \frac{\alpha v^2}{2g} = h + \frac{\alpha Q^2}{2g \cdot F^2}, \text{ zoodat de verge-}$$

$$\text{lijking van de } Q\text{-lijn wordt: } Q = \sqrt{\frac{2g}{\alpha}} \cdot F (H - h)^{\frac{1}{2}}.$$

Voor $h = H$ is $Q = 0$ en krijgen wij het punt A.

We fixeeren h in het diepste punt van het profiel.

Voor $h = 0$ is dan $Q = 0$ en we krijgen het punt O.

$$\frac{dQ}{dh} = \sqrt{\frac{2g}{\alpha}} \left\{ -\frac{1}{2} F (H-h)^{-\frac{1}{2}} + (H-h)^{\frac{1}{2}} \cdot \frac{dF}{dh} \right\}.$$

Voor $h=H$ wordt $\frac{dQ}{dh} = -\infty$, dus is de raaklijn in A horizontaal.

Q is extreem bij $\frac{dQ}{dh} = 0$, dus bij:

$$\frac{1}{2} F (H-h)^{-\frac{1}{2}} = (H-h)^{\frac{1}{2}} \cdot \frac{dF}{dh}, \text{ of bij}$$

$$h = H - \frac{F}{2 \frac{dF}{dh}} \text{ en dit is juist de waarde voor}$$

de kritische diepte (zie algemeene formule **D**). Uit den aard van het vraagstuk moet het extreme debiet wel een maximum zijn, aannemende, dat er slechts één bestaanbaar kritisch punt optreedt. Hiermede is dus het algemeene bewijs geleverd, dat bij den kritischen toestand de afvoer maximaal is.

De soort extremititeit is nog te verifieeren met de tweede afgeleide van Q naar h . Q_{kr} is maximum indien bij de kritische diepte $\frac{d^2Q}{dh^2} < 0$.

$$\begin{aligned} \frac{d^2Q}{dh^2} &= \sqrt{\frac{2g}{\alpha}} \left\{ -\frac{1}{4} F (H-h)^{-\frac{3}{2}} - (H-h)^{-\frac{1}{2}} \cdot \frac{dF}{dh} + (H-h)^{\frac{1}{2}} \cdot \frac{d^2F}{dh^2} \right\} = \\ &= \sqrt{\frac{2g}{\alpha}} \frac{-\frac{1}{4} F - (H-h) \frac{dF}{dh} + (H-h)^2 \frac{d^2F}{dh^2}}{(H-h)^{\frac{3}{2}}}. \end{aligned}$$

Daar $(H-h)$ steeds positief is, neemt $\frac{d^2Q}{dh^2}$ het teken aan van

$$y = -\frac{1}{4} F - (H-h) \cdot \frac{dF}{dh} + (H-h)^2 \cdot \frac{d^2F}{dh^2}.$$

Substitueeren we voor den kritischen toestand

$$(H-h) = \frac{F}{2 \frac{dF}{dh}},$$

dan wordt:

$$y = -\frac{3}{4} F + \frac{F^2}{4 \left(\frac{dF}{dh} \right)^2} \cdot \frac{d^2F}{dh^2}.$$

Daar F en $\frac{dF}{dh}$ pos. zijn, ziet men na vermenigvuldiging van het linker en rechter lid van deze laatste

vergelijking met $\frac{4 \left(\frac{dF}{dh} \right)^2}{F^2}$, dat $\frac{d^2Q}{dh^2}$ negatief is als

$$3 \left(\frac{dF}{dh} \right)^2 - \frac{d^2F}{F} < 0, \text{ dat is als } 3 \frac{B^2}{F} > \frac{dB}{dh}.$$

Dit is dezelfde voorwaarde als noodig, opdat de extreme

waarde van $h + \frac{\alpha v^2}{2g}$, bij den kritischen toestand, een minimum is. Zooals reeds opgemerkt, zal in de practijk steeds aan deze ongelijkheid zijn voldaan.

De concaviteit en convexiteit vindt men uit het teken van de vergelijking:

$$y = -\frac{1}{4} F - (H-h) \cdot \frac{dF}{dh} + (H-h)^2 \cdot \frac{d^2F}{dh^2}.$$

De buigpunten vindt men door in deze vergelijking $y=0$ te stellen en de wortels op te lossen.

De eerste afgeleide van Q naar h kunnen we schrijven in den vorm:

$$\frac{dQ}{dh} = \sqrt{\frac{2g}{\alpha}} \frac{-\frac{1}{2} F + (H-h) \frac{dF}{dh}}{(H-h)^{\frac{1}{2}}}.$$

Is nu van het beschouwde profiel bij $h=0$ niet alleen het natte oppervlak $F=0$, maar ook de bodembreedte $\frac{dF}{dh}=0$, dan is $\frac{dQ}{dh}=0$.

De debietlijn heeft dus de volgende eigenschap:

Bij profielen „zonder bodembreedte”, zooals bij het driehoekige, parabolische en onregelmatige profiel, raakt de Q -lijn in O aan de h -as.

Hierdoor zal de Q -lijn tussen O en het kritische punt een buigpunt moeten hebben, te vinden als een der wortels van de vergelijking:

$$-\frac{1}{4} F - (H-h) \cdot \frac{dF}{dh} + (H-h)^2 \cdot \frac{d^2F}{dh^2} = 0.$$

Bij profielen, die wel een horizontale bodembreedte b hebben, wordt de raaklijn in O bepaald door in

de formule voor $\frac{dQ}{dh}$ te substitueeren: $h=0$ en

$$\left(\frac{dF}{dh} \right)_0 = b = \text{bodembreedte}.$$

$$\text{Men krijgt: } \left(\frac{dQ}{dh} \right)_0 = b \sqrt{\frac{2gH}{\alpha}}.$$

De Q -lijn heeft dus nog de volgende eigenschap:

Bij eenzelfde energiehooft H is de hellingshoek van de raaklijn in O alleen afhankelijk van de bodembreedte b .

Q -lijnen van profielen van verschillenden vorm, doch met eenzelfde bodembreedte, snijden bij eenzelfde H , de h -as in het punt O onder denzelfden

$$\text{hoek } \beta = \text{bg tg } b \sqrt{\frac{2gH}{\alpha}}.$$

Hierbij is verondersteld, dat voor 1 m op de h -as eenzelfde lengteëenheid wordt gekozen als voor 1 m³/sec op de Q -as. Meestal is dit niet mogelijk, omdat men dan een te langgerekte figuur zou krijgen. Heeft men den kritischen afvoer bepaald en kiest men, om een gedrongener figuur te krijgen, voor

1 m³/sec afvoer een n -maal zoo kleine lengte-eenheid als voor 1 m waterdiepte, dan worden de tangenten van de hellingshoeken der raaklijnen n -maal zoo klein.

De hellingshoek van de raaklijn in O wordt $\beta = \text{bg tg } \frac{1}{n} b \sqrt{\frac{2gH}{\alpha}}$; $\left(\frac{dQ}{dh}\right)_0$ blijft natuurlijk onaf-

hankelijk van de schaal gelijk aan: $b \sqrt{\frac{2gH}{\alpha}}$ m²/sec.

Bij profielen zonder bodembreedte, wordt $\beta = 0$ en krijgt men de eerstgenoemde eigenschap. De raaklijn in O is te teekenen door als abscis bij $h = 1$ m

uit te zetten: $Q = b \sqrt{\frac{2gH}{\alpha}}$ m³/sec op de gekozen debietschaal.

Uit het verloop van de debietlijn ziet men, dat een bepaalde Q , ongelijk aan het kritische debiet, op twee manieren kan worden afgevoerd n.l. stroomend, overeenkomend met het punt C in fig 8 en schietend, overeenkomend met punt D .

We zullen nu het verloop van de Q -lijnen bij eenige enkelvoudige profielen nagaan, om de bijzondere eigenschappen op te sporen, die naast de genoemde algemeene kenmerken van belang zijn voor het teekenen der lijnen.

1. Rechthoekig profiel.

$$F = bh, \text{ dus } \frac{dF}{dh} = b \text{ en } \frac{d^2F}{dh^2} = 0.$$

De vergelijking van de Q -lijn wordt:

$$1. \quad Q = \sqrt{\frac{2g}{\alpha}} \cdot bh (H - h)^{\frac{1}{2}}.$$

De raaklijn in O aan de Q -lijn vindt men uit:

$$2. \quad \left(\frac{dQ}{dh}\right)_0 = b \sqrt{\frac{2gH}{\alpha}}.$$

Zooals we gezien hebben heeft $\frac{d^2Q}{dh^2}$ het teeken van de vergelijking:

$$3. \quad y = -\frac{1}{4} F - (H - h) \cdot \frac{dF}{dh} + (H - h)^2 \cdot$$

$$\frac{d^2F}{dh^2}, \text{ dus van:}$$

$$y = -\frac{1}{4} bh - (H - h) b.$$

b en $(H - h)$ zijn steeds positief, zoodat $\frac{d^2Q}{dh^2}$ steeds negatief is.

De Q -lijn heeft dus geen buigpunt en de holle kant is steeds gericht naar links. In fig. 8 is de Q -lijn voor het rechthoekig profiel geteekend. Een bijzonderheid bij deze Q -lijn is, dat de raaklijn in O de verticale raaklijn in het kritische punt steeds snijdt op een hoogte $0,385 H$ boven de Q -as, onafhankelijk van de gekozen schaal (zie lit. 19).

Bewijs:

$$\begin{aligned} \left(\frac{dQ}{dh}\right)_0 &= \frac{Q_{kr}}{MN} = b \sqrt{\frac{2gH}{\alpha}} \\ MN &= \frac{\sqrt{\frac{2g}{\alpha}} \cdot b \cdot h_{kr} \cdot (H - h_{kr})^{\frac{1}{2}}}{\sqrt{\frac{2g}{\alpha}} \cdot b \cdot H^{\frac{1}{2}}} = \\ &= \frac{\frac{2}{3} H \cdot (H - \frac{2}{3} H)^{\frac{1}{2}}}{H^{\frac{1}{2}}} = 0,385 H. \end{aligned}$$

Voor het teekenen van de lijn worden de verschillende punten berekend met de formule:

$$Q = Q_{kr} \cdot \frac{h (H - h)^{\frac{1}{2}}}{h_{kr} (H - h_{kr})^{\frac{1}{2}}} = Q_{kr} \cdot \frac{h (H - h)^{\frac{1}{2}}}{0,385 H^{\frac{3}{2}}}.$$

2. Driehoekig profiel met ongelijke taludhellingen (zie fig. 9).

$$F = \frac{1}{2} (m + n) h^2, \text{ dus } \frac{dF}{dh} = (m + n) h \text{ en}$$

$$\frac{d^2F}{dh^2} = (m + n).$$

$$1. \quad Q = \sqrt{\frac{2g}{\alpha}} \cdot \frac{m + n}{2} h^2 (H - h)^{\frac{1}{2}}$$

$$2. \quad \left(\frac{dQ}{dh}\right)_0 = 0. \text{ De kromme raakt in } O \text{ aan de } h\text{-as.}$$

$$3. \quad \frac{d^2Q}{dh^2} \text{ heeft het teeken van:}$$

$$y = -\frac{1}{8} (m + n) h^2 - (m + n) (H - h) h + (H - h)^2 (m + n)$$

$$\text{of van } y' = \frac{y}{m + n} = \frac{1}{8} h^2 - 3 H h + H^2.$$

Dit is een parabool, waarvan het verloop eenvoudig is te bepalen.

Tusschen $-\infty$ en $0,474 H$ is y' positief, tusschen $0,474 H$ en $1,126 H$ negatief en tusschen $1,126 H$ en $+\infty$ weer positief. Buigpunten heeft de Q -lijn bij $0,474 H$ en $1,126 H$, waarvan alleen $h_0 = 0,474 H$ bestaanbaar is.

3. Driehoekig profiel met gelijke taludhellingen.

$$1. \quad Q = \sqrt{\frac{2g}{\alpha}} \cdot m h^2 \cdot (H - h)^{\frac{1}{2}}$$

$$2. \quad \left(\frac{dQ}{dh}\right)_0 = 0.$$

3. De afleiding is analoog als bij het driehoekig profiel met ongelijke taludhellingen. Het teeken van $\frac{d^2Q}{dh^2}$ blijkt bepaald te worden door dezelfde para-

bool, zoodat de concaviteit en convexiteit dezelfde zijn en het buigpunt ook ligt bij $h_b = 0,474 H$.

De punten van de Q -lijn worden berekend met de formule:

$$Q = Q_{kr} \frac{h^2 (H-h)^{\frac{1}{2}}}{h_{kr}^2 (H-h_{kr})^{\frac{1}{2}}} = Q_{kr} \frac{h^2 (H-h)^{\frac{1}{2}}}{0,286 H^{\frac{5}{2}}}.$$

Deze formule geldt ook voor den driehoek met ongelijke taludhellingen. De vorm van de Q -lijn is dus dezelfde voor alle driehoekige profielen. Dit is trouwens ook te zien aan de formules van de Q -lijnen zelve. Terwijl het driehoekig profiel geheel gedefinieerd is door zijn taludhellingen, worden de abscissen van de Q -lijn, bij een bepaalde H , bij verandering

van m c.q. $\frac{m+n}{2}$ slechts evenredig vergroot of verkleind.

Voor profielen, waarbij de som van de cotangenten der taludhellingen dezelfde is, zijn de Q -lijnen aan elkaar identiek.

Ook voor verschillende H 's blijft men den vorm van de Q -lijn behouden, omdat de verhouding tusschen Q en Q_{kr} dimensieloos is en dus onafhankelijk van H .

Uit het bovenstaande moge blijken, dat men de eens en voor al geteekende Q -lijn kan gebruiken voor alle driehoekige profielen en bij verschillende energiehoogten, als men aan de figuur maar de juiste, telkens veranderlijke schalen toekent.

Ditzelfde is ook op te merken ten aanzien van de Q -lijn bij het rechthoekige profiel, die ook voor alle rechthoeken eenzelfde vorm heeft. In *fig. 9* is de Q -lijn voor het driehoekige profiel geteekend.

De abscis van het buigpunt vinden we door substitutie van $h = h_b = 0,474 H$. We krijgen:

$$Q_b = Q_{kr} \frac{0,474^2 \cdot \sqrt{0,526}}{0,286} = 0,569 Q_{kr}.$$

4. Parabolisch profiel (zie *fig. 10*).

$$F = \frac{4}{3} \sqrt{2p} \cdot h^{\frac{3}{2}}$$

$$\frac{dF}{dh} = B = 2 \sqrt{2p} \cdot h^{\frac{1}{2}}$$

$$\frac{d^2F}{dh^2} = \sqrt{2p} \cdot h^{-\frac{1}{2}}$$

$$1. \quad Q = \sqrt{\frac{2g}{\alpha}} \cdot \frac{4}{3} \sqrt{2p} \cdot h^{\frac{3}{2}} \cdot (H-h)^{\frac{1}{2}}$$

$$2. \quad \left(\frac{dQ}{dh} \right)_0 = 0$$

$$3. \quad y = \sqrt{2p} \cdot (2\frac{2}{3} h^{\frac{3}{2}} - 4 H h^{\frac{1}{2}} + H^2 h^{-\frac{1}{2}}) \\ = \sqrt{2p} \cdot h^{-\frac{1}{2}} (2\frac{2}{3} h^2 - 4 H h + H^2).$$

Daar p en h positief moeten zijn neemt $\frac{d^2Q}{dh^2}$ het teeken aan van de parabool $y' = 2\frac{2}{3} h^2 - 4 H h + H^2$, en is dus positief tusschen $-\infty$ en $0,317 H$, nega-

tief tusschen $0,317 H$ en $1,183 H$ en weer positief tusschen $1,183 H$ en $+\infty$. Alleen het buigpunt in $h_b = 0,317 H$ is bestaanbaar. De punten van de Q -lijn vinden we met de formule:

$$Q = Q_{kr} \frac{h^{\frac{3}{2}} \cdot (H-h)^{\frac{1}{2}}}{h_{kr}^{\frac{3}{2}} (H-h_{kr})^{\frac{1}{2}}} \\ = Q_{kr} \frac{h^{\frac{3}{2}} \cdot (H-h)^{\frac{1}{2}}}{0,75^{\frac{3}{2}} \cdot 0,25^{\frac{1}{2}} \cdot H^2} = Q_{kr} \frac{h^{\frac{3}{2}} (H-h)^{\frac{1}{2}}}{0,325 H^2}.$$

Substitutie van $h = h_b = 0,317 H$ geeft $Q_b = 0,454 Q_{kr}$ (zie *fig. 10*).

Ook hier geldt de eens geteekende Q -lijn voor alle combinaties van parabolische profielen en energiehoogten H . In het algemeen geldt deze eigenschap voor alle profielen, waarvan de natte doorsnede F recht evenredig is aan de waterdiepte h tot een zekere macht.

5. Trapeziumvormig profiel met gelijke en met ongelijke taludhellingen.

Bij gelijke taludhellingen is:

$$F = bh + mh^2$$

$$\frac{dF}{dh} = b + 2mh.$$

$$\frac{d^2F}{dh^2} = 2m.$$

$$1. \quad Q = \sqrt{\frac{2g}{\alpha}} \cdot (bh + mh^2) \cdot (H-h)^{\frac{1}{2}}$$

$$2. \quad \left(\frac{dQ}{dh} \right)_0 = b \sqrt{\frac{2gH}{\alpha}}$$

3. De concaviteit en convexiteit vindt men door in een concreet geval het teeken na te gaan van:

$$y = 3\frac{3}{4} mh^2 + (\frac{3}{4}b - 6mH)h - (bH - 2mH^2).$$

Stelt men $y = 0$, dan geven de wortels van de vierkantsvergelijking de buigpunten:

$$h_b = \frac{4}{5} H - \frac{b}{10m} \pm \frac{2}{15m} \sqrt{6m^2H^2 + 6mbH + \frac{9}{16}b^2}.$$

Om de bestaanbaarheid van deze buigpunten na te gaan, schrijven we de op nul gestelde vergelijking van y in den vorm:

$$m(3\frac{3}{4}h^2 - 6Hh + 2H^2) = b(H - \frac{3}{4}h).$$

Men stelde het eerste lid $= y'$ en het tweede lid $= y''$.

Bij verschillende waarden van m stelt y' een parabool voor door de punten $h = 0,474 H$ en $h = 1,126 H$ op de h -as, terwijl y'' , bij verschillende bodembreedten b , voorstelt een schaar rechten door het punt $h = 1\frac{1}{3} H$ op de h -as. In aanmerking nemend, dat de bodembreedte b steeds positief is, is met een eenvoudige schets van een der parabolen en een der rechten dadelijk in te zien, dat bij profielen met een positieve taludhelling m de h van het eene buigpunt steeds grooter is dan $1,126 H$ en dit dus onbestaanbaar is. Het andere buigpunt is steeds gelegen onder $h = 0,474 H$.

Alleen dit buigpunt is bestaanbaar en dat nog alleen, als $(y')_{h=0} > (y'')_{h=0}$, of als $2mH^2 > bH$. Bij het symmetrische trapeziumvormige profiel treedt er dus geen buigpunt op als $b > 2mH$.

Omtrent de ligging van de kritische diepte bij het trapezium kunnen wij het volgende opmerken.

De kritische diepte wordt bij een zekere energiehoogte bepaald door de formule:

$$H = h + \frac{hb + mh^2}{2(b + 2mh)}, \text{ of}$$

$$m(5h^2 - 4Hh) = b(2H - 3h).$$

Het eerste lid stelt weer een parabolen- en het tweede lid een rechtenschaar voor, na het teekenen waarvan men de conclusie kan trekken, dat bij positieve m -waarden, de kritische diepte altijd is gelegen tusschen $\frac{2}{3}H$ en $\frac{4}{5}H$, dus tusschen de kritische diepte van het rechthoekige resp. het driehoekige profiel.

Bij een trapeziumvormig profiel met ongelijke taludhellingen m en n krijgt men analoge afleidingen. In de bovenste formules heeft men dan slechts voor m te substitueeren $\frac{m+n}{2}$. Men krijgt dan, dat ook $h_b < 0,474H$ en dat de kritische diepte gelegen is tusschen $\frac{2}{3}H$ en $\frac{4}{5}H$. Een buigpunt treedt alleen op als $b < (m+n)H$.

Nogmaals mag er op worden gewezen, dat in het bovenste slechts profielen zijn beschouwd met positieve m , dan wel $\frac{m+n}{2}$.

Een analoge discussie voor negatieve taludhellingen moge hier achterwege blijven, vanwege de geringe praktische betekenis dezer profielen.

In fig. 11 is de Q -lijn getekend van een trapeziumvormig profiel, waarbij $b < 2mH$, zoodat er een buigpunt optreedt. Voor $b > 2mH$ is er geen buigpunt en heeft de Q -lijn het type van die van de rechthoekige doorsnede (zie fig. 8).

In het voorgaande hebben wij gezien, dat bij den kritischen toestand, dus bij een gegeven kritische diepte c.q. vullingshoek of kritische energiehoogte, de afvoer maximaal is. Deze maximale, kritische afvoer is niet te verwarren met het absolute maximum debiet, dat kan optreden in een niet geheel gevulde gesloten buis. Dit absolute maximum debiet, waarvan de vullingshoek of vullingsdiepte bepaald wordt door de extreme waarde van de functie $Q = f(\varphi)$ of $f(h)$, is slechts één en

wel het grootste van de vele mogelijke, elk voor zich maximale, kritische debieten.

Bij een cirkelvormige buis bijv. is de vullingshoek voor het absolute maximum ongeveer 308° , terwijl de kritische vullingshoek alle mogelijke waarden kan aannemen, afhankelijk van de gegeven energiehoogte.

De H - en Q -lijnen hebben niet enkel theoretische betekenis. In de literatuur vindt men verschillende methoden ontwikkeld om met behulp van deze lijnen waterspiegelvormen te berekenen, te construeeren, dan wel te schetsen. Nog in vele andere gevallen kunnen de H - en Q -lijnen goede diensten bewijzen (zie bijv. lit. 19).

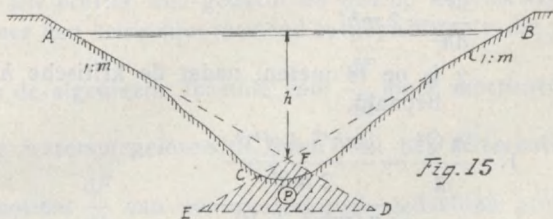
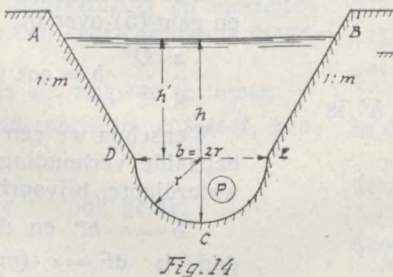
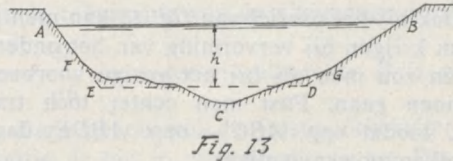
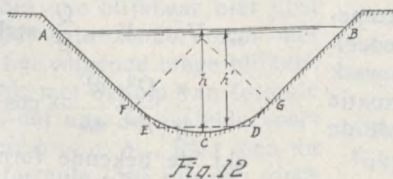
Samengestelde en onregelmatige profielen.

Beziet men de algemeene formules, dan is op te merken dat bij een gegeven debiet Q de uitkomst van de algemeene formules (A) t/m (D) enkel afhangt van F en $\frac{dF}{dh}$. Verschillende profielen dus, die hierin

overeenkomen, dat ze bij variatie van h in een interval, waarin ook de kritische diepte zal blijken te liggen, steeds eenzelfde F en $\frac{dF}{dh}$ hebben, geven bij toe-

passing der formules eenzelfde waarde voor de kritische diepte, de kritische snelheid, de kritische snelheidshoogte en de kritische energiehoogte. Zorgt men nu, dat aan deze voorwaarde wordt voldaan, dan mag men voor het bepalen van de kritische grootheden in een samengesteld of onregelmatig profiel, dit profiel eerst transformeeren tot een fictief, liefst enkelvoudig profiel, dat zonder meer is door te rekenen. Is de kritische diepte uitgerekend, dan moet men bij toepassing van formule (E) voor de bepaling van het kritische verhang natuurlijk den natten omtrek van het reële profiel nemen, die bij een onregelmatig profiel met een curvimeter is op te nemen. Meesters heeft in zijn meergenoemd artikel op deze transformatiemethode gewezen.

Om het in fig. 12 geteekende profiel ABC te berekenen, transformeere men het bijv. tot trapezium $ABDE$ met hetzelfde oppervlak. De formules voor het



trapeziumvormige profiel toegepast op $ABDE$ geven de gevraagde kritische grootheden. Voor berekening van het kritische verhang is voor den natten omtrek te nemen $\chi = AFCGB$. Is de afvoer Q zoo gering, dat de kritische waterspiegel beneden FG komt, dan geeft de transformatie geen uitkomst meer en moet men de formules van het dan overgebleven cirkelvormige profiel toepassen. De methode is natuurlijk ook toe te passen op een profiel met geheel onregelmatige bodemlijn (zie fig. 13).

Bij het profiel van fig. 14 is het onderste gedeelte zoo groot, dat het niet mogelijk is er een met het bovendeel strookende vervorming aan te geven. In tegenstelling met de meening, dat in dit geval, slechts een moeizame graphische oplossing mogelijk is, is de analytische berekening met behulp van de algemeene formules als volgt te geven.

Men stelt het oppervlak van het onderste gedeelte $CDE = P = \text{constante}$, in dit geval $\frac{1}{2} \pi r^2$.

$$F = bh' + mh'^2 + P$$

$$\frac{dF}{dh} = b + 2mh'$$

$$\chi = 2h' \sqrt{1 + m^2} + \pi r \\ = 2(h - r) \cdot \sqrt{1 + m^2} + \pi r.$$

$$\frac{\alpha Q^2}{g} = \frac{(bh' + mh'^2 + P)^3}{b + 2mh'} \\ = \frac{\{b(h - r) + m(h - r)^2 + P\}^3}{b + 2m(h - r)}.$$

Hieruit is bij gegeven h_{kr} de kritische afvoer te berekenen. Het kritische verhang is:

$$i = \frac{g}{\alpha C^2} \cdot \frac{2(h - r) \sqrt{1 + m^2} + \pi r}{b + 2m(h - r)}.$$

De andere kritische grootheden zijn ook direct op te schrijven.

Deze methode had men natuurlijk ook in het vorige voorbeeld kunnen toepassen, maar dan had men ingewikkelder formules gekregen en kon men niet van de bestaande grafieken en tabellen voor trapeziumvormige profielen gebruik maken.

Ook bij het profiel van fig. 15 kan men geen trapezium krijgen bij vervorming van het onderste gedeelte en zou men als bij het vorige voorbeeld te werk kunnen gaan. Past men echter toch transformatie toe, zoodat opp. $ABC = \text{opp. } ABDE$, dan wordt de berekening eenvoudiger.

Oppervlakte $DEF = \text{constant} = P$ noemend, is:

$$F = mh'^2 + P$$

$$\frac{dF}{dh} = 2mh'$$

χ is op te meten, nadat de kritische h' is bepaald.

$$1. \quad \frac{\alpha Q^2}{g} = \frac{(mh'^2 + P)^3}{2mh'}$$

$$2. \quad v = \sqrt{\frac{g(mh'^2 + P)}{2\alpha mh'}}$$

$$3. \quad k = \frac{mh'^2 + P}{4mh'}$$

$$4. \quad H = h' + \frac{mh'^2 + P}{4mh'}$$

$$5. \quad i = \frac{g}{\alpha C^2} \cdot \frac{\chi}{2mh'}$$

Is h_{kr}' bepaald, dan is ook de diepte in elk punt van het uitgangsprofiel bekend. Het werken met de fictieve diepte h' geeft hier veel gemak. De werkelijke diepte in een bepaald punt van het reële profiel te fixeeren heeft zelfs geen zin.

Voor een willekeurig profiel is bij een bepaalden waterstand, indien het debiet bekend is, na te gaan, of de afvoer schietend dan wel stroomend geschiedt. Daartoe trekt men raaklijnen aan het profiel ter plaatse van den waterspiegel en vervormt de natte doorsnede tot een trapezium van hetzelfde oppervlak. De kritische diepte voor het trapeziumvormige profiel is dan te bepalen, waarna conclusies kunnen worden getrokken omtrent den stroomtoestand in het reële profiel. In elk geval weet men, dat indien de kritische waterspiegel in de fictieve doorsnede niet samenvalt met het niveau in het onderzochte profiel, in dit laatste de stroomtoestand niet kritisch kan zijn.

Dimensioneering.

Bij het dimensioneeren moet men er voor oppassen, de voorwaarde $\frac{dH}{dh} = 0$, c.q. de algemeene for-

mules in de gedaante met $\frac{dF}{dh}$, niet rechtstreeks op

den veranderlijk gedachten profielvorm toe te passen, omdat men dan foutieve uitkomsten zou krijgen. Meer dan eens in de literatuur is deze onjuistheid begaan, o.a. in het artikel: „Berekening van hellende goten met continu verlopende vormen bij verwaarlozing van de luchtabsorptie” van ir. J. A. S e s i n k C l e e, in dit tijdschrift No. 4 — 1937.

Op bladzijde II. 70 staat:

„ Voor $V = \frac{Q}{F}$ stellende, vinden we:

$$\frac{\alpha Q^2}{g F^3} \cdot \frac{dF}{dh} = \cos \varphi \dots\dots\dots (5)$$

d.i. de bekende formule voor de zgn. kritische diepte en dito snelheid.

Is de bodembreedte constant, dan is $dF = b \cdot dh$ en gaat (5) over in:

$$\frac{\alpha Q^2}{g F^3} \cdot b = \cos \varphi \dots\dots\dots (5a)$$

Wenschen we een rechthoekig profiel met een bepaalde verhouding tusschen bodembreedte en waterdiepte, bijvoorbeeld:

$$b = c \cdot h^m \text{ en dus } F = c \cdot h^{m+1}$$

dan is $dF = c \cdot (m+1) \cdot h^m \cdot dh$, zoodat (5) overgaat in:

$$\frac{c \cdot (m+1)}{g} \cdot \alpha \cdot \frac{Q^2}{F^3} \cdot h^m = \cos \varphi \dots (5b)$$

Voor $c = 2$ en $m = 1$ is

$$\frac{2 \cdot \alpha}{g} \cdot \frac{Q^2}{F^3} \cdot b = \cos \varphi \dots (5c)$$

Voor een blijvend half cirkelvormig profiel is:

$$F = \frac{1}{2} \cdot \pi \cdot h^2 \text{ en dus } \frac{dF}{dh} = \pi \cdot h, \text{ waardoor } (5)$$

overgaat in:

$$\frac{\alpha}{g} \cdot \frac{Q^2}{F^3} \cdot \pi \cdot r = \cos \varphi \dots (5d)$$

De formule laat zich herleiden tot:

$$r = \sqrt[5]{\frac{8 \cdot \alpha \cdot Q^2}{g \cdot \pi^2 \cdot \cos \varphi}} \dots (5e) "$$

Formule (5) is analoog met onze algemeene formule (A) en geldt voor een doorsnede die een hoek φ maakt met de verticaal. Bij steile bodemhellingen, zooals bij de hellende goot, beschouwt men liefst doorsneden $\perp$ bodem. De verticale afstand tusschen het gefixeerde bodempunt P en den waterspiegel is dan $h \cdot \cos \varphi$, waarbij φ is de helling van de hellende goot. De voorwaarde voor den kritischen toestand wordt:

$$H = h \cdot \cos \varphi + \frac{\alpha v^2}{2g} = \min., \text{ waaruit op}$$

dezelfde manier als vroeger de algemeene formule (5) is af te leiden.

Is de bodemhelling niet beduidend groot, zoodat men verticale doorsneden kan beschouwen loodrecht op den bodem te staan, dan is $\varphi = 0$ en $\cos \varphi = 1$.

Formule (5a) kunnen we schrijven in den vorm:

$$\frac{\alpha \cdot Q^2}{g} = b^2 \cdot h^3 \cdot \cos \varphi, \text{ de analoge formule 1.}$$

voor het rechthoekig profiel.

De rechtstreeksche toepassing van de algemeene formule (5) voor de dimensioneerings van een rechthoekig profiel leidt tot formules (5b) en (5c) en voor de dimensioneerings van een halfcirkelvormig profiel tot de formules (5d) en (5e), die blijkbaar niet juist zijn. Formules (5a) en (5c) zijn zonder meer met elkaar in strijd, zooals uit het volgende moge blijken:

Bij een bepaalde Q wordt met behulp van formule (5c) het profiel berekend, dat aan de gestelde voorwaarde voldoet, n.l. waarbij $b = c \cdot h_{kr}$. Past men nu op het verkregen profiel formule (5a) toe dan vindt men voor eenzelfde Q een andere kritische diepte, wat niet klopt, omdat bij eenzelfde Q en eenzelfde rechthoekig profiel slechts één kritische diepte mogelijk is.

Het vraagstuk is indirect als volgt op te lossen.

Men denkt eerst de bodembreedte constant, zoodat volgens

$$\frac{\alpha}{g} \cdot \frac{Q^2}{F^3} \cdot \frac{dF}{dh} = \cos \varphi \quad \text{ook geldt:}$$

$$\frac{\alpha}{g} \cdot \frac{Q^2}{F^3} \cdot b = \cos \varphi.$$

Thans de voorwaarde voor den kritischen toestand in een rechthoekig profiel verkregen hebbend, mogen we pas den vorm veranderlijk denken en een vormvoorwaarde invoeren, hier dat $b = c \cdot h$.

Men krijgt:

$$\frac{\alpha}{g} \cdot \frac{Q^2}{b^3 \cdot h^3} \cdot b = \cos \varphi$$

$$\text{of } \frac{\alpha}{g} \cdot \frac{Q^2}{c^2 \cdot h^5} = \cos \varphi, \text{ een andere uitkomst dus}$$

dan formule (5c), die te schrijven is in den vorm:

$$\frac{2\alpha}{g} \cdot \frac{Q^2}{c^2 \cdot h^5} = \cos \varphi.$$

De juiste oplossing van het tweede vraagstuk wordt als volgt:

De kritische toestand in een verticale cirkelvormige doorsnede wordt (zooals we vroeger hebben afgeleid) bepaald door de formule:

$$\frac{\alpha Q^2}{g} = \frac{r^5 (\beta - \sin \beta)^3}{16 \sin \frac{1}{2} \beta} \text{ en in ons geval door:}$$

$$\frac{\alpha Q^2}{g} = \frac{r^5 (\beta - \sin \beta)^3}{16 \sin \frac{1}{2} \beta} \cdot \cos \varphi.$$

Den vullingshoek, dien we vroeger ook met φ aanduiden, noemen we thans β ter onderscheiding van den hoek φ , dien de doorsnede maakt met de verticaal. Om de voorwaarde voor den kritischen toestand in een halfcirkelvormig profiel te krijgen moeten we in de formule substitueeren: $\beta = 180^\circ = \pi$ rad. We krijgen:

$$\frac{\alpha \cdot Q^2}{g} = \frac{r^5 \cdot \pi^3}{16} \cdot \cos \varphi$$

$$\text{of } r = \sqrt[5]{\frac{16 \cdot \alpha \cdot Q^2}{g \cdot \pi^3 \cdot \cos \varphi}}, \text{ een formule, die 8,3\%}$$

kleinere uitkomst van r geeft dan formule (5e).

Een kortere weg bij deze dimensioneeringsvraagstukken is de toepassing van de algemeene formules,

waarin voor $\frac{dF}{dh}$ de waterspiegelbreedte B is gesub-

stitueerd. Deze geven wel de juiste uitkomsten. Dit lijkt toevallig, is het in wezen echter niet. Dit is in te zien, als men in gedachte het profiel vervormt tot het gezochte profiel is verkregen.

Dit profiel vast gedacht en daarop de voorwaarde voor den kritischen toestand toegepast geeft, dat men

in de algemeene formule voor $\frac{dF}{dh}$ moet substitueeren

de waterspiegelbreedte B en niet het differentiaalquotient $\frac{dF}{dh}$ van den veranderlijk gedachten profielvorm.

Bij het eerste vraagstuk heeft men dan:

$$F = \cdot ch^2$$

$$B = b = ch \left(\text{dus niet } \frac{dF}{dh} = 2ch \right)$$

$$\frac{\alpha}{g} \cdot \frac{Q^2}{F^3} \cdot B = \cos \varphi$$

of $\frac{\alpha}{g} \cdot \frac{Q^2}{F^3} \cdot ch = \cos \varphi$

$$\frac{\alpha}{g} \cdot \frac{Q^2}{c^2 h^5} = \cos \varphi.$$

Bij het tweede vraagstuk krijgen we:

$$F = \frac{1}{2} \cdot \pi \cdot h^2$$

$$B = 2h \left(\text{en niet } \frac{dF}{dh} = \pi \cdot h \right)$$

$$\frac{\alpha Q^2}{g} = \frac{F^3}{B} \cos \varphi = \frac{\pi^3 \cdot h^5}{16} \cdot \cos \varphi$$

$$h = r = \sqrt[5]{\frac{16 \cdot \alpha \cdot Q^2}{g \cdot \pi^3 \cdot \cos \varphi}}, \text{ dezelfde uitkomst dus als zooeven.}$$

Voor de berekening van halfcirkelvormige aquaducten is de formule te gebruiken met $\cos \varphi = 1$, dus:

$$r = \sqrt[5]{\frac{16 \cdot \alpha \cdot Q^2}{g \cdot \pi^3}}.$$

Dat de rechtstreeksche toepassing van

$$\frac{d \left(h + \frac{\alpha \cdot v^2}{2g} \right)}{dh} = 0 \text{ en } \frac{\alpha Q^2}{g} = \frac{F^3}{\frac{dF}{dh}} \text{ bij dimensio-}$$

neeringsvraagstukken tot foutieve uitkomsten leidt, komt doordat in deze gevallen dF bij een variatie dh niet identiek is met de dF bij de afleiding van de differentiaalvergelijking voor de niet-eenparige waterbeweging (zie vroeger), waarbij het profiel vast is en de variatie dF slechts wordt verkregen door verandering van de diepte h .

Vandaar dat men indirect te werk moet gaan, d.w.z. eerst een vast profiel moet beschouwen en pas in de afgeleide voorwaarde voor den kritischen stroomtoestand in het profiel, de vormvoorwaarde kan invoeren.

De andere methode, n.l. toepassing van de formules $\frac{\alpha \cdot Q^2}{g} = \frac{F^3}{B}$, $v = \sqrt{\frac{gF}{\alpha B}}$ enz., geeft ook goede uitkomsten, omdat men ook hier, hetzij dan slechts in gedachten, te maken heeft met een gefixeerd profiel, n.l. het tot den juisten, gezochten vorm veranderd gedachte profiel.

Bij samengestelde profielen gaat men op overeenkomstige wijze te werk.

Heeft men een enkelvoudig of samengesteld profiel en stelt men den eisch, dat de natte kritische doorsnede bij een bepaalde Q een gegeven vorm moet hebben, dan is als vormparameter in te voeren de onbekende vermenigvuldigingsfactor c , die opgelost de afmetingen vastlegt. De algemeene oplossing is dan als volgt:

$$\frac{\alpha Q^2}{g} = \frac{F^3}{B} = \frac{c^6 \cdot F_1^3}{c \cdot B_1} = \frac{c^5 \cdot F_1^3}{B_1}, \text{ waarin } F_1 =$$

= opp. gegeven natte doorsnede en B_1 de gegeven waterspiegelbreedte. Toegepast op het vraagstuk van het halfcirkelvormig profiel geeft dit:

$$\frac{\alpha Q^2}{g} = \frac{c^5 \cdot \pi^3 \cdot r_1^6}{16 r_1} = \frac{c^5 \cdot \pi^3 \cdot r_1^5}{16} = \frac{\pi^3 \cdot r^5}{16}$$

$$r = \sqrt[5]{\frac{16 \cdot \alpha \cdot Q^2}{g \cdot \pi^3}}.$$

Grafieken en tabellen.

Irrigatiekanalen zijn trapeziumvormig. Onregelmatige profielen worden vervormd tot trapeziumvormige. In de practijk zal de berekening van den kritischen toestand voor den trapeziumvorm dus wel het meest voorkomen.

De bepaling van de kritische diepte uit de formule:

$$\frac{\alpha Q^2}{g} = \frac{(b + mh)^3 h^3}{b + 2mh}, \text{ is nogal omslachtig.}$$

Tijdsbesparing krijgt men door gebruik te maken van tabellen en grafieken.

Ir. J. W. F. C. Proper heeft aan zijn artikel: „De kritische waterdiepte in irrigatieleidingen”. in *De Waterstaatsingenieur* 1918, een tweetal grafieken toegevoegd voor de bepaling van de kritische diepte in trapeziumvormige profielen met gelijke taludhellingen. Ir. G. Meesters gaf in zijn meergenoemd artikel een grafiek voor de berekening van de kritische diepte in rechthoekige, driehoekige en trapeziumvormige profielen. Bijgaande tabel is ook heel handig. Afkomstig van Overshiner (zie het artikel: „The critical depth in trapezoidal channels” in *Civil Engineering* 1936), is ze door prof. Proper zoodanig gewijzigd, dat ze — oorspronkelijk alleen te gebruiken met Engelsche maten — thans gebruikt kan worden bij alle maatsystemen, dus ook het metrische systeem. Ze wordt als volgt verkregen.

De formule voor de kritische diepte in symmetrische trapeziumvormige profielen:

$$\frac{\alpha Q^2}{g} = \frac{(b + mh)^3 h^3}{b + 2mh}, \text{ wordt geschreven in den}$$

vorm:

$$\left(\frac{h}{b} \right)^3 \cdot \frac{\left(1 + m \frac{h}{b} \right)^3}{1 + 2m \frac{h}{b}} = \frac{\alpha Q^2}{gb^5} \dots \dots \dots (a)$$

Het eerste lid L noemend heeft men: $L = \frac{\alpha Q^2}{gb^5}.$

L wordt voor verschillende waarden van $\frac{h}{b}$ en m

Tabel voor de berekening van de kritische diepte in trapeziumvormige profielen.

$\frac{h}{b}$ $\begin{matrix} (m+n) \\ \text{of} \\ 2m \end{matrix}$	$\frac{1}{2}$	I	$I\frac{1}{2}$	2	3	4	5	6
0,10	0,001 03	0,001 06	0,001 08	0,001 11	0,001 17	0,001 24	0,001 31	0,001 38
0,11	0,001 37	0,001 41	0,001 45	0,001 49	0,001 58	0,001 68	0,001 78	0,001 89
0,12	0,001 78	0,001 84	0,001 90	0,001 96	0,002 09	0,002 23	0,002 37	0,002 53
0,13	0,002 28	0,002 35	0,002 43	0,002 51	0,002 70	0,002 90	0,003 10	0,003 32
0,14	0,002 84	0,002 95	0,003 06	0,003 18	0,003 42	0,003 69	0,003 98	0,004 28
0,15	0,003 50	0,003 66	0,003 80	0,003 95	0,004 28	0,004 64	0,005 03	0,005 43
0,16	0,004 27	0,004 46	0,004 65	0,004 87	0,005 30	0,005 76	0,006 27	0,006 79
0,17	0,005 14	0,005 37	0,005 61	0,005 89	0,006 45	0,007 04	0,007 70	0,008 37
0,18	0,006 12	0,006 43	0,006 73	0,007 08	0,007 79	0,008 54	0,009 38	0,010 24
0,19	0,007 23	0,007 57	0,007 89	0,008 38	0,009 28	0,010 24	0,011 34	0,012 44
0,20	0,008 4	0,008 9	0,009 4	0,009 9	0,011 0	0,012 2	0,013 5	0,014 8
0,21	0,009 8	0,010 3	0,010 9	0,011 6	0,012 9	0,014 4	0,016 0	0,017 8
0,22	0,011 3	0,012 0	0,012 6	0,013 5	0,015 1	0,016 9	0,018 9	0,021 0
0,23	0,012 9	0,013 7	0,014 3	0,015 5	0,017 5	0,019 7	0,022 1	0,024 8
0,24	0,014 7	0,015 7	0,016 7	0,017 9	0,020 3	0,022 9	0,025 8	0,028 9
0,25	0,016 7	0,017 8	0,019 1	0,020 4	0,023 2	0,026 4	0,029 9	0,033 5
0,26	0,018 8	0,020 1	0,021 6	0,023 2	0,026 6	0,030 3	0,034 2	0,039 0
0,27	0,021 1	0,022 7	0,024 4	0,026 2	0,030 2	0,034 7	0,039 6	0,044 6
0,28	0,023 6	0,025 4	0,027 5	0,029 6	0,034 2	0,039 4	0,045 2	0,051 0
0,29	0,026 3	0,028 4	0,030 7	0,033 2	0,038 4	0,044 7	0,051 0	0,058 3
0,30	0,029 2	0,031 6	0,033 4	0,037 2	0,043 3	0,050 3	0,058 0	0,066 3
0,31	0,032 4	0,035 2	0,038 0	0,041 4	0,048 7	0,056 7	0,065 3	0,075 2
0,32	0,035 5	0,038 9	0,042 3	0,046 2	0,054 2	0,063 7	0,073 4	0,084 8
0,33	0,039 2	0,042 7	0,046 8	0,051 1	0,060 4	0,071 0	0,082 5	0,095 9
0,34	0,043 0	0,047 0	0,051 3	0,056 3	0,067 0	0,079 2	0,092 0	0,107
0,35	0,047 0	0,051 4	0,056 3	0,062 3	0,074 4	0,088 0	0,103	0,119
0,36	0,051 3	0,056 3	0,062 3	0,068 3	0,082 3	0,097 6	0,115	0,133
0,37	0,055 8	0,061 8	0,067 9	0,075 1	0,090 3	0,108	0,127	0,148
0,38	0,060 8	0,067 2	0,074 2	0,082 3	0,099 3	0,119	0,140	0,164
0,39	0,065 8	0,072 9	0,081 1	0,089 8	0,109	0,131	0,155	0,182
0,40	0,071 1	0,079 2	0,088 3	0,099 2	0,119	0,144	0,171	0,201
0,41	0,076 7	0,085 7	0,095 6	0,106	0,127	0,158	0,188	0,221
0,42	0,082 8	0,092 5	0,103	0,116	0,142	0,172	0,206	0,244
0,43	0,089 2	0,100	0,122	0,125	0,155	0,188	0,226	0,268
0,44	0,095 7	0,108	0,121	0,135	0,168	0,205	0,247	0,292
0,45	0,102	0,116	0,131	0,146	0,183	0,224	0,269	0,320
0,46	0,110	0,124	0,140	0,158	0,198	0,243	0,294	0,349
0,47	0,117	0,135	0,151	0,170	0,214	0,264	0,319	0,380
0,48	0,126	0,143	0,157	0,183	0,231	0,286	0,347	0,414
0,49	0,134	0,153	0,174	0,197	0,249	0,309	0,376	0,452
0,50	0,143	0,163	0,186	0,211	0,269	0,334	0,407	0,488
0,51	0,152	0,174	0,199	0,226	0,289	0,362	0,443	0,529
0,52	0,162	0,186	0,212	0,242	0,310	0,390	0,477	0,573
0,53	0,171	0,197	0,227	0,259	0,333	0,417	0,514	0,621
0,54	0,182	0,210	0,241	0,277	0,357	0,449	0,554	0,670
0,55	0,192	0,223	0,258	0,296	0,382	0,483	0,595	0,719
0,56	0,204	0,237	0,274	0,315	0,407	0,510	0,638	0,776
0,57	0,215	0,251	0,291	0,337	0,437	0,554	0,688	0,835
0,58	0,227	0,266	0,309	0,358	0,468	0,592	0,738	0,898
0,59	0,240	0,281	0,328	0,380	0,498	0,636	0,792	0,963
0,60	0,253	0,297	0,358	0,402	0,529	0,678	0,844	1,034

uitgerekend en tabellarisch samengesteld. L is blijkbaar dimensieloos, zoodat de tabel te gebruiken is bij welk maatsysteem ook.

Wil men een leiding met taludhellingen $1:m$ en bodembreedte b , bij een bepaalde Q de kritische diepte vinden, dan rekent men de waarde van $\frac{\alpha Q^2}{gb^5}$ uit, zoekt in de tabel, vindt de bijbehorende waarde

$\frac{h}{b}$ en daarmee de kritische diepte $h = b \cdot \frac{h}{b}$.

Voorbeeld:

Een trapeziumvormige leiding met taludhellingen

$1:1\frac{1}{2}$ en bodembreedte $b = 2$ m, voert af $5 \text{ m}^3/\text{sec}$.
Gevraagd de kritische diepte.

Men rekent uit: $\frac{\alpha Q^2}{gb^5} = \frac{1,1 \times 25}{9,8 \times 32} = 0,0877$.

In de kolom van $2m = 3$ wordt bij $0,0877$ gevonden de waarde $\frac{h}{b} = 0,367$, dus de kritische diepte

te $h = 2 \times 0,367 = 0,734$ m.

Overshiner heeft niet gewezen op de grotere toepassingsmogelijkheid van zijn tabel, n.l. dat ze behalve voor symmetrische trapeziumvormige profielen ook te gebruiken is voor profielen met ongelijke taludhellingen. Dit is niet moeilijk in te zien.

Stelt men n.l. in de formule:

$$\frac{\alpha Q^2}{g} = \frac{\left(b + \frac{m+n}{2}h\right)^3 \cdot h^3}{b + (m+n)h}, \quad (m+n) = 2z,$$

dan is ze te schrijven in den vorm:

$$\left(\frac{h}{b}\right)^3 \cdot \frac{\left(1 + z\frac{h}{b}\right)^3}{1 + 2z\frac{h}{b}} = \frac{\alpha Q^2}{gb^5}, \text{ die identiek is met}$$

formule (a).

Beschouwt men de afgeleide formules voor het onsymmetrische trapeziumprofiel dan kan men de volgende stelling uitspreken:

Alle trapeziumvormige profielen met gelijke bodembreedte, waarvan de som der cotangenten der taludhellingen $(m+n)$, gelijk is, hebben voor een bepaalden afvoer Q eenzelfde kritische diepte, kritische snelheid, kritische snelheidshoogte, en kritische energiehoogte, doch verschillende kritische verhangen.

Grafieken en tabellen voor kritische grootheden, die niet afhangen van de taludhellingen afzonderlijk, maar van de som van m en n , kunnen dus niet alleen gebruikt worden voor symmetrische, maar ook voor onsymmetrische trapeziumvormige profielen.

Met de tabel zijn door interpolatie alle trapeziumvormige profielen met een willekeurige waarde $m+n$ tussen $\frac{1}{2}$ en 6 te berekenen.

Voorbeeld:

Een trapeziumvormig profiel met taludhellingen $1:1\frac{1}{4}$ en $1:\frac{3}{4}$ en bodembreedte $b=2$ m, voert af $5 \text{ m}^3/\text{sec}$. Gevraagd de kritische diepte.

$$\frac{\alpha Q^2}{gb^5} = \frac{1,1 \times 25}{9,8 \times 32} = 0,0877$$

$$m+n=2.$$

In de kolom voor $m+n=2$ vinden we voor $\frac{h}{b}$ de waarde 0,351, zoodat $h_{kr} = 2 \times 0,351 = 0,702$ m.

Literatuur.

1. Forchheimer: Hydraulik, 1930.
2. Weyrauch-Strobel: Hydraulisches Rechnen, 1930.
3. Hütte, Band III, 1934.
4. Bundschu: Angewandte Hydraulik, 1929.
5. Böss: Berechnung der Wasserspiegellage, 1927.
6. Braun: Über die Bestimmung der Spiegelformen bei offenen Gerinnen. *Der Bauingenieur*, 1927.
7. Eisner: Offene Gerinne. Handbuch der Experimentalphysik: Band IV, Hydro- und Aerodynamik, 1931.
8. Nemenyi: Wasserbauliche Strömungslehre, 1933.
9. Jegorow: Überfall über breite Wehrkrone mit Kreisöffnung. *Wasserkraft und Wasserwirtschaft*, 1935.
10. Overshiner: The critical depth in trapezoidal channels, *Civil Engineering*, 1936.
11. O'Brien and Hickox: Applied Hydraulics, 1937.
12. Lisle: The flow of water in short channels, *Journal of the Inst. of C. E.*, December 1937.
13. J. Claudel: AIDE MEMOIRE des ingenieurs, architectes, entrepreneurs, conducteurs des travaux, agents voyers, dessinateurs, etc. Tome premier, Paris 1937.
14. Ir. J. W. F. C. Proper: De kritische diepte in irrigatieleidingen. *De Waterstaatsingenieur*, 1918.
15. Ir. G. A. L. Statius Muller: Niveaulijn en druklijn bij de negatieve stuwkromme. *De Waterstaatsingenieur*, 1918.
16. Ir. A. M. Grzywienski: Waterbeweging en kritische snelheid. *De Waterstaatsingenieur*, 1922.
17. Ir. G. Meesters: Eenige beschouwingen over den kritischen afvoer in enkelvoudige en samengestelde profielen. *De Waterstaatsingenieur*, 1930.
18. Ir. D. G. Romijn: Meetsluizen ten behoeve van irrigatiewerken, 1938.
19. Ir. F. Garot: De watervang met liggend rooster. *De Ingenieur in Ned.-Indië*, Juli 1939.

Versterking van een gewapend beton liggerbrug over de Tjimanoeck bij Leuwidaoen (Garoet)

door

ir. R. ROOSSENSO SOERJOHADIKOESOEMO.

De bestaande houten vakwerkbrug over de Tjimanoeck bij Leuwidaoen (Garoet) moest wegens ontoereikende sterkte voor het tegenwoordige verkeer worden vervangen; als nieuwe overbrugging werd een gewapend beton liggerbrug met een theoretische spanning van 28,80 meter ontworpen, bestaande uit twee hoofdliggers met daarover een vloerplaat. Liggers en plaat constructief samenwerkend als twee aansluitende balken van T-profiel.

De dwarsdoorsnede van de brug is voorgesteld in fig. 1.

Tijdens het storten van de hoofdliggers werden de stijlen van het stellingwerk, dat de bekisting enz. droeg, weggeslagen door een hevigen bandjir. Tegen alle verwachting in is daarbij de bekisting met het twee dagen oude (getrilde) beton intact gebleven. Aangezien de vloerplaat nog niet was gestort hebben de ribben der hoofdliggers na het wegvallen van de ondersteuning als dragende constructies gewerkt. Deze liggers bestonden derhalve uit twee rechthoekige balken, belast door eigen gewicht en omgevende bekisting. Bij het overwegen van de maatregelen, welke ten gevolge van dit ongeval tot herstel van de

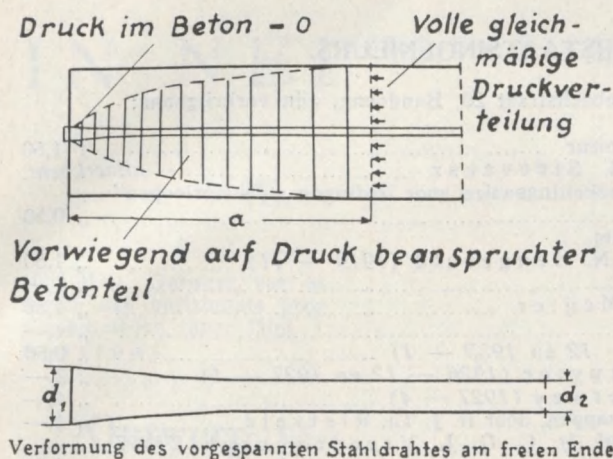


Fig. 1. Schematische voorstelling van de vervorming en drukspanningsafname bij de einden der snaren.

spanning die door Hoyer wordt ingebracht. Deze bedraagt zoo ongeveer 12 000 — 18 000 kg/cm², voor de opname waarvan zekere eischen te stellen zijn aan de metallografische samenstelling van het wapeningsmateriaal. Men is er in geslaagd staaldraden te verkrijgen, die een trekvastheid hebben van 28 000 kg/cm².

Van bijzondere beteekenis is de toepassing van een groot aantal dunne draden als wapening, aangezien op deze wijze een gunstige werking met betrekking tot de hechtspanningen wordt verkregen (evenredig met het oppervlak). Proeven hebben aangetoond, dat voor het behoud der voorspanningen geen speciale maatregelen voor de verankering der wapening noodig zijn.

Bovendien verkrijgt men automatisch een verankering, doordat na uitschakeling van de spaninrichting, door het zich gedeeltelijk herstellen van de oorspronkelijke doorsnede, de wapening aan de uiteinden conisch wordt (fig. 1).

Men kan hier in wezen van een nieuw materiaal spreken. Evenals dit met hout en staal mogelijk is, zijn met dit „Stahlsaitenbeton” balken te vervaardigen, die door het maken van doorsneden loodrecht op de lengteas in stukken zijn te verdeelen, welke dezelfde eigenschappen behouden als de heele balk. De fabricatie van deze balken, waarvoor in Duitschland verschillende fabrieken zijn

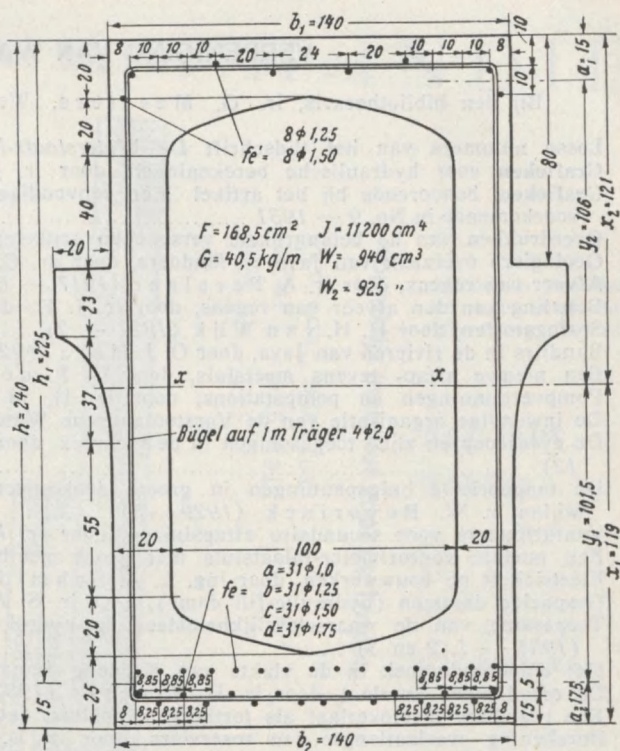


Fig. 2. Detaildoorsnede van een ligger.
(Maten in mm).

of worden opgericht, geschiedt dan ook zoodanig, dat men balken van groote lengte (100 m) stort, om die dan daarna op de vereischte afmetingen af te snijden.

Ongetwijfeld verdient deze nieuwe methode van construeeren ook onze aandacht. Verdere bijzonderheden zijn te vinden in *Beton und Eisen* van April 1939 en het boek van Hoyer: *Der Stahlsaitenbeton*.

Hieronder geven we een uit *Beton und Eisen* overgenomen voorbeeld van een constructie met dit z.g. „snarenbeton”.

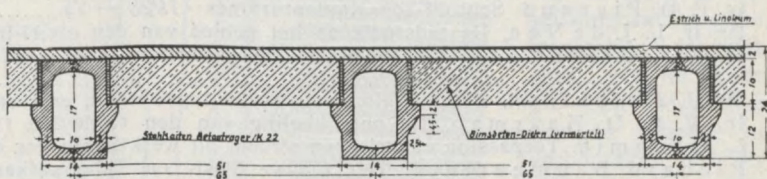


Fig. 3. Doorsnede van een vloerconstructie met Stahlsaitenbeton-liggers.

L. F. C.

VEREENIGING VAN WATERSTAATSINGENIEURS.

Bij den bibliothecaris, ir. G. Meesters, Wenckebachstraat 29, Bandoeng, zijn verkrijgbaar:

Losse nummers van het tijdschrift <i>De Waterstaats-Ingenieur</i>	f 1,50
Grafieken voor hydraulische berekeningen, door ir. J. M. Steevensz	uitverkocht.
Grafieken, behoorende bij het artikel „Een eenvoudige berekeningswijze voor leidingen en waterloopen” voorkomende in No. 9 — 1931	„ 0,50
Overdrukken van de belangrijkste verschenen artikelen, o.m.	
Geologisch overzicht van Java en Madoera, door dr. G. J. N. Hengeveld (1919 — 11)	„ 1,50
Afvoer van regens, door ir. A. Perelaer (1917 — 6)	„ 1,—
Bepaling van den afvoer van regens, door ir. J. E. de Meijer	„ 1,50
Springstoffen, door H. H. van Wijk (1921 — 2)	„ 1,—
Bandjirs in de rivieren van Java, door O. J. Herz (1922 — 12 en 1933 — 1)	„ 0,50
Een nieuwe aftap- tevens meetsluis, door ir. P. de Gruyter (1926 — 12 en 1927 — 1)	„ 2,—
Pompvergunningen en pompstations, door ir. H. M. Verwey (1927 — 4)	„ 1,—
De inwendige organisatie van de Vorstenlandsche Waterschappen, door ir. J. Th. Rietveld	„ 1,—
De gyroscop en zijne toepassingen in de techniek, door Prof. ir. C. G. J. Vreedenburgh (1927 12)	„ 1,50
De tangentieele buigspanningen in groote drukbuizen, door Prof. ir. C. G. J. Vreedenburgh en wijken ir. W. Beyerinck (1929 — 5)	„ 1,50
Venturimeters voor secundaire aftapsluizen, door ir. A. L. Verwoerd (1929 — 10)	„ 2,50
Een module venturimeter-inlaatsluis met groot meetbereik, door ir. A. L. Verwoerd (1930 — 4) ..	„ 1,25
Electriciteit op bouwwerken, door ing. L. A. Schmid (1930 — 7)	„ 0,50
Gespoelde dammen (hydraulic-fill dams), door ir. S. A. Blok (1930 — 9)	„ 1,50
Toepassing van de waarschijnlijkheidsleer op hydrol. waarnemingen, door ir. S. H. A. Begemann (1931 — 1, 2 en 3)	„ 4,—
Het chlooronderzoek in de vlakke van Kedoeng Semat, door ir. F. M. van Veen (1931 — 6)	„ 1,50
De onvolkomen overlaat, door ir. H. Vlugter (1932 — 4)	„ 2,—
Een regelbare meetoverlaat als tertiaire aftapsluis, door ir. D. G. Romijn (1932 — 9)	„ 1,—
Berekening overlaatlengte van reservoirs, door ir. D. H. Arends (1933 — 6 en 7)	„ 2,—

Van de onderstaande overdrukken zijn nog enkele exemplaren verkrijgbaar, welke tegen zeer verminderten prijs worden opgeruimd.

Ir. C. A. E. van Leeuwen. Het huidige vraagstuk der watervoorziening van Batavia en Mr.-Cornelis (1917 — 3, 4, 7, 12 en 1918 — 1)	f 1,—
Ir. J. de Jonge. De Boschexploitatie op de Buitenbezittingen, speciaal die op het eiland Simaloer (1919 — 7)	„ 0,25
J. M. Beckman. De barometrische hoogtemeting in Indië (1922 — 6)	„ 0,25
Ir. W. C. D. Haarman. De economische grens van de wielkracht van vrachtauto's (1922 — 7)	„ 0,25
Ir. Ch. F. van Haften. Drukbuizen van gewapend beton (1922 — 7)	„ 0,50
P. H. W. Sitsen. Energie-vernietigers (Kreuter-remmen) (1922 — 6)	„ 0,25
Dr. ir. W. B. Peteri. De Indische wegen en de mechanische tractie (1922 — 10)	„ 0,25
H. W. Jonkhoff. Het nieuwe motorreglement in verband met de railloze tractortrein (1923 — 8) ..	„ 0,25
Ir. B. J. K. Cramer. Ontwerp van een slacht- en koelhuis voor de gemeente Batavia (1923 — 1) ..	„ 0,50
Ir. P. de Gruyter. Aftap- tevens meetsluizen voor secundaire leidingen (1925 — 4)	„ 0,75
Ir. J. J. Baggelaar. De plannen van een zeehaven voor Semarang (1926 — 7)	„ 0,25
Ir. L. J. C. van Es. Stuwdammen (1928 — 8)	„ 0,50
Ir. F. D. Pigeaud. Schroef- en Kaplan turbines (1928 — 7)	„ 0,25
Dr. ir. L. J. de Ven. De tijdstudie op het gebied van den civiel-ingenieur in Indië (1928 — 9) ..	„ 0,25
Ir. J. F. Graadt van Roggen. Bevloeiingswerken in de Landschappen in Z.-W. Celebes (1928 — 9)	„ 0,25
Mr. J. Meihuizen. Beschadiging van bevoeiingswerken, enz. en hare berechting (1929 — 6)	„ 0,25
Ir. W. C. D. Haarman. De ontwikkeling van den trolleybus (1929 — 6, 7, 8)	„ 0,50
L. A. Schmid. Toepassing electrischen stroom bij werkzaamheden op ijzerconstructies, e.d. (1930 — 11)	„ 0,25
Richard Baumgartner. Het nieuwe Post- en Telegraafkantoor te Batavia (1930 — 2)	„ 0,25
Prof. ir. C. G. J. Vreedenburgh. Berekening der spanningen in den wand van vlak belaste buis- leidingen met grooten diameter onder overdruk met behulp der benaderingsformules voor samenge- stelde knik (1931 — 7)	„ 1,—
Ir. P. L. E. Happé. Wegbreedte in verband met de tegenwoordige verkeerseischen (1932 — 5) ...	„ 0,25

Nieuwe uitgave:

Meetsluizen ten behoeve van Irrigatiwerken.

Handleiding voor het ontwerpen en exploiteeren, ten dienste van practici en studeerenden, door
ir. D. G. Romijn. } f 2,—
Uitgave van de Vereeniging van Waterstaatsingenieurs in Ned.-Indië, 1938.

N.B. Bestellingen voor deze uitgave te richten aan bovengenoemd adres; het verschuldigde echter s.v.p. gelijktijdig overmaken aan den Penningmeester der Vereeniging van Waterstaatsingenieurs te Djokjakarta.

IN NEDERLANDSCH-INDIË

III. ELECTROTECHNIEK EN WERKTUIGBOUW.

INHOUD: Sterkstroom- en telefoonleidingen in de U.S.A., door D. W. Sparnaay. — Hoogspanningslijnen voor het platteland, door D. W. Sparnaay. — *Varia*: 10 000 000 Volt.

Sterkstroom- en telefoonleidingen in de U.S.A.

Toen ik dit punt met enkele vooraanstaande ingenieurs hier in de Vereenigde Staten ter sprake bracht vernam ik dat in de U.S.A. deze kwestie reeds jaren terug in onderling overleg tusschen de lichtbedrijven en de telefoon was behandeld en daaromtrent een uitvoerige studie was gemaakt, welke in enkele publicaties was vastgelegd.

Tot mijn zeer groote verbazing werd mij onder meer medegedeeld, dat in vele gevallen de sterkstroomleidingen tot 13,2 kV met de laagspanningsdistributieleidingen alsmede met de telefoonleidingen op één enkele palenroute worden gemonteerd indien de omstandigheden dit wenschelijk maakten. Men is n.l. van meening dat een dergelijke aanleg minder aanleiding tot storingen zal geven dan indien in één zelfde straat twee gescheiden routes, aan iederen kant van de straat één, worden gebouwd, daar het juist de vele kruisingen zijn welke tot storing aanleiding geven. Door nu zorg te dragen, dat de onderlinge afstanden tusschen hoogspanning- en telefoonleidingen voldoende groot is, is onderling contact tusschen beide als gevolg van een te grooten doorhang van eerstgenoemde leidingen tevens practisch uitgesloten, te meer daar hier tusschen nog de laagspanningsdistributieleidingen zijn gespannen.

Men ziet hieruit hoe geheel verschillend de meeningen dienaangaande uiteenloopen en daar mij bekend is, dat een volledige overeenstemming tusschen de electriciteitsbedrijven in Ned.-Indië en de P.T.T. nog niet is verkregen, achtte ik het wel van belang hierbij de aandacht te vestigen van beide belanghebbenden op de studie dienaangaande hier in de U.S.A. gemaakt en daartoe in het bijzonder te wijzen op de publicaties hierna te noemen.

Het is nog niet zoo heel lang geleden dat ik na aankomst te Marseille aan mijn opvolger, den Ingenieur-Administrateur van het GEBO te Bandoeng, schreef dat het weinig zin had om foto's te sturen van wegen welke ik op mijn doorreis door Frankrijk naar Holland zou ontmoeten, waar hoogspanningsgeleidingen en zwakstroomgeleidingen parallel liepen langs eenzelfde weg, om de eenvoudige reden dat dit gemeenschappelijk gebruik over tientallen km kon worden geconstateerd langs practisch alle wegen buiten de kommen van de grootere steden. Een en ander bevestigde volkomen mijn standpunt, dat wij in Indië op zijn zachtst uitgedrukt heel erg zwaar op de hand zijn en mijns inziens dan ook de door de P.T.T. gestelde eischen veel en veel te zwaar zijn en

daardoor een rem zijn voor een gezonde ontwikkeling van de electriciteitsdistributie, meer in het bijzonder „op het platteland”, wat de Amerikaan betitelt met „Rural Electrification”.

Speciaal in een kolonie, waar de draagkracht van den doorsnee-Inlander uiterst gering is, spelen de kosten van aanleg een primaire rol en mag niets worden nagelaten om deze door eenvoud tot een minimum te reduceeren, daar dan alleen de kosten van rente-afschrijving-onderhoud enz. zullen worden gedekt; het maken van eenige winst acht ik daarbij uitgesloten, doch het ligt zeker op den weg van onze electriciteitsbedrijven alles in het werk te stellen om dit voor ons Indië zoo uiterst belangrijke gebied zoo volledig mogelijk te bedienen.

Het was dan ook een zeer te waardeeren geste van het GEBO uit de winst van het jaar 1937 een belangrijk bedrag te reserveeren voor den aanleg van minder rendabele werken. Hieruit blijkt tevens hoe het vast staat, dat de rentabiliteit uiterst zwak is en hoe dus alles moet worden voorkomen waardoor de kosten van aanleg ongunstig worden beïnvloed.

Terugkomend op het punt van uitgang kan ik nog daaraan toevoegen, dat ik ook in Italië, België en vroeger reeds in China, Japan en de Philipijnen constateerde, dat men daar een geheel ander standpunt inneemt en speciaal in de landen rond de Pacific het Amerikaansche standpunt volkomen deelt.

1. „Joint use of poles, telephone circuits and 6,6 and 13,2 kV power circuits safety features”; publicatie No. E4, Januari 1937 van het Edison Electric Institute te New-York.

Uit het historisch overzicht hierin gegeven blijkt dat reeds in 1906, dus 33 jaren geleden, een comité van ingenieurs deze kwestie in studie nam, waarvan de conclusies als volgt luiden:

„Er wordt erkend dat gescheiden lijnen, hoewel „wenschelijk, niet altijd mogelijk zijn. Er zijn slechts „twee zijden van een straat en in sommige gevallen „maken gemeentelijke verordeningen of wel moeilijke „lijkheden door huiseigenaren in den weg gelegd, „het bouwen van lijnen aan weerskanten van de „straat niet mogelijk.

„In zulke gevallen dat zoowel de electriciteits- „maatschappij als de telefoondienst het noodig achten „een bovengrondsche lijn langs de straat te bouwen „staan alleen twee wegen open, n.l. of ieder bouwt

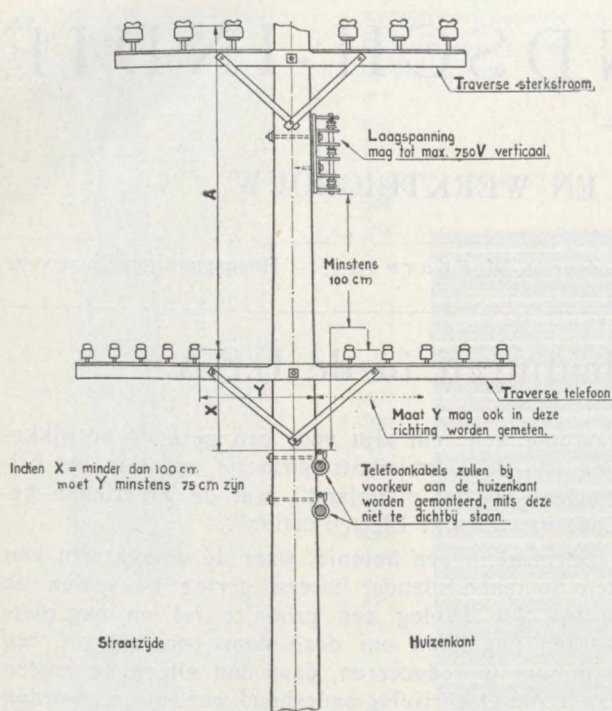


Fig. 1. Hoogspanning, laagspanning en telefoon op enkelen mast.

Maten	Spanning sterkstroom	Minimum afstand
A	0-7500 V	100 cm
	Boven 7500 V	150 cm

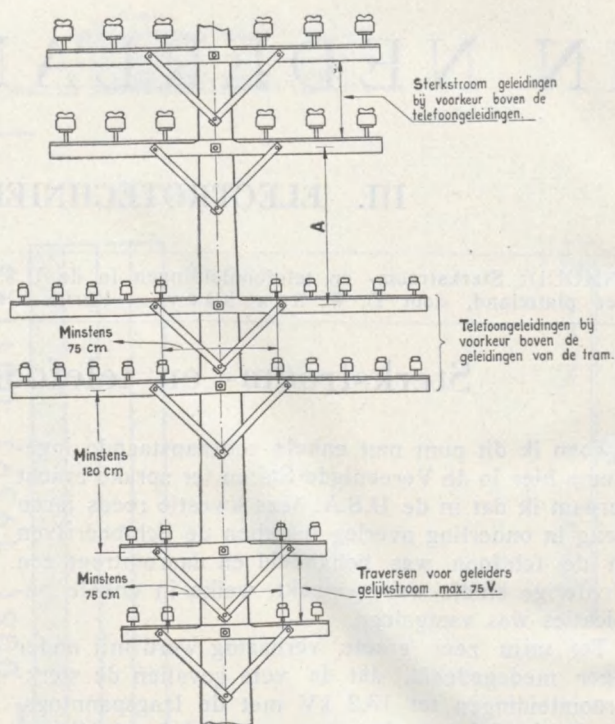


Fig. 2. Onderlinge afstanden van geleidingen op enkelen mast.

Maten	Spanning sterkstroom	Minimum afstand
A	0-7500 V	120 cm
	Boven 7500 V	180 cm

„een lijn aan den zelfden kant van de straat of één enkele palenrij wordt gebouwd, waarop de lijnen van beide diensten worden gemonteerd. Erkend wordt dat in alle zulke gevallen een gecombineerde uitvoering onder bepaalde voorschriften in ieder geval is te verkiezen op grond van veiligheid als wel uit aesthetische overwegingen. Een combinatie op één paal wordt aldus noodzakelijk geacht en de voorbereidingen getroffen tot vaststelling van de voorschriften voor de montage van dergelijke lijnen”.

Het is interessant te vernemen, dat in 1937 deze combinatie was doorgevoerd voor niet minder dan 5 000 000 palen.

Tot voor enkele jaren is de gecombineerde montage toegepast tot 5 000 Volt doch de intensieve uitbreiding van de netten zoowel van de lichtbedrijven als van de telefoon zijn aanleiding geweest om na te gaan in hoeverre opvoering van de hoogspanning toelaatbaar geacht werd.

Na beschouwing van dit nieuwe punt werd aan de Project Commissie 2A de navolgende opdracht verleend:

„Het in beschouwing nemen van de kansen welke worden verwacht als gevolg van de onderlinge nabijheid van sterkstroom- en zwakstroomleidingen voor de diverse spanningen en voor zoover betreft kruisingen, gecombineerde montage op één paal en mogelijke storingen als gevolg van toevallige omstandigheden. Het comité dient onmiddellijk in studie te nemen de kwestie van combinatie van geleidingen in geval de hoogspanning 6,6 en 13,2 kV bedraagt.”

Deze commissie beschikte onder meer over een statistiek van 3000 telefoonrapporten over onderling contact tusschen lichtleidingen en telefoonleidingen gedurende een periode van 15 jaren, waarvan 80% was gerapporteerd over een periode van 5 jaren van 1928 — 1932.

De commissie heeft verder veelvuldige proeven en metingen uitgevoerd ter bepaling van de spannings- en stroomkarakteristiek van telefoon- en sterkstroomzekeringen, van aardweerstand onder verschillende omstandigheden enz.

In een tabel zijn opgenomen de resultaten van 2400 gevallen van contact tusschen beide systemen, welke ik hier laat volgen.

	250—5 000 V	5 000—15 000 V	
Totaal aantal	2036	363	
Gebreken in de leiding	1585	224	
Gebreken aan palen	96	54	
Andere oorzaken	355	85	
Gebreken in de leiding	1585	224	
Onbekend	391	75	
Storm	214	9	
Boomen	481	34	
Bliksem	81	28	
Baldadigheid	99	34	
IJzel, wind, koude	189	15	
Leidingen geraakt	93	10	
Brand	11	—	
Defecten	9	4	
Isolatorfouten	—	9	
Verbindingen	—	2	
Diversen	17	4	
Gebreken aan palen	96	54	
Onbekend	20	3	
Storm	10	4	
Baldadigheid	23	17	
Wind	15	14	
Verrotting	13	4	
Vallende boomen	4	—	
Brand	4	2	
Brand (electrisch)	3	4	
Hijschwerktuigen	3	4	
Bliksem	1	—	
Onvoldoende sterk	—	1	
Slappe grond	—	1	
Andere oorzaken	355	85	
Te groote doorhanging	133	38	
Boomen	42	7	
Constructie en onderhoud	125	16	
Indirect	39	6	
Diversen	16	18	

Het is duidelijk dat voor Indië de factor ijzel buiten beschouwing kan blijven, terwijl de meeste andere factoren als baldadigheid, boomen, storm, brand enz. geen verband houden met de keuze van de hoogspanning; verder dient hier aan den factor bliksem, welke zooals blijkt in de USA gering is te noemen, voor Indië grootere beteekenis te worden toegekend.

Wat betreft de boomen dient opgemerkt te worden dat in de USA het gebruik van z.g. tree-wire voor spanningen tot 6 kV veel voorkomt. Tree-wire is een geïsoleerde uitvoering, zoodanig dat de isolatie voldoende weerstand biedt tegen schuren van takken, zoodat deze geleidingen zonder bezwaar door boomen kunnen worden gevoerd; voor hogere spanningen worden deze niet gebruikt. Ook het feit dat zeer veel gebruik gemaakt wordt van houten palen en houten traversen en zelfs houten steunen dient hierbij in beschouwing genomen te worden, daar hieraan vele voordeelen zijn verbonden in het bijzonder wat betreft de isolatie tegen aarde en slechts weinige nadeelen daartegenover staan.

Verder zijn in deze publicatie opgenomen de resultaten van metingen bij contact tusschen de geleidingen van beide systemen, waarbij de telefoon is uitgevoerd zoowel in kabel (blanke loodkabel) als in blanke geleiders, alsmede van metingen der impedantie van sterkstroom- en telefoonleidingen.

In beschouwing zijn verder genomen:

Typen van het contact;
Berekening van de optredende spanningen in de telefoon bij contact;
Duur van het contact;
Sterkstroombeveiligingen;
Schade van telefoonaansluitingen;
Schade aan telefooncentrales;
Veiligheid van telefoonpersoneel;
Schade aan telefoonnet;
Beschermdende maatregelen;
Geïsoleerde leidingen en veiligheden;
Reductie impedantie en kabels;
Gemeenschappelijke aarding van sterkstroom en telefoon;
Open bliksemafleiders;
Blanke sterkstroomleidingen;
Aarding in hoogspanningsnetten.

Betreffende de kosten ontstaan als gevolg van schade in telefoonnetten worden de navolgende gegevens verstrekt:

Spanning van den sterkstroom	250 — 5 000 V		5 000 — 15 000 V	
	Aantal contacten	Gemidd. kosten	Aantal contacten	Gemidd. kosten
Contacten met luchtkabel	602	\$ 135	52	\$ 303
Contacten met blanke draad	452	„ 68	122	„ 145
Contacten met dubbeldraad	28	„ 56	22	„ 83
Totaal	1172	\$ 104	196	\$ 181

Betreffende de kosten van telefoonstations (schade en duur der contacten) worden de navolgende cijfers verstrekt:

	250 — 5 000 V	
	Aantal contacten	Kosten gemiddeld
Contacten met luchtkabel waarvan zoowel kosten en duur zijn opgegeven	131	\$ 149
Minder dan 10 sec duur	108	„ 105
Meer dan 10 sec duur	23	„ 154

Ik meen met bovenstaande wat deze publicatie betreft te kunnen volstaan en daarmee voldoende te hebben aangetoond dat deze studie alle aandacht verdient en naar mijn meening als een handleiding kan worden beschouwd bij het in Indië in te nemen standpunt, een standpunt, dat voor Indië zoo buitengewoon belangrijk is.

Ten slotte dien ik nog hieraan toe te voegen, dat in de USA de telefoonnetten vrijwel geheel in handen zijn van particuliere ondernemingen; daarentegen de lichtbedrijven voor een deel particulier, voor een deel door gemeente of staat worden geëxploiteerd en speciaal den laatsten tijd, de regeering onder president Roosevelt een strijd voert tegen de lichtbedrijven en een soort concurrentie is ontstaan tusschen particulier en den Staat.

De verhouding Telefoon — Lichtbedrijven is dus wel geheel verschillend van die in Indië, waardoor zeer zeker ook het standpunt sterk wordt beïnvloed. Het zou echter in alle gevallen niet juist zijn „het recht van den sterkere” te veel te doen gelden, daar dit een ongunstigen invloed moet hebben op de economische ontwikkeling der electriciteitsbedrijven, een belang toch dat minstens even groot is als dat van de telefoon en wat betreft het aantal afnemers zeer zeker belangrijk grooter is dan dat van de telefoon.

In een volgend artikel hoop ik de gelegenheid te hebben de navolgende publicaties te kunnen behandelen:

2. Specifications for the construction and maintenance of jointly used wood pole-lines carrying supply and communications circuits.
3. Inductive coordination of Rural power and Telephone circuits.
4. Noise coordination of Rural power and Telephone systems.
5. A portfolio of Rural Lines.

Intusschen stel ik mij beschikbaar voor het geven van nadere inlichtingen voor zoolang ik in de USA vertoef, zeer waarschijnlijk tot einde van 1939.

New-York, Juni 1939.

D. W. Sparnaay.

Hoogspanningslijnen voor het platteland.

Nu de electrificatie van het platteland meer en meer werkelijkheid wordt, d.w.z. dat meer en meer zal worden overgegaan tot den bouw van 6 kV-lijnen met een geringe belasting en niet te groote lengte, zal ernstig moeten worden overwogen op welke wijze deze lijnen zullen moeten worden uitgevoerd. Ik kom er hierbij wederom toe te verwijzen naar de practijk hier in Amerika, waar een zeer groot aantal boerderijen, gewoonlijk buiten de bebouwde centra gelegen, vrijwel zonder uitzondering op de netten der electriciteitsbedrijven zijn aangesloten.

Voor dergelijke objecten spelen de kosten van aanleg der hoogspanningslijnen een hoofdrol en het is daarom noodzakelijk deze zoo te bouwen, dat de kosten voor rente, afschrijving en onderhoud zoo laag mogelijk zijn, factoren die zeer zeker bij de aansluiting van kampongcomplexen eveneens domineeren.

Ik heb er reeds eenige malen op gewezen, dat onze AVE-voorschriften ons dwingen tot dure constructies en waar de bedrijfszekerheid van dergelijke lijnen van meer secundaire aard niet gelijk behoeft gesteld te worden aan die van zwaardere voedings- en koppellijnen, zal het dus zeker aanbeveling verdienen de daaraan te stellen eischen wat te reduceeren.

Een dezer eischen welke ik echter ongewijzigd zou willen laten is de eisch van een minimumdoorsnede van 10 mm², hoewel deze doorsnede in verreweg de meeste gevallen, wat betreft het spanningsverlies, veel kleiner zou kunnen zijn, gezien de zeer lage belasting welke wij in de kampongs met groote zekerheid kunnen verwachten.

Een kampong met een belasting van 5 kVA is reeds vrij belangrijk en dit komt overeen met nog niet 1 Ampère; per km netlengte zal het spanningsverlies bij 10 mm² koper slechts 3,5 Volt of wel iets meer dan 1/20% bedragen, wat is te verwaarloosen.

Ik heb mij daarom afgevraagd, of het niet juist zou zijn in plaats van koper over te gaan tot het gebruik van staaldraad, doch daarmee zijn de ervaringen in de practijk niet gunstig en zeer zeker niet in de tropen, hoewel het tegenwoordige gegalvaniseerde staaldraad heel wat beter is dan een 25 jaren geleden, toen ik tijdens de oorlogsjaren in Holland door den kopernood den aanleg van dergelijke lijnen heb uitgevoerd.

Hier in Amerika heb ik echter kennis gemaakt met een voor Indië nog minder bekend soort geleidingmateriaal, hetwelk hier te lande wordt gefabriceerd door de Copperweld Steel Co. en dat bestaat uit een kern van staal met een daarom heen aangebrachte roodkoperen mantel.

Hierdoor heeft men de grootere trekkracht van het staal gecombineerd met de betere geleidbaarheid van koper en aldus een product verkregen, dat mijns inziens voor de tropen is aangewezen voor al die gevallen, waarbij de sterkte een hoofdrol speelt en de geleidbaarheid van geen groote beteekenis is.

Het leek mij daarom wel interessant hier de aandacht op te vestigen en allereerst in het kort de fabricatie te schetsen.

Een ongeveer 1,20 m lang stuk rond staal, grondig gereinigd, wordt in een vorm geplaatst, zoodanig dat de ruimte tusschen de kern en den vorm over de geheele lengte gelijk is, dus zuiver concentrisch. Deze vorm wordt daarna met de stalen kern in een oven tot een hooge temperatuur gebracht, waarna gesmolten koper wordt gegoten tusschen de kern en den vorm. Hierdoor komt het koper met het staal in innig contact, het wordt als het ware opgelascht en vormt één geheel met de stalen kern. Het aldus verkregen Copperweld kan daarna worden gewalst, getrokken en gebogen, zonder dat de verbinding koper-staal wordt gescheiden.

De ongeveer 20 cm dikke aldus verkregen staaf wordt warm gewalst tot ca. 10 mm en verder koud gewalst tot de gewenschte doorsnede.

Doordat de beide metalen zijn samengeweld treden geen bezwaren op als electrochemische en dergelijke en hebben meerdere proeven, vooral die met X-stralen dit voldoende duidelijk aangetoond; het is echter een eerste eisch, dat beide metalen zijn samengeweld en dat dus niet wordt volstaan met een bekleding van koper om een staaldraad te persen, wat geen zóó innige verbinding tusschen beide metalen kan opleveren.

Aldus worden in den handel gebrachte geleidingen met 30% en 40% van de geleidbaarheid van koper, doch welke bij gelijke doorsnede een grootere trekvastheid hebben en dus daardoor ook met minder doorhang kunnen worden gespannen of wel bij gelijke hoogte boven den grond een grootere spanwijdte mogelijk maken, waardoor dus besparing van

masten en alle voordeelen welke daarmede samenhangen worden verkregen (minder isolatoren, minder traversen enz.).

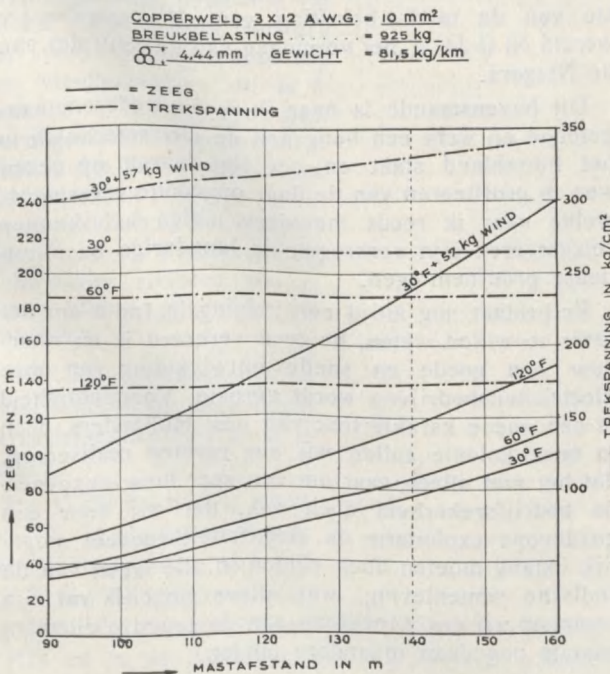
De koperen buitenlaag is tevens een uitstekende beschermer tegen oxydatie en deze geleiding, welke er op het oog volkomen als een koperen geleiding uitziet, zal zonder twijfel een gelijken levensduur hebben als de tot nog toe algemeen toegepaste hardgetrokken koperdraad, doch dan met het voordeel van een belangrijk grootere trekkracht.

Hieronder laat ik enkele gegevens volgen, waarmede ik mij meer in het bijzonder heb beperkt tot één soort draad, welke wat de doorsnede betreft practisch overeenkomt met 10 mm² koper en dus daarvoor in de plaats zou kunnen treden.

	Copperweld 3No 12 AWG	Koper
Diameter	3 × 2,02 mm	3,6 mm
Doorsnede	ca. 10 mm ²	10 mm ²
Weerstand per km	4,5 Ohm	1,75 Ohm
Gewicht per km	81,5 kg	89 kg
Breukbelasting	925 kg	465 kg

Zooals men hieruit ziet, is de breukbelasting ongeveer 2 maal die van den gelijkwaardigen koperen geleider. Zonder enig bezwaar kan dus bij den aanleg van bovengrondsche hoogspanningslijnen een grootere mastafstand worden toegepast, wat dus een besparing aan masten enz. beteekent, doch ook evenredig minder moeilijkheden met grondeigenaren en alles wat daaraan vast zit.

Wat betreft het spanningsverlies, dit zal bij een éénphase uitvoering (6 kV) per ampère belasting voor 1 km netlengte bedragen $2 \times 4,5 = 9$ Volt of 0,15% van de spanning, wat zoo laag is dat daaraan geen bezwaren zijn te koppelen.



Grafiek van zeeg en trekspanning in Copperweldgeleidingen.

In bijgaande grafiek heb ik den doorhang en de trekspanning aangegeven, waaruit blijkt dat bij een temperatuur van 120° F de doorhang bij een mastafstand van 140 m bedraagt 118 cm, terwijl bij het theoretisch gedachte geval van een winddruk van 57 kg/m² bij een temperatuur van 30° F de trek bedraagt ca. 330 kg, dus slechts 36% van de breukspanning.

Daar voor dergelijke lijnen momenteel een gemiddelde mastafstand van 100 m wordt genomen, volgt dus uit een en ander dat het gebruik van deze koper-staal-geleiding een besparing zal geven van rond 30% van het aantal steunpunten. De kosten voor montage der geleidingen, afkoop gewassen en algemeene onkosten zullen niet worden beïnvloed, doch men kan veilig aannemen, dat een besparing van 15 tot 20% op de totaalkosten van een lijn zal resulteren, een besparing welke voor zich zelve spreekt, en waartegenover mijns inziens geen nadeelen staan.

Wel is waar zullen de door de afspanmasten op te nemen trekkrachten wat hoger zijn, doch dit verschil is zonder bezwaar te compenseeren door de veiligheidscoëfficiënten wat lager te stellen of wel door tuien.

Uit den aard der zaak speelt de eenheidsprijs van het koper en dat van het koper-staal-draad hierbij een rol, reden waarom ik hieronder nog eenige gegevens laat volgen betreffende de verhouding dezer prijzen op de wereldmarkt. Als basisprijs dient hierbij de koperprijs voor ruw koper, dus in den vorm van gieteling.

Ruw koper prijs dollar-cent per pound	Copperweld 3No 12 40%	Copperweld 3No 12 30%	Koperdraad massief 10 mm ²	Koperdraad 3-draads 10 mm ²	Koperdraad 7-draads 10 mm ²
10 cent	21,07	20,52	15,02	16,87	18,52
10,5 „	21,42	20,80	15,52	17,37	19,02
14 „	22,77	21,82	19,02	20,87	22,52
15 „	23,14	22,08	20,02	21,87	23,52

Hieruit volgt dus, dat het koper-staal-draad met 40% geleidbaarheid 3 No. 12 ongeveer gelijk in prijs is aan koperdraad van 10 mm² 7-draads bij een marktprijs van 14 cent per pound voor ruw koper. Bij hooger koperprijs zal het koper-staal goedkooper zijn, bij lagere prijzen, dus beneden 14 cent, wat duurder, waarbij er echter nog rekening mee dient te worden gehouden dat het soortelijk gewicht van koper-staal ongeveer 8% lager is dan dat van koper.

En wanneer we dan aan de zelfde palen enkele telefoondraden ophangen of wel een telefoonkabeltje, dan is aldus mogelijk een weg gevonden om het platteland electrische energie voor licht en klein-kracht te brengen, waardoor zijn bewoners in staat gesteld worden licht en kleinkracht te benutten, zonder dat al te veel wordt ingegrepen in hun levenswijze.

VARIA.

10 000 000 Volt.

De luidspeaker in de Steinmetz Hall, onderdeel van den General Electric-stand op de Wereldtentoonstelling te New-York, deelt aan de aanwezige toeschouwers mede dat de ingenieurs in de cabine zoo juist den schakelaar hebben ingezet en nu bezig zijn de spanning op te voeren, welke straks de 30 feet afstand tusschen de 2 polen zal overbruggen; over ca. 20 seconden zal deze spanning zijn opgevoerd tot 10 miljoen Volt waarbij de overslag plaats vindt.

Het publiek zit in gespannen afwachting in de groote thans donkere ruimte, telt in gedachten de seconden welke nog resten, totdat plotseling..... als het ware een kanonschot door de ruimte klinkt, de 10 m afstand met een blauwe en grillige straal wordt overbrugd en dit experiment is afgelopen.

Eerst nog een moment van doodsche stilte, des te meer opvallend na den helschen knal van dezen bliksem in het klein, waarna een dankbaar applaus van een schare menschen weerklinkt, die wel is waar niet begrijpen wat precies heeft plaats gevonden, doch wel aanvoelen dat daar juist iets zeer bijzonders geschiedde, een overwinning der techniek.

Het is deze demonstratie welke op mij als electro-ingenieur een onvergetelijken indruk maakte en waarbij ik onwillekeurig terugdacht aan de doorslagproeven, welke ik eenige jaren terug medemaakte in het Laboratorium van E. W. te Bandoeng en toen we met het daar verkregen resultaat van 200 000 Volt al buitengewoon tevreden waren.

Welk een enorme vooruitgang is hier weder bereikt en wie zal er nu nog aan twifelen, dat deze technici er in zullen slagen ook de 100 000 000 Volt te bereiken, de spanning waarmede de bliksem in de natuur als machtig verschijnsel ons imponeert.

Het behoeft wel geen betoog, dat een veeljarige studie en experimenteeren aan deze proeven zijn voorafgegaan, dat genieën als Steinmetz daaraan hebben medegewerkt en zijn opvolgers zullen blijven voortwerken.

Behalve deze topprestatie vonden nog enkele andere plaats, waarbij met 3 miljoen Volt werd gewerkt en gedurende 90 seconden regelmatig overslagen plaats vonden tusschen drie draaiende stangen, waarvan de draaipunten ongeveer 3 m uit elkaar lagen.

Aan de uiteinden van de ca. 1 m lange stangen bevonden zich een soort vuurpijlen welke als drijfkracht dienden doch tevens rood, geel en blauw gekleurden rook verspreiden, waardoor de overslagen niet alleen in die kleuren plaats vonden doch ook eenige meters hoog opstegen in de meest grillige vormen, wat een bijzonder feeëriek effect gaf.

Het leek mij interessant hieromtrent eenige details mede te deelen, welke een bijzonderen kijk geven op dit experiment, hetwelk niet meer is te beschouwen als een proef, daar reeds weken lang ieder half uur deze demonstraties plaats vinden, telkenmale voor een groote schare aanwezigen.

Omtrent de gebruikte stootgeneratoren, welke bestaan uit 4 kolommen van ca. 11 m hoogte en waarvan er 2 waren opgesteld, schrijft de G. E. in een van haar mededeelingen als volgt:

„Een bijzondere vooruitgang bij het ontwerpen van hoogspannings stootgeneratoren, zooals gebruikt voor den 10 miljoen Volts kunstmatigen bliksem, was onder meer mogelijk door de toepassing van Pyranol cylindrische condensatoren. In den nieuwen stootgenerator zijn de condensatoreenheden geïsoleerd door Hercolite cylinders en in verticale kolommen opgesteld.

De weerstanden en verbindingen tusschen de condensatoren onderling zorgen tevens voor een onderling verband waardoor geen andere constructiedeelen noodig zijn.

De gelijkstroom waarmede de lading plaats vindt wordt verkregen via een z.g. kenetron gelijkrichter; bij de ontlading worden de condensatoren in serie geschakeld.

Vergeleken met stootgeneratoren van het tot nog toe gebruikelijke type van gelijke capaciteit geeft de toegepaste uitvoering 60% ruimtebesparing bij een 40% hogere energie.”

De duur van een overslag werd berekend op 0,000016 sec, terwijl de energie een momentwaarde bereikt van 11 miljoen kW, zoodat 0,05 kWh arbeid is omgezet, hetgeen overeenkomt met het verbruik van een lamp van 50 watt gedurende 1 uur of in geld omgezet rond 1 cent.

Deze 11 miljoen kW komt overeen met één achtste van de totale belasting van alle centrales ter wereld en is $11 \times$ het vermogen van de centrales aan de Niagara.

Uit bovenstaande is naar ik meen wederom aangetoond op welk een hoog peil de electrotechniek in het buitenland staat en het ligt daarom op onze weg te profiteeren van de daar opgedane ervaringen, welke naar ik reeds meerdere malen heb kunnen constateeren zijn verkregen na langdurige en minutieuze proefnemingen.

Er bestaat nog altijd een neiging in Indië om het beter te willen weten, hetgeen verkeerd is en waardoor een goede en snelle ontwikkeling van onze electriciteitsbedrijven wordt geremd. Voorzichtigheid is een goede karaktertrek van ons, Hollanders, doch in onze kolonie zullen wij ons moeten realiseeren, dat het niet alleen gaat om een zeer hoog opgevoerde bedrijfszekerheid doch ook, dat wij door een goedkoop exploitatie de electriciteit zooveel mogelijk ingang moeten doen vinden in alle lagen van de Indische samenleving, wat alleen mogelijk zal zijn wanneer wij ons aanpassen aan de practijk dienaangaande opgedaan in andere landen.

D. W. S.