

B. BOUW- EN WATERBOUWKUNDE 20.

INHOUD: De brug over de kali Progo, ontworpen volgens een nieuw systeem, door prof. ir. P. P. BIJLAARD. Bezichtiging van de gemonteerde brug over de kali Progo, in de werkplaats te Helmond, door v. G. S. — Betonsamenstellingen, door ir. A. H. SWEYS.

De brug over de Kali Progo, ontworpen volgens een nieuw systeem

door

prof. ir. P. P. BIJLAARD.

Voor deze brug geeft het nieuwe systeem boogbrug een besparing van 30 % op de normale bouwkosten en van 40 % alleen op de hoofdliggers. (Hoofdstuk 1 en 2). Het is toe te passen in gevallen, waar een normale boogbrug niet economisch is. (H. 2). Een ander nieuw systeem voor een brug over de Moesi wordt in het kort aangeduid. (H. 2). De factoren, die de keuze van het meest economische schema voor een gewone vrij opgelegde vakwerkbrug beïnvloeden, worden behandeld in het algemeen en in verband met het staafschema voor de middenoverspanning. (H. 3). In verband met in H. 6 behandelde proeven werden de systemen der wind- en dwarsverbanden door afwijking van de gebruikelijke constructies zoodanig gekozen, dat de secundaire spanningen in de hoofdliggerstaven klein blijven. (H. 4). De secundaire spanningen in de hoofdliggers tengevolge der onderverdeeling worden verminderd door het geven van voorspanningen. (H. 6). In H. 7 en 8 wordt de overbrenging der windkrachten en de stijfheid van de brug beschouwd. De constructie der scharnierpunten O, 16, A en D en de oplegging B wordt behandeld. (H. 9). H. 10 en H. 11 behandelen resp. den onderbouw en het montageplan.

1. Inleiding.

Ter vervanging van de oude brug over de Kali Progo, gelegen nabij Sentolo (Gouv. Djocjakarta) in de hoofdlijn Batavia—Soerabaja der Staatsspoorwegen, wordt een nieuwe brug gebouwd, die de spoorwegbrug met de grootste overspanning in Ned.-Indië zal worden en waarvan het ontwerp werd opgemaakt door steller dezes volgens een tot nog toe niet toegepast statisch systeem, in fig. 1 voorgesteld. Het voordeel van het voor de hoofdliggers gebezigde systeem ten opzichte van andere systemen is gelegen in de daardoor te bereiken besparing op de bouwkosten, welke in het onderhavige geval, inclusief onderbouw, op ongeveer f 100.000,— of 30 % van de normale bouwkosten werd begroot. Alleen op de hoofdliggers bedraagt de besparing zelfs 40 %. De brug is berekend voor het belastingsschema 1921 der S.S., bestaande uit twee 14-assige locomotieven met tenders van 12 t asdruk volgens fig. 2a, gevolgd door een onbepaald aantal 2-assige wagens van 12 t asdruk volgens fig. 2b.

2. Economie van het nieuwe systeem.

Uit fig. 3b, waar de bij volbelasting spanningslooze staaf DAO gestippeld is, is te zien, dat besparing ontstaat doordat de druk- en trekkrachten, die bij vrije oplegging met dezelfde vrije overspanning l (fig. 3a), resp. in boven- en onderrand zouden optreden, door de krachten H , die in boven- en onderrand resp. trek en druk geven, belangrijk verminderd worden.

Inplaats van de in fig. 3b gestippelde staaf DAO, die dient om het systeem te stabiliseren, kunnen ook de in fig. 3c gestippeld aangegeven staven worden aangebracht, waarbij de brug b.v. het in fig. 4 voorgestelde schema zou kunnen krijgen. Het gekozen systeem volgens fig. 3b en 1 geeft echter in dit geval economisch en aesthetisch de beste oplossing, terwijl bovendien door de verankering in het landhoofd de mogelijkheid wordt geschapen het linksche gedeelte van de brug (Bandoengzijde) zonder steigerwerk vanuit het landhoofd Bandoeng-zijde vrijuit te bouwen, waartoe de in fig. 5 gestippeld geteekende hulpstaven zijn aan te brengen.

Uit fig. 3d, waar $n-n$ als neutrale as voor de middenoverspanning is aangenomen, is te zien, dat door de aanwezigheid der krachten H bij volbelasting door de randen (in fig. 3a en 3d dik geteekend) slechts over een afstand l_1 een

moment behoeft te worden geleverd, equivalent met het moment bij een overspanning l_1 . Als in fig. 3a en 3d de randen evenwijdig worden aangenomen, zal de, door de volgens het V-systeem gedachte diagonalen (inclusief de twee schoren) op te nemen dwarskracht in fig. 3a en 3d dezelfde zijn, evenals de totale lengte van de diagonalen (inclusief schoren), die in beide gevallen $\frac{l}{\cos \alpha}$ is (als de hellingshoek α dezelfde blijft; verg. de redeneering in H. 3 en fig. 7), zoodat het gewicht van de wandstaven in fig. 3a en 3d ongeveer gelijk zal zijn. Bij evenwijdige randen zal in fig. 3a en 3d, aannemende, dat bij een vrij opgelegde brug (fig. 3a) het gewicht van de randen 0,6 maal het totale hoofdliggergewicht Q is en overwegende, dat bij het gekozen systeem de vergelijkbare vrije overspanning l ongeveer zoo moet worden bepaald, dat daarbij de voorkanten der landhoofden ongeveer op gelijken afstand liggen, hieruit volgen, dat bij gelijk gedachten afstand van den randen in fig. 3a en 3d, de besparing op de hoofdliggers $\left(1 - \frac{l_1^3}{l^3}\right)$

$$0,6 Q = \left(1 - \frac{84^3}{123^3}\right) 0,6 Q = 0,41 Q, \text{ dus } 40 \% \text{ bedraagt.}$$

De aldus zeer globaal berekende besparing komt ongeveer met de werkelijkheid overeen, waarbij is te bedenken, dat door de besparing op het eigen gewicht de totale belasting ook $\pm 15 \%$ minder wordt, waartegenover staat, dat voor mobiele belasting, waarbij ook de staaf DAO belast wordt, de toestand voor het nieuwe systeem iets ongunstiger is.

Ter oriëntering zij hier meegedeeld, dat het totale gewicht van de ijzerconstructie als volgt is verdeeld:

Kraagligger met opleggingen	96 t
Ingehangen brug van 96 m	358 t
Pendel met opleggingen	18 t
Brug 18 m met opleggingen	17 t
Brug 5 m met opleggingen	3 t
Brug 2 m met opleggingen	1 t
Totaal	493 t

Door het naar omlaag brengen van de opleggingen wordt ten opzichte van het systeem van fig. 3a ook een besparing op de landhoofden verkregen.

Daar het gekozen systeem feitelijk een boog met 3 schar-

BELASTINGSCHEMA 1921 VAN 14-ASSIGE LOCOMOTIEF.

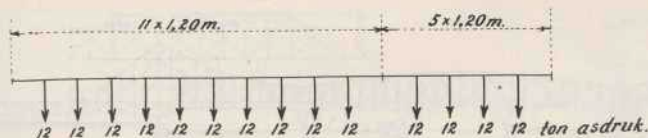


Fig. 2a.

BELASTINGSCHEMA 1921 VAN 2-ASSIGEN WAGEN.

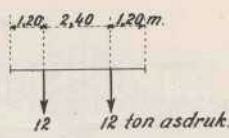


Fig. 2b.

VERSCHILLENDE SYSTEMEN TER OVERBRUGGING VAN DE OPENING I.

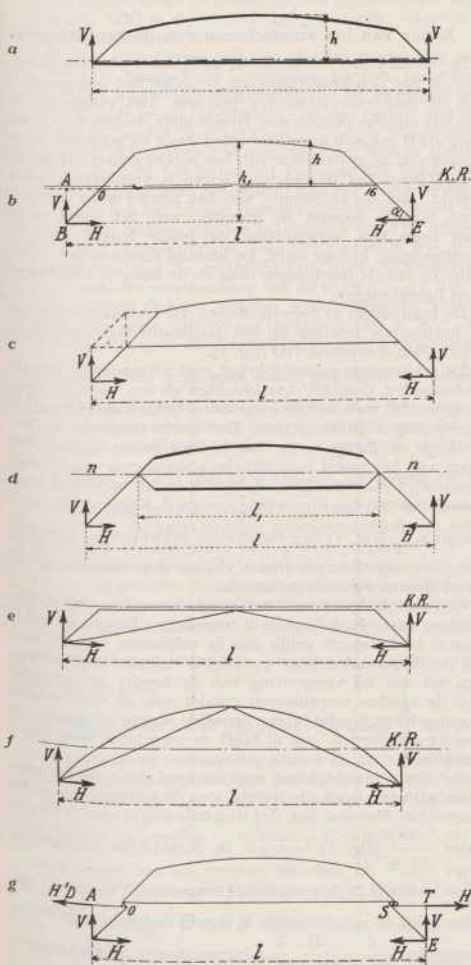


Fig. 3a t/m 3g.

nieren (O, 16 en E in fig. 1) is, valt op te merken, dat de hierboven genoemde voordeelen in het algemeen ook voor de normale vormen van bogen of portalen gelden. Daar in verband met den bouwgrond een statisch bepaald systeem noodzakelijk is, komt hier echter alleen de boog met 3 scharnieren in aanmerking. Legt men hierbij het middenscharnier echter op de gebruikelijke wijze in den top (fig. 3e en 3f) dan heeft men, behalve het nadeel van te groote

VARIANT OP HET SYSTEEM VAN DE PROGEBRUG.

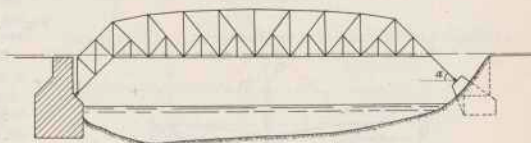


Fig. 4.

VRIJE UITBOUW VANUIT LANDHOOFD BANDOENG-ZIJDE.

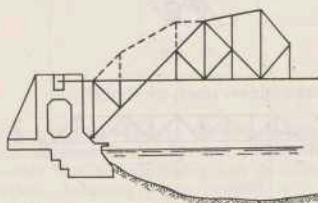


Fig. 5.

bewegelijkheid in verticale richting, bij betrekkelijk geringe beschikbare constructiehoogte, zooals in het onderhavige geval, het bezwaar, dat bij bovengelegen rijvlak

de pijlverhouding $\frac{f}{l}$ van den boog te klein wordt, waardoor geen besparing zou worden bereikt, terwijl de krachten H te groot worden (fig. 3e). Bij vergroting der pijlverhouding, door het topscharnier boven den rijvloer te plaatsen (fig. 3f), doet zich bij een spoorwegbrug het bezwaar voor, dat ter hoogte van den rijvloer geen randen aanwezig zijn voor het aanbrengen van een windverband, waardoor de zijdelingse stijfheid of onvoldoende zou worden of alleen door extra materiaalverbruik toereikend zou zijn te maken, waarbij nog is te bedenken dat, wanneer voor het windverband afzonderlijke randen worden aangebracht, de daarin opgewekte spanningen door den wind niet meer mogen bedragen dan wanneer daarvoor de randen van de hoofdliggers gebruikt worden, dus hoogstens 300 à 400 kg/cm², daar anders, bij eenzelfde hoofdliggersafstand, de zijdelingse doorbuigingen veel grooter zouden worden dan normaal; het gewicht zou dus ongeveer hetzelfde worden als van een boogbrug met trekband, dus niet minder dan voor een gewone balkbrug volgens fig. 3a.

Het hier toegepaste systeem heeft dus t.o.v. den normalen boog het voordeel, dat ter hoogte van den rijvloer rechte randen aanwezig zijn, die als randen van het windverband kunnen dienen, waardoor dus de toepassing van den boog met de daaraan verbonden voordeelen wordt uitgebreid tot gevallen als het onderhavige, waar de gewone boog met 3 scharnieren geen voordeel zou geven. Bovendien is het mogelijk, door variatie van den hellingshoek α (fig. 3b en 4) van het pendel, voor de horizontale ontbondene H van de oplegreactie de meest gewenschte grootte te kiezen. Daar bij dit systeem de door de brug op het ene (rechtsche) landhoofd uitgeoefende oplegdruk steeds dezelfde werkelijk heeft, terwijl dit bij het andere (linksche) landhoofd niet

VOORONTWERP VOLGENS EEN ANDER NIEUW SYSTEEM VOOR EEN BRUG OVER DE MOESI, BIJ PALEMBANG.

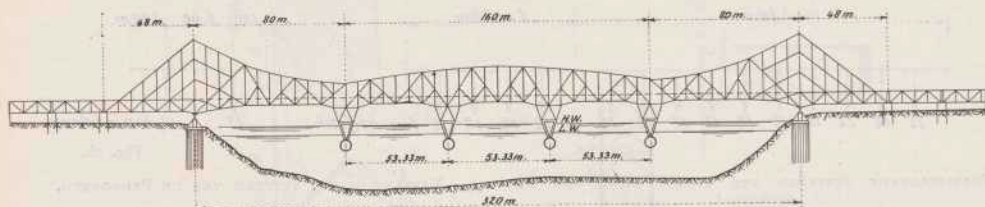


Fig. 6.

VRIJ OPGELEGDE BALKBRUG.

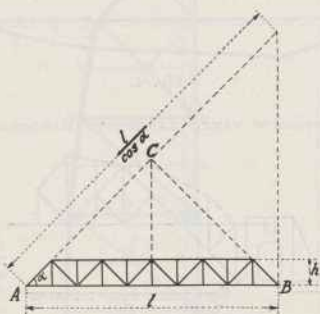


Fig. 7.

het geval is (nl. bij gedeeltelijke belasting), is het systeem ook aangewezen wanneer b.v. links goede en rechts minder goede funderingsgrond voorhanden is, zooals ook bij de Progobrug volgens de oorspronkelijke gegevens het geval was (zie hoofdstuk 10).

Men kan het systeem ook ontstaan denken uit een Gerber-ligger volgens fig. 3g, waarbij dus de middenoverspanning verticale oplegreacties op de kraagarmen geeft. Door weglating van de staaf ST en scharnierende verbinding van SE met de middenoverspanning verdwijnen dan de door de landhoofden te leveren, bij volbelasting gelijke trekkrachten H' , waardoor de staven DAO en OS worden ontlast, terwijl de landhoofden bij het op deze wijze ontstaan gedachte nieuwe systeem veel gunstiger belast worden dan bij den Gerber-ligger van fig. 3g.

Op een andere opvatting wordt nog in het volgende hoofdstuk gewezen.¹⁾

¹⁾ Een ander nieuw systeem, waardoor belangrijk op de bouw-kosten kan worden bespaard, dat speciaal geschikt is voor breede, tropische, waterrijke rivieren met zeer slechten funderingsbodem werd door steller dezes bedacht voor de overbrugging van de Moesi bij Palembang, waarvoor hij destijds een voorontwerp moest maken, dat niet meer dan 1,5 miljoen mocht kosten. Fig. 6 laat zien hoe door steeds onder water gedompeld blijvende hollen lichamen constante opwaartse drukken worden uitgeoefend, die zoo zijn te kiezen, dat het constante ontlastende moment ongeveer gelijk is aan:

$$M_v = M_q + \frac{M_p}{2}, \text{ waarbij } M_q \text{ en } M_p \text{ resp. het max. moment}$$

door eigen gewicht en mobiele last voorstellen. Het op te nemen moment zou dan bij geringen afstand der hollen lichamen op $\pm \frac{M_p}{2}$ kunnen worden teruggebracht, doch zal, als in verband met de vereischte vrije doorvaartwijldte, de hollen lichamen op groter afstand worden geplaatst, iets grooter zijn. Het ontwerp volgens fig. 6 zou ongeveer voor het genoemde bedrag te maken zijn, terwijl een normale cantileverbrug op ongeveer 3 miljoen zou komen te staan. De hollen lichamen zijn tegen afdriften verankerd en oefenen slechts verticale krachten op de brug uit.

3. Keuze van het staafsysteem van de hoofdliggers.

In verband met den hoogsten waterstand werd het oplegpunt B van den kraaglijger 12 m onder het oplegpunt 0 van de middenoverspanning gekozen. Het oplegpunt E van het schuine pendel, aan Djoeja-zijde, rechts, had even hoog als B gekozen kunnen worden. Door bij gelijkblijvende ligging van de systeemlijn van het pendel echter het oplegpunt E langs het pendel naar boven te verplaatsen, werd bereikt, dat de kniklengte van het pendel werd vermindert, terwijl, doordat de grenslijn van het talud meer naar links kon verschuiven, de totale lengte van de overbrugging kleiner werd. De afstand tusschen het eindpunt 16 van de ingehangen brug en de baan is overbrugd door liggerbruggen.

De kraanlijger is door de staven AD verbonden met den in horizontale richting op het landhoofd Bandoeng-zijde opgelegden dwarsbalk DD (fig. 1).

De middenoverspanning krijgt, met uitzondering van de onderranden, dezelfde staafkrachten als een vrij opgelegde brug, zoodat voor de keuze van het schema vrijwel dezelfde overwegingen zullen gelden. Een korte beschouwing betreffende de factoren, die van invloed zullen zijn op den vorm van het meest economische staafsysteem van den vrij opgelegden vakwerkligger, destijds door mij opgesteld naar aanleiding van een opmerking van prof. Kist over de ver-

houding $\frac{h}{l}$ (fig. 7) der toentertijd gebruikelijke Indische bruggen, moge hier een plaats vinden, daar nog dikwijls in strijd daarmee wordt gehandeld.

Gewoonlijk denkt men het staafsysteem, b.v. bij rechte randen, vastgelegd door de 2 variabelen; hoogte en veldlengte. Is de hoogte gelijk aan de veldlengte (fig. 7), zoodat de diagonalen haar gunstigste helling (45°) hebben, dan zal dus bij vergroting van de hoogte het gewicht van de randen verminderen en dat van de wandstaven vermeerderen, zoodat bij een bepaalde hoogte een minimum bereikt zal worden, ook al blijft de toegelaten spanning t dezelfde.²⁾

Tot beter inzicht komt men evenwel door als de twee variabelen te kiezen: de hoogte h en de hellingshoek α der diagonalen. Men ziet dan, dat de totale lengte van de dia-

gonalen $\frac{l}{\cos \alpha}$ (fig. 7), evenals de gemiddelde staafkracht

$\frac{D}{\sin \alpha}$, waarin D de gemiddelde dwarskracht voorstelt, onafhankelijk is van de hoogte h , terwijl de totaal-inhoud der diagonalen $\frac{l}{\cos \alpha} \frac{D}{\sin \alpha} \frac{1}{l}$ minimum wordt, als $\sin \alpha \cos \alpha = \frac{1}{2}$ sin 2α max. wordt, dus $\alpha = 45^\circ$ is. Bij vergroting

²⁾ In dit verband is de Progo-brug (fig. 3b) op te vatten als een vakwerk met hoogte h_1 , waarvan de randen dus een $\frac{h}{h_1}$ maal zoo groote doorsnede krijgen als in fig. 3a, terwijl bovendien de onderrand geheel wordt weggelaten. Daar de wandstaven over dezelfde hoogte h als in fig. 3a blijven loopen, blijft het gewicht daarvan gelijk. De extra rand D-O-16, die erbij komt, krijgt betrekkelijk geringe staafkrachten. Ook volgens deze beschouwing komt men tot een besparing van ongeveer 40 %.

SYSTEEM S.S.-BRUG BIJ LOEMADJANG.

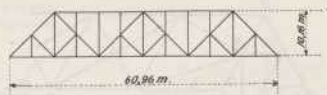


Fig. 8.

van h en constante α zal dus de toatalinhoud der diagonalen gelijk blijven, terwijl die der randen vermindert; het iets zwaarder worden der hulpverticalen heeft weinig invloed. Des te grooter hoogte en veldwijdte, des te voordeliger dus het vakwerk. ABC in fig. 7 stelt het gunstigste vakwerk met rechten onderrand voor.

Er zijn echter twee factoren, die bij vergroting van h het totale bruggewicht ongunstig kunnen beïnvloeden. Ten eerste wordt door vergroting van de veldwijdte boven een bepaalde grens het gewicht van den rijvloer grooter en ten tweede wordt door vergroting van de staafteugte de slankheid der staven grooter, waardoor l voor de drukstaven daalt.³⁾ Aan het eerste bezwaar kan tegemoet gekomen worden door het maken van een onderverdeling, waardoor ook het tweede bezwaar gedeeltelijk wordt opgeheven. Een onderverdeling zal dan ook reeds bij betrekkelijk kleine overspanningen voordelig worden. Fig. 8 stelt het schema van de eerste S.S.-brug met onderverdeling voor, met een overspanning van 60 m en $h = \frac{1}{10} l$, die door steller dezès destijds volgens bovengenoemde principes werd ontworpen voor de overbrugging van de Kali Asem bij Loemadjang en die Januari 1929 gereed kwam. Daar de onderverdeling geld kost, zal de gunstigste verhouding $\frac{h}{l}$

voor grootere overspanningen kleiner zijn dan voor kleinere. Het tweede bezwaar brengt met zich mee dat voor zwaardere belastingsschema's de gunstigste verhouding $\frac{h}{l}$ grooter zal zijn dan voor lichtere, want door het twee maal zoo lang worden van een staaf met een slankheid van b.v. 10 zal de knikspanning procentsgewijze veel minder dalen dan bij een staaf met groote slankheid b.v. 100. Verder zijn bij eenzelfde belastingsschema en zelfde staafschema bij grootere overspanningen de staven slanker doordat haar lengte evenredig met l toeneemt en de traagheidsstraal ongeveer met $\sqrt{l}$, zoodat ook om deze reden bij grootere overspanningen $\frac{h}{l}$ kleiner zal moeten worden dan bij kleinere.

Concludeerende zal de gunstigste verhouding $\frac{h}{l}$ dus grooter zijn naarmate de overspanning kleiner en het belastingsschema zwaarder is. Op mijn collegies geef ik een methode aan om zonder veel rekenwerk tot een globale bepaling van de gunstigste verhouding $\frac{h}{l}$ te komen. Zooals bekend, zal deze bij gebogen randen grooter zijn dan bij rechte randen. Voor de middenoverspanning van de Progo-brug werd de verhouding $\frac{h}{l}$ op $\frac{1}{10}$ aangenomen. Hoewel het V-

systeem (fig. 7 en 8) voor de wandstaven iets gunstiger geweest zou zijn, werd om aesthetische redenen de N-ligger gekozen. Om de diagonalen ongeveer haar gunstigste helling te kunnen geven, was een onderverdeling noodig. Op te merken is nog, dat de gunstigste hoogte voor deze brug kleiner zal zijn dan voor een normale, doordat de ontlaste onderrand toch aan bepaalde minimum afmetingen gebonden is met het oog op de stijfheid van den onderwindligger.

³⁾ Zie ook HÜTTE III, 23 Aufl., blz. 949.

ONJUISTE STABILISATIE VAN HET RUITENVAKWERK.

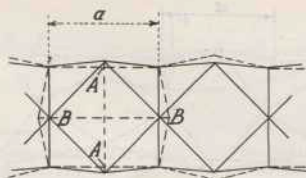


Fig. 9.

BEREKENING SECUNDAIRE SPANNINGEN RUITENVAKWERK.

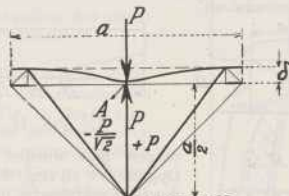


Fig. 10.

4. Wind- en dwarsverbanden.

In fig. 1 zijn de wind- en dwarsverbanden aangegeven. Voor het *bovenwindverband* is het ruitenvakwerk gekozen. Tengevolge van de indrukking van de bovenranden door de verticale belasting (eigen gewicht = mobiele last) zal dit vakwerk vervormen volgens fig. 9. Hierdoor zouden bij scharnierende knooppunten geen secundaire spanningen ontstaan; het vakwerk is statisch bepaald. Dat door het doorgaand geconstrueerd zijn van de randen echter wel degelijk groote sec. spanningen ontstaan, blijkt uit fig. 10, waar de vervorming van een gedeelte van het verband is getekend. Door de drukspanning krijgen de randen over den afstand $\frac{a}{2}$ een verkorting $\frac{a \sigma}{2 E}$, zoodat, bij doorgaande randen, verwaarloozing van de buigingsstijfheid der overige staven en bij in A losgemaakte verticalen de randen in hun geheel over $\delta = \frac{a \sigma}{2 E}$ naar buiten zouden gaan. De krachten P moeten nu verticaal en rand weer doen aansluiten, waaruit, bij verwaarloozing van de uitrekking van de randen door de kracht P , volgt:

$$\frac{a \sigma}{2 E} = \frac{P}{E} \left(\frac{a^2}{192 I_R} + \frac{a}{2 F_v} + \frac{a \sqrt{2}}{2 F_d} \right)$$

Hieruit is P te berekenen. De diagonalen blijken door de krachten $\frac{P}{\sqrt{2}}$ secundaire drukspanningen te krijgen van

250 kg/cm². De buigspanning in de randen is betrekkelijk gering. Door het meegeven van de verbindingshoekijzers der verticalen wordt de toestand iets gunstiger. De diagonalen zijn op de sec. spanningen berekend.

Geschiedt, zooals gewoonlijk, de stabilisatie van het bij scharnierende knooppunten labiele systeem door aanbrenge van staven AA, dan zal de rand ongeveer den in fig. 9 gestippelden stand innemen, waardoor plaatselijk de *hoekverdraaiingen dubbel zoo groot* worden. Hetzelfde is het geval bij stabilisatie door staven BB⁴⁾. Beter is daarom het verband te stabiliseeren door *verhinderen van de buiging der verticalen*, zooals hier werd toegepast bij de punten 2', 6'—7', 9'—10' en 14' (fig. 1), waardoor de in fig. 9 getrokken getekende vervorming behouden blijft en de sec. span-

⁴⁾ In fig. 9 zijn voor de overzichtelijkheid de diagonalen niet in den tweeden stand getekend.

VERVORMING LABEL RUITENVAKWERK.

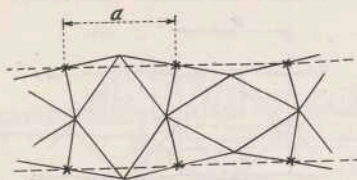


Fig. 11.

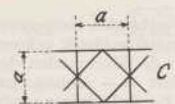
MINDER GUNSTIGE
SYSTEMEN VOOR HET
ONDERWINDVERBAND.

Fig. 12.

eerste gezicht een K-ligger of ruitenvakwerk, waarbij de diagonalen geringere sec. spanningen krijgen, de voorkeur verdienen. Bij een K-ligger worden echter volgens fig. 12a de diagonalen te zwaar, terwijl volgens fig. 12b door de uitrekking van de onderzijden der dwarsdragers te grootte sec. buigspanningen in de randen ontstaan. Bij een ruitenvakwerk volgens fig. 12c worden, doordat hier verticalen en diagonalen veel zwaarder zijn ten opzichte van de randen dan bij het bovenwindverband, eveneens de sec. buigspanningen in de randen te groot; deze laatste krijgen nl. ook nog sec. buigspanningen door ver-

SCHEMATISCHE VOORSTELLING
DWARSDRAGER BIJ KNOOPPUNT 0.

Fig. 15.

ningen niet worden verhoogd. Opgemerkt zij nog, dat ook zonder deze stabilisatie het verband feitelijk al stabiel is, als de randen maar over den afstand a knikzeker zijn, daar het niet gestabiliseerde verband alleen op de in fig. 11 aangegeven wijze, dus door uitknikking van de randen met kniklengte a , kan vervormen.

Voor het onderwindverband zijn kruizen gekozen. Met het oog op de drukkrachten, die in de randen kunnen optreden, zouden op het kruizen gekozen. Met het oog op de drukkrachten, die in de randen kunnen optreden, zouden op het

AANSLUITING WINDVERBANDEN BIJ KNOOPPUNT 0.

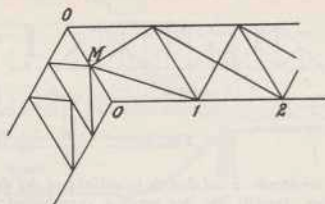


Fig. 13.

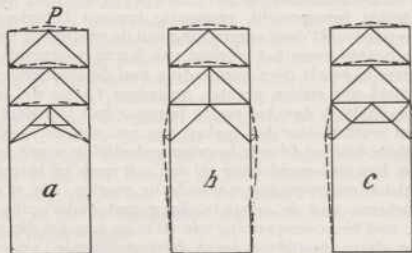
JUIST SYSTEEM EN ONJUISTE SYSTEMEN VOOR VERRAND
1'—2'.

Fig. 16.

buiging in het vlak van de hoofdliggers (zie hoofdstuk 6).

De toegepaste kruizen zijn op de secundaire normaalspanningen berekend. Voor de laatste velden is een K-systeem toegepast.

De verbanden tusschen de schoren B—O en 16—E zijn K-liggers. Het ruitenvakwerk, dat om zijn constructieve voordelen voor het bovenwindverband werd gekozen, is hier, om dezelfde redenen als bij het onderwindverband, minder geschikt.

Om ervoor te zorgen, dat in de bij M (fig. 13) samenkomen diagonalen der laatste velden van B—O en O—16 door lengteverandering der schoren of randen geen sec. druk- en trekspanningen worden opgewekt, mag de doorbuiging van de verticaal 0—0 in het vlak van het schoorverband niet door vastlegging van het punt M door andere verbanden verhinderd worden; hetzelfde geldt voor doorbuiging van 0—0 in het vlak van het onderwindverband.

DWARSDRAGER BIJ KNOOPPUNT 0.

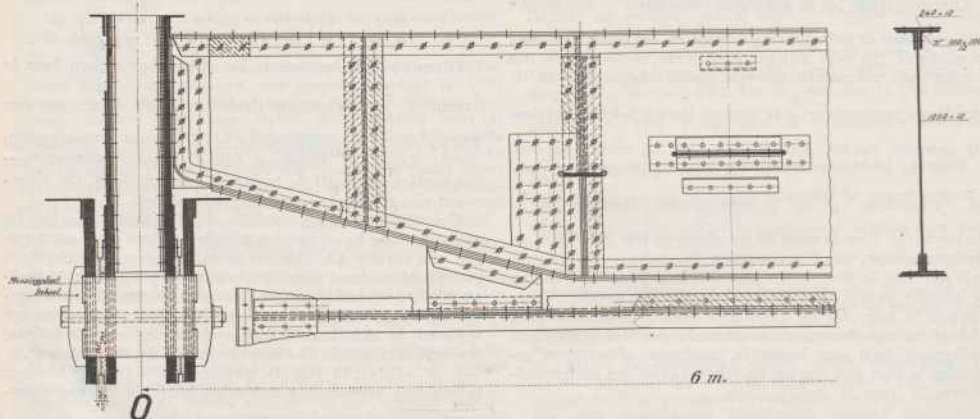


Fig. 14.

VERFORMING EIND-
VERBAND 2-2' BIJ
DOORBUIGING
DWAARSDRAGER.

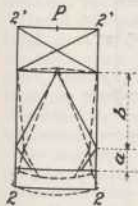


Fig. 17.

OVERBRENGING REMKRACHTEN
BIJ KNOOPPUNT 16.

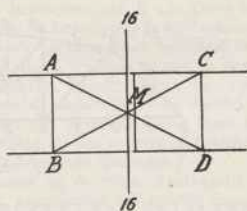


Fig. 19.

Werden voor OMO de in verticale richting stijve dwarsdragers gekozen, dan zou aan dezen eisch niet voldaan zijn. Daarom is voor OMO een afzonderlijke verticaal toegepast, gelegen onder den dwarsdrager 0-0, die daartoe lager dan de normale dwarsdrager wordt. (fig. 1, dwarsdrager 0, fig. 14 en 15). De verticaal OMO dient alleen om de scharnierpunten 0 in zijdelingsche richting vast te houden. Om den dwarsdrager 0 zelf in zijdelingsche richting vast te houden, is hij in de punten N (fig. 15) met de verticaal OMO verbonden, zonder daarbij echter punt M in verticale richting vast te leggen.

Om de punten 1' zijdelings vast te leggen, is het in fig. 1 aangegeven verband tusschen de einddiagonalen 2'-1' aangebracht (fig. 16a). Ten opzichte van de gebruikelijke verbanden fig. 16b en fig. 16c heeft dit verband het voordeel, dat bij verkorting van de einddiagonalen deze niet door het verband worden uitgebogen, wat, zooals uit fig. 16, waar de verbogen staven gestippeld zijn, te zien is, bij de verbanden volgens fig. 16b en 16c wel het geval is.

Om dezelfde reden als voor het punt M in fig. 13 werd aangegeven, mag het punt P, waar het verband van fig. 16a en het bovenwindverband samenkomen, niet meer in een andere richting worden vastgelegd. Daarom moeten de diagonalen van het eindverband 2-2' in de punten 2' uitkomen en niet in P. (fig. 1 en fig. 17). Doordat met het oog op de stijfheid van de brug in zijdelingsche richting de afstand der hoofdliggers grooter is gekozen dan voor het profiel van vrije ruimte noodig is, deed zich hier de gelegenheid voor het eindverband geheel als vakwerk te construeren, zoodat de verticalen niet op buiging worden belast, waardoor ze veel lichter kunnen worden dan bij normaal geconstrueerde eindverbanden. Bij het gekozen systeem (fig. 17) kan de dwarsdrager vrij doorbuigen, zoodat vrijwel geen inklemmingsmomenten ontstaan (verbuiging volgens de stippellijnen). Door den afstand a klein te kiezen ten opzichte van b is bereikt, dat de verbuiging der verticalen zoo klein mogelijk wordt gehouden.

Ook de systemen der andere dwarsverbanden zijn zoodanig gekozen, dat de secundaire buigspanningen in de verticalen zoo klein mogelijk blijven. In fig. 1 zijn de verbanden, nl. AB, KL en 3-3' tot en met 13-13' aangegeven.

Hoewel door het verband AB de punten A reeds zijdelings zijn gefixeerd, is, vooral met het oog op een juiste montage, tusschen de staven DA toch ook een verband aangebracht, dat, om de nokken van het landhoofd, waartegen de dwarsbalk DD steunt, vrij te laten, als portaal moest worden geconstrueerd. (fig. 1).

Tusschen de staven AO werd geen verband aangebracht, daar dit de zaak onnoodig statisch onbepaald zou maken en het verband BO hierdoor vrijwel niet ontlast zou worden. Denkt men nl. het verband AO aangebracht en de punten D en A zijdelings verschuifbaar (dus verband AB los), dan zal bij een windbelasting W (fig. 18) de verplaatsing van de punten D en A in de richting van W , als gevolg van de doorbuiging p van het verband BO, vrijwel opgeheven worden door de verplaatsing van D en A in tegengestelde richting als gevolg van de hoekverdraaiing α van het in 0

DOORBUIGING ONDER WINDVERBAND.

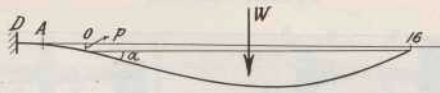


Fig. 18.

gedeeltelijk ingeklemde onderwindverband 0-16. De oplegreacties in D en A zouden daardoor vrijwel nul worden, het verband zou vrijwel niets opnemen.

HYSTERESIS BIJ HERHAALDE
BELASTING DOOR SECUNDAIRE
SPANNINGEN.

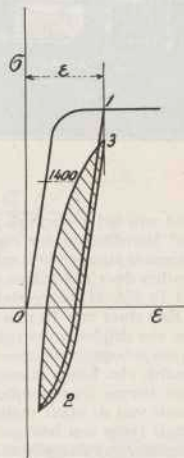


Fig. 20.

5. Overbrenging der remkrachten.

Aanwezig zijn 3 remverbanden nl. bij de knooppunten 1, 8 en 15 (fig. 1). Om de remkrachten van de plaatijzers brug van 18 m en de profiel- en liggers van de middenoverspanning over te brengen, zouden de glijopleggingen, waardoor de brug van 18 m rust op aan de langsliggers bevestigde consoles, van nokken moeten worden voorzien. In dat geval zou echter bij een hoekverdraaiing om de verticale α van de brug van 96 m tengevolge van wind, de brug van 18 m verbogen worden. Om dit te voorkomen, zijn de glijopleggingen niet van nokken voorzien, doch worden de remkrachten door een afzonderlijk, onder het langsverband gelegen verband ABMCD (fig. 19) op de langsliggers overgebracht. Bij knooppunt 0 geschiedt de overbrenging op dergelijke wijze. In fig. 14 is in het midden van den dwarsdrager 0-0 de door den dwarsdrager heen gevoerde knoopplaat van het bedoeld verband te zien, alsmede de knooppunten, die het moment helpen opnemen van de consoles, waarop de langsliggers van den kraanligger zijn opgelegd.

6. Vermindering der secundaire spanningen in de hoofdliggers.

Zooals bekend is, worden in een vakwerk met onderverdeling de secundaire buigspanningen in de staven van het hoofdvakwerk door de onderverdeling verhoogd. Bij sec. spanningen van bv. 600 kg/cm² en een primaire trekspanning van bv. 1400 kg/cm² worden aan de bolle zijde de randspanningen 2000 kg/cm², terwijl langs boutgaten, in de flenzen aan de bolle zijde gelegen, bij opgaan van de Wet van Hooke, de spanning tot ongeveer $2,5 \times 2000$ kg/cm² = 5000 kg/cm² zou oplopen. Door het vloeien geeft evenwel het materiaal langs de boutgaten mee, wordt de rek dus iets grooter dan bij opgaan van de Wet van Hooke,

dus grooter dan $\frac{\sigma}{E} = \frac{5}{2150}$, terwijl de maximum spanning

de vloiegrens niet overschrijdt. Wisselt de primaire spanning tusschen 0 en + 1400 kg/cm², dan zal, doordat de max. rek van de vezels langs het boutgat, zolang de primaire spanningen de vloiegrens niet bereiken, nooit boven een bepaald bedrag kan stijgen, het σ - ϵ diagram voor bedoelde vezels ongeveer volgens de lijn 0, 1, 2, 3, 4 in fig. 20 verlopen, tot tenslotte een gesloten hysteresis 3-4 wordt gevormd. Velen zijn van meening, dat, daar op deze wijze nooit de breukrek bereikt kan worden, door sec. spanningen geen breuk kan ontstaan en deze dus de zeker-

PROEFTOESTEL VOOR HERHAALDE BELASTING TUSSEN
BEPAALEDE ϵ -GRENZEN.

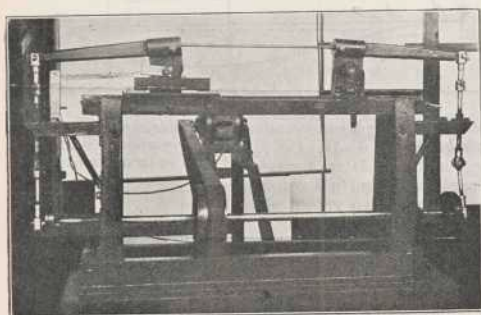


Fig. 21.

heid van het bouwwerk niet beïnvloeden (BLEICH, Theorie und Berechnung der eisernen Brücken bl. 485. De bijbehorende figuur 399 is minder juist). Om dit te controleren werden door mij enkele jaren geleden *proeven* gedaan met het in fig. 21 voorgestelde, daartoe vervaardigde toestel.

Een staaf van 10 mm diameter wordt, door middel van aan een drijfas bevestigde excentrieken, cirkelvormig naar boven gebogen en daarna weer in den rechten stand teruggebracht, etc. Links is een glijinrichting aangebracht, waardoor tevens de toerenteller bewogen wordt. De bovenste vezels van de staaf verkeeren in een dergelijk geval als de vezels langs een boutgat en zullen ook een dergelijk σ - ϵ diagram, met vastgelegde ϵ , vertoonen (fig. 20); dit in tegenstelling met de proeven van WÖHLER, waarbij σ was vastgelegd. Het resultaat volgt hieronder.

ϵ van 0 — $\frac{5}{E}$ breuk bij 90.000 omwentelingen ($4\frac{1}{2}$ uur).

ϵ van 0 — $\frac{3,6}{E}$ breuk bij 1.060.000 omwentelingen (53 uur)

ϵ van 0 — $\frac{2,7}{E}$ nog geen breuk bij 1.080.000 omwentelingen.

Door speling in de lagers van het zeer eenvoudig in elkaar gezette toestel konden de proeven niet verder worden voortgezet. Waar het om gaat is echter dat er *wel* degelijk breuk op kan treden, ook *wanneer* de secundaire spanning volgens HOOKE zou wisselen tusschen 0 en een bepaald maximum; in werkelijkheid zal de spanning dan echter volgens fig. 20 *wel* degelijk tusschen trek en druk wisselen. Ook in alleen op trek belaste staven kan dus door herhaalde belasting langs de boutgaten breuk optreden, ²⁾. Het feit, dat bij bruggen, waar, zooals we zagen, de max. rek nog grooter kan worden dan $\frac{5}{E}$

nooit breuk door te groote secundaire spanningen is opgetreden, moet dus zijn oorzaak vinden in de zeer geringe frequentie der spanningswisselingen. Toch is het uit de proeven wel duidelijk, dat het van belang is de secundaire spanningen, of liever secundaire rekken, niet onnoodig groot te laten worden. Daarom werden de extra secundaire spanningen, die door de onderverdeling ontstaan, bij de Progo-brug zooveel mogelijk opgeheven en wel op de volgende wijze.

Na ter verkrijging van de zeggende staven van het hoofdvakwerk (in fig. 22 getrokken) zoodanige lengteveranderingen δ ten opzichte van de juiste systeemlengte te hebben gegeven, dat ze bij volbelasting van de brug de juiste

²⁾ De uitkomsten van mijn proeven zijn in strijd met die van WILSON en HAIGH, *Engineering* 1922, Vol. 114, blz. 309, die vonden, dat voor een tusschen 0 en een max. trekspanning wisselende belasting een plaat met een gat erin even sterk is als een onverzwakte plaat met dezelfde netto doorsnede.

HOOFDVAKWERK (GETROKKEN) EN ONDERVERDELING
(GESTIPPELD).

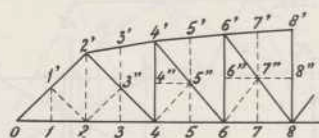


Fig. 22.

BEPALING DER INVLOEDSGROOTHEDEN α .

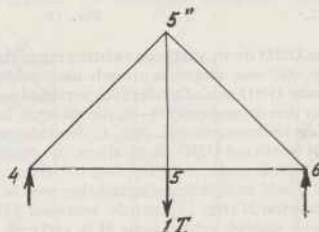


Fig. 23.

systeemlengte hebben, waarbij de onderrand dus recht is, worden aan de in fig. 22 gestippelde onderverdelingsstaven zoodanige lengteveranderingen gegeven, dat de systeemlijn van de alleen op trek of druk belaste staven van het hoofdvakwerk bij dien laststand, waarbij ze hun max. staafkracht krijgen, geheel recht is, terwijl bij zooveel sterk op trek als op druk belaste staven ervoor gezorgd wordt, dat de uitbuiging bij de max. trekkracht gelijk en tegengesteld is aan die bij de max. drukkracht, de max. uitbuiging dus zoo klein mogelijk wordt. Het bepalen van de aan de onderverdelingsstaven te geven lengteveranderingen geschiedt in de volgende volgorde.

Eerst wordt de uitbuiging van de onderranden 0—4 en 12—16, resp. in 2 en 14, geregeld door lengteverandering van hulpverticalen 2—2' en 14—14'; daarna wordt de uitbuiging der hoofddiagonalen b.v. 2'—4' geregeld door lengteverandering der hulpdagonalen, e.q. 2—3'', waar door dus de middens der hoofddiagonalen, 1', 3'', 5'', etc. gefixeerd worden; dan kan de uitbuiging der onderranden 0—2, 2—4, 4—6 etc. en der bovenranden 2'—4', 4'—6', etc. geregeld worden door lengteverandering resp. der onderste en bovenste hulpverticalen, e.q. 1—1', 3—3'', 5—5'', etc. en 3'—3'', 5'—5'', etc. en ook die der hoofdverticalen 4—4', 6—6', etc. door lengteverandering van de regels 4''—5'', 6''—7'', etc.

Voor den afwisselend op trek en druk belaste onderrand 4—6 is de aan hulpverticaal 5—5'' te geven lengteverandering x b.v. te bepalen uit de vergelijking:

$$\alpha_{55} x + \sum \alpha \left(\frac{S_1}{EF} + \delta \right) = - \left\{ \alpha_{2-2'} x + \sum \alpha \left(\frac{S_2}{EF} + \delta \right) \right\}$$

Hierin stellen de α 's de invloedsgrontheden der staven voor, voor een in 5 aangrijpende, loodrecht op 4-6 gerichte kracht van 1 t, bij oplegging van het vakwerk in 4 en 6 (alleen voor de in fig. 23 geteekende staven verschillend van nul). De δ 's zijn de reeds bekende, aan de staven 4-6, 4-5'' en 5''-6 te geven lengteveranderingen. S_1 en S_2 zijn de staafkrachten in de in fig. 23 aangegeven staven, resp. bij den laststand, waarbij 4-6 zijn max. trek- en drukkracht krijgt.

Voor alleen op druk belaste staven, b.v. 0-2', te regelen door een lengteverandering y van 1'-2, geldt ter bepaling van y :

$$\alpha_{1-2} y + \sum \alpha \left(\frac{S_1}{EF} + \delta \right) = 0$$

De uitbuigingen f , die de hoofdvakwerkstaven van het onbelaste vakwerk in een tusschenknooppunt zullen hebben, als gevolg der te geven lengteveranderingen δ aan de verschillende staven, zijn te berekenen als $\Sigma \alpha \delta$. Door het tekenen van een WILLIOT is de berekening te controleren.

Opdat de hoofdvakwerkstaven in rechten toestand werkelijk geen buigspanning krijgen, moeten ze ook in dezen toestand worden afgeschreven, doorgeboord en vastgezet. Het voorschrift voor de aanmaak in de fabriek is zoodanig opgesteld, dat dit het geval is. Eerst door het vastzetten der onderverdelingsstaven worden de hoofdvakwerkstaven verbogen over de berekende afstanden f .

De aanname, dat, wanneer bij de max. staafkracht de uitbuiging nul is, de sec. spanningen als gevolg van de onderverdeling op dat moment verdwenen zijn, is natuurlijk alleen juist voor het geval, dat bij afwezigheid der onderverdeling, de hoofdvakwerkstaven bij die max. staafkracht ter plaatse van de bevestigingspunten der onderverdelingsstaven ook een uitbuiging nul zouden vertoonen. Daar de diagonalen en verticalen van het hoofdvakwerk daarbij in een S-bocht worden gebogen, terwijl de uitbuiging der randen zeer gering is ten opzichte van de door de onderverdeling veroorzaakte uitbuigingen, is deze aanname bij benadering juist.

7. Berekening van de staafkrachten door wind

Voor gelijke verticale belasting van de hoofdliggers is het systeem statisch bepaald. Behalve voor de onderranden, die ontlast worden, zijn de staafkrachten voor de middenoverspanning dezelfde als voor een vrij opgelegde brug van 96 m.

Voor horizontale belasting is de brug eenvoudig statisch onbepaald wegens de inklemming van het windverband aan Bandoeng-zijde.⁶⁾ Aan Djocja-zijde zal het windverband in 16 kunnen verdraaien (fig. 24a), waarbij de pendels aan wind- en luwzijde resp. naar beneden en naar boven bewegen (fig. 24b), zoodat in 16 een vrije oplegging voor het windverband aanwezig is. Als statisch onbepaalde werd aangenomen de oplegdruk Q van het windverband in 16.

Wanneer, ter bepaling van de invloedslin voor Q , het windverband in 16 in zijdelingsche richting verschuifbaar wordt gedacht t.o.v. het pendelverband en daar twee gelijke en tegengestelde horizontale krachten van 1 t worden aangebracht, blijkt, dat daardoor niet alleen het windverband een horizontale uitbuiging krijgt, maar dat bovendien, als gevolg van de door de kracht van 1 t in de onderranden opgewekte trek- en drukkkrachten, zich verlengingen en verkortingen, de hoofdliggers van den kraagligger resp. negatief en positief en van de middenoverspanning resp. positief en negatief gebogen worden. Bovendien zullen door de verlengingen resp. verkortingen der onderranden de pendels 16 E resp. naar rechts en links zwaaien, waardoor punt 16 resp. naar boven en beneden beweegt. Hieruit volgt, dat ook omgekeerd belasting van de hoofdliggers invloed op de grootte van Q kan hebben. Volgens de Wet van MAXWELL zal de door de krachten van 1 t, ontstaande elastische lijn van de hoofdliggers, op de juiste schaal geteekend, de invloedslin voor Q voorstellen voor een bewegenden verticalen last van 1 t. Daar de ordinaten van deze invloedslin voor beide hoofdliggers gelijk en tegengesteld zijn, blijkt, dat gelijke belasting van de hoofdliggers geen invloed heeft op Q . Alleen de door de horizontale windbelasting in de hoofdliggers opgewekte gelijke en tegengestelde verticale toeslagkrachten zullen dan ook Q beïnvloeden.

De horizontale uitbuiging door $Q = 1$ t geeft natuurlijk op de gewone wijze de invloedslin voor Q voor een in het vlak van het windverband bewegenden horizontalen last van 1 t.

⁶⁾ Door het verband tusschen de staven DA, dat ook statisch overbodig is, wordt het windverband feitelijk tweevoudig statisch onbepaald. De invloed van deze laatste statisch onbepaalde is echter zeer gering.

VERPLAATSING DER EINDKNOOPPUNTEN 0 EN 16 BIJ WINDBELASTING.

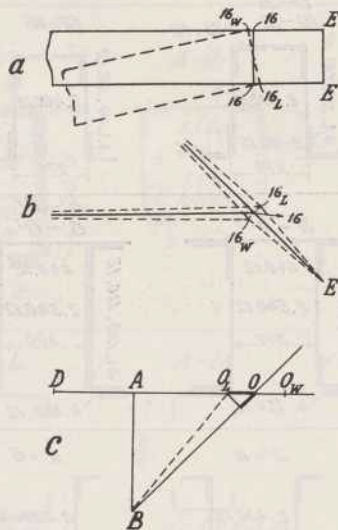


Fig. 24.

8. Stijfheid.

De doorbuigingen in verticale richting zijn kleiner dan voor een gewone balkbrug met dezelfde overspanning, hetgeen ook als volgt is in te zien. Wordt het materiaal tot de toegelaten spanning t belast, dan wordt per cm^2 een arbeid opgenomen van $\frac{t^2}{2E}$. Daar het hoofdliggergewicht van deze

brug 40 % minder is dan van een gewone balkbrug is ook het op te nemen hoeveelheid arbeidsvermogen 40 % minder, dus ook de door de uitwendige belasting uit te oefenen uitwendige arbeid, dus ook de gemiddelde doorbuiging.

Met het oog op de zijdelingsche stijfheid wordt voor gewone balkbruggen voorgeschreven, dat de hoofdliggerafstand niet minder mag bedragen dan $\frac{1}{20}$ van de overspanning. Er is voor gezorgd, dat bij de Probrug de zijdelingsche doorbuigingen niet grooter worden dan bij een dergelijke normale balkbrug. De hoofdliggerafstand moest daartoe grooter gekozen worden dan noodig was voor het profiel van vrije ruimte, waardoor het mogelijk was de eindverbanden 2-2' en 14-14' op de in fig. 1 en 17 aangegeven wijze te construeeren (zie hoofdstuk 4).

Een kanteling van de middenoverspanning, die bij oplegging op ijzeren pijlers bij wind zou plaats hebben, door zakkig resp. stijging der eindopleggingen aan luw- resp. windzijde, heeft bij de opleggingen op den kraagligger niet plaats, doordat tengevolge van de inklemming van het windverband aan deze zijde, staaf DAO van den hoofdligger aan de luwzijde gedrukt wordt in plaats van getrokken, en volgens berekening over een ongeveer 2 maal zoo grooten afstand als BO, zoodat 0 in O_L terecht komt (en aan de windzijde in O_W) (fig. 24c). Bij punt 16 kantelen de opleggingen blijkens 24b zelfs in tegengestelde richting, waardoor de verplaatsing van alle daarboven gelegen punten, dus ook van den trein, in de richting van den wind vermindert wordt.

9. Constructieve bijzonderheden.

In fig. 25 en 26 zijn de verschillende staafprofielen aangegeven. De constructie van het scharnier in knooppunt 0 (fig. 28) bracht mee, dat de knooppunten van den kraagligger op grooter afstand kwamen te staan dan die van de midden-

PROFIELEN HOOFDLIGGER BRUG 96 M.

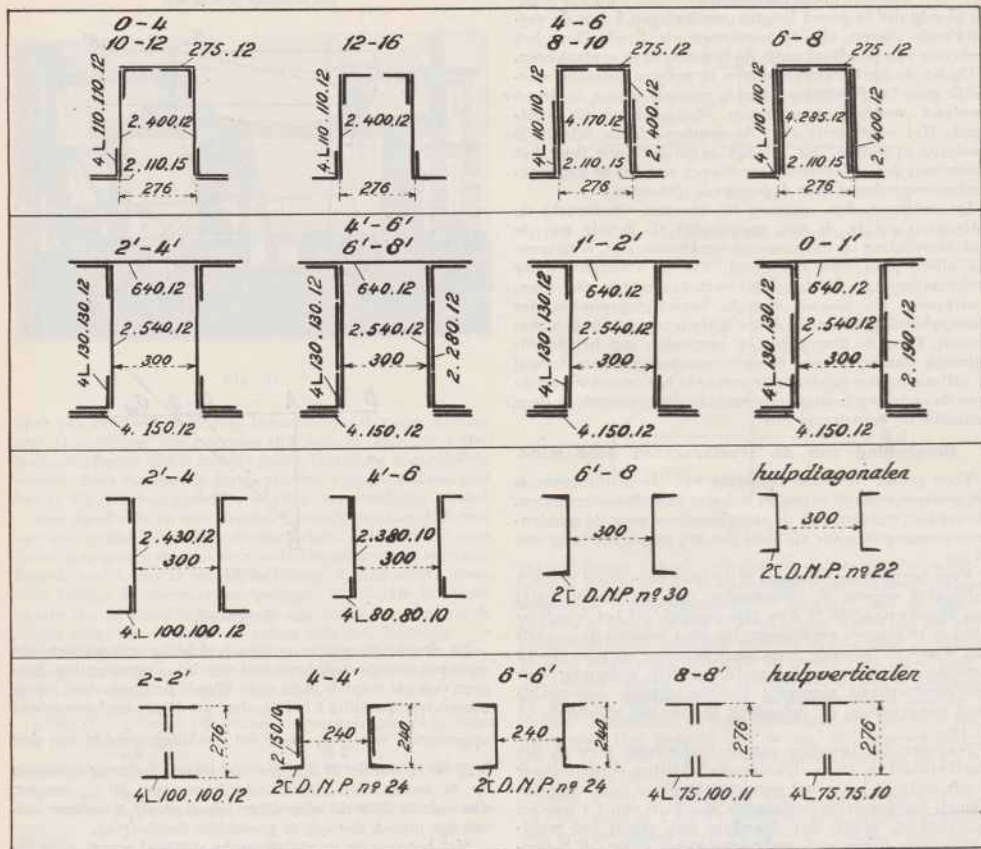


Fig. 25.

overspanning, zoodat het mogelijk en gewenscht was, de profielen van de kraanligger met de flenzen naar binnen te plaatsen. De profielen, die groote drukkraften hebben op te nemen, zijn alle als volle profielen geconstrueerd, waardoor voor den onderrand het hoedprofiel bleek aangewezen. De versterking der verschillende profielen had zoodanig plaats, dat de draagheidsas steeds ter halve hoogte van de lijfplaat bleef.

Voor de diagonalen en verticalen zijn, behalve voor de einddiagonalen, door koppelgaten verbonden profielen toegepast. Ter opname van de, bij de overbrenging der krachten $\frac{P}{2}$ uit de assen der halve profielen naar de knoop-

platen, ontstaande momenten $\frac{P}{2} e = K a$ (fig. 27) zijn bij de met de flenzen naar buiten geplaatste profielen, tusschen de knoopplaten, als schotten stukken P-profiel toegepast, daar van de daarvoor gebruikelijke geconstrueerde schotten de flenzen der hoekijzers door de krachten K veel te groote buigspanningen krijgen. Daar tusschen P-profiel en knoopplaten nog vulplaten aanwezig zijn, kan het inbrengen der schotten gemakkelijk geschieden.

Behalve de gebruikelijke sneden, werden bij de knoopplaten van de hoofdliggers ook verticale en horizontale doorsneden gecontroleerd. Bij doortrekken der versterkings-

platen van den rand R tot het linkeruiteinde van de knoopplaat kan aangenomen worden, dat de door den rand op de knoopplaat uitgeoefende kracht $D \cos \alpha$, die met de horizontale ontbondene van D evenwicht moet maken, aangrijpt over den afstand $l-p$ (fig. 28), zijnde de projectie op de systeemlijn van den rand van den afstand, waarover D aangrijpt. In een verticale doorsnede AB van de knoopplaat heerscht nu een zuiver moment, nl. $M = a \eta D \cos \alpha$. Daar over den afstand l de hefboomsarm a en de kracht $\eta D \cos \alpha$ rechtlijnig van nul af aangroeien, echter in omgekeerde richting, zal hun product M parabolisch verlopen met een maximum op $\frac{l}{2}$ van het theoretisch knooppunt; alleen

over den afstand p , waar $\eta = 1$ blijft, is de parabool afgesneden. Om de sterkte der knoopplaten te controleren, zijn dus doorsneden te maken op $\frac{l}{2}$ vanaf het theoretisch knooppunt. Voor de volgens Hooke berekende uiterste spanning $\sigma = \frac{W}{M}$ is niet meer dan 1000 kg/cm² toegelaten.

Ook horizontale doorsneden werden op soortgelijke wijze berekend (zie ook Waddell I, blz. 521).

De eindknooppunten van de middenoverspanning moeten scharnierend worden geconstrueerd om de hoekverdraaiing om horizontale as aan de uiteinden mogelijk te maken.

CONSTRUCTIE KNOOPPUNT 0.

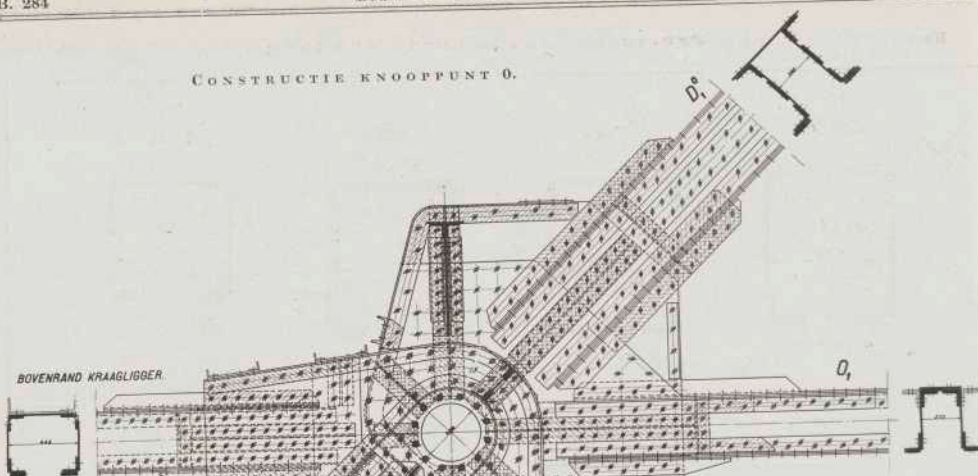


Fig. 29.

CONSTRUCTIE KNOOPPUNT 16.

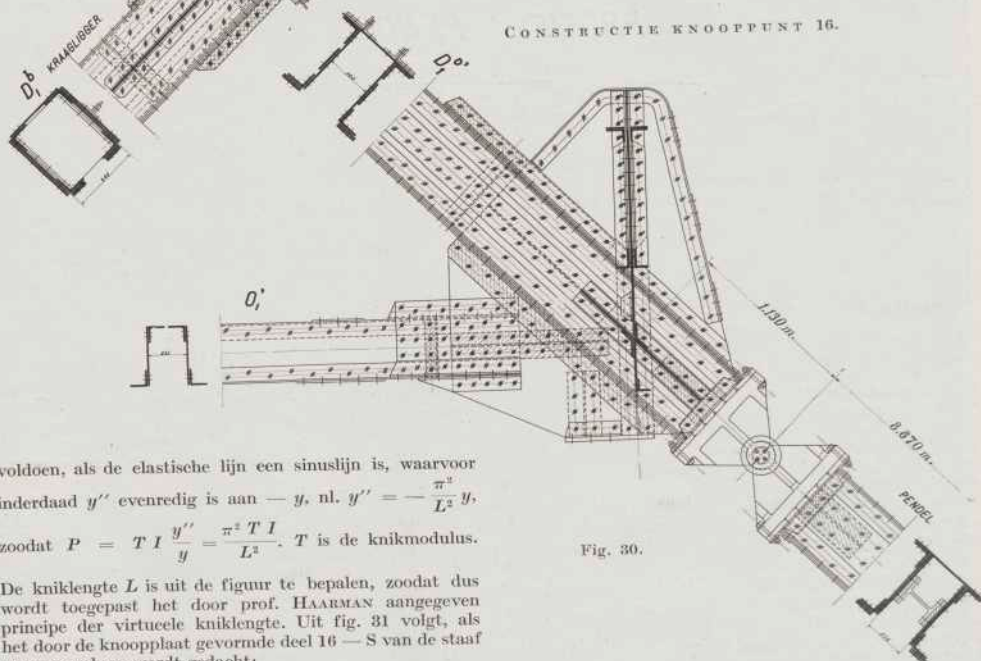


Fig. 30.

voldoen, als de elastische lijn een sinuslijn is, waarvoor inderdaad y'' evenredig is aan $-y$, nl. $y'' = -\frac{\pi^2}{L^2} y$,

zoodat $P = T I \frac{y''}{y} = \frac{\pi^2 T I}{L^2}$. T is de knikmodulus.

De kniklengte L is uit de figuur te bepalen, zoodat dus wordt toegepast het door prof. HAARMAN aangegeven principe der virtuele kniklengte. Uit fig. 31 volgt, als het door de knoopplaat gevormde deel 16 — S van de staaf onvervormbaar wordt gedacht:

$$y = f \sin \frac{\pi}{L} x$$

$$\lg \alpha = y' = \frac{\pi}{L} f \cos \frac{\pi}{L} x = \frac{\pi}{L} y \cotg \frac{\pi}{L} (L-l)$$

$$z = b y' + \frac{b}{l} y$$

$$y = \frac{a+b}{a} \frac{P_p}{P} z = \frac{a+b}{a} \frac{P_p}{P} \left\{ b \frac{\pi}{L} \cotg \frac{\pi}{L} (L-l) + \frac{b}{l} \right\} y$$

waaruit tenslotte volgt:

$$m \cotg \pi (1-m) = \frac{al - \beta (a+b) b}{(a+b) b}$$

BEPALING MAXIMUM MOMENT IN KNOOPPLATEN.

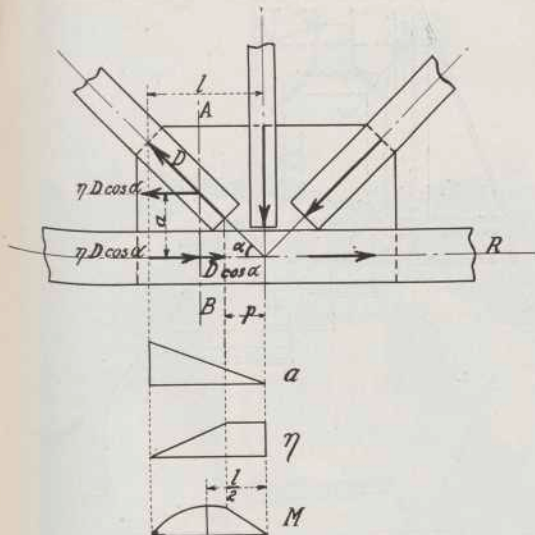


Fig. 28.

OPLEGGING DWARSBAK DD OP LANDHOOFD.

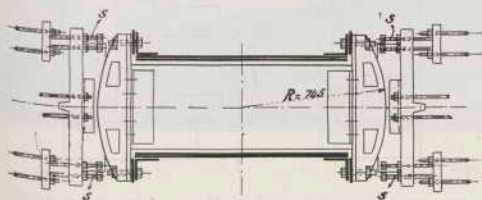


Fig. 32.

Hierin is $m = \frac{l}{L} \cdot \beta = \frac{P_p}{P} = \frac{538}{451} = 1,2$; $a = 8,87$ m,
 $b = 1,13$ m, $l = 8,485$ m, zoodat $m \cotg \pi(1-m) = 1,45$
 waaraan voldaan wordt voor $m = 0,834$.

De gezochte virtuele kniklengte is dus $L = \frac{8,485}{0,834} = 10,20$ m.

De verankeringsstaaf DA kan eveneens in D en A scharnieren. Het knooppunt A is op dergelijke wijze geconstrueerd als knooppunt 0. In D is draaiing om de lengteas van den dwarsbalk DD mogelijk (fig. 1) doordat de aan DD bevestigde oplegstoelen bolvormig zijn afgewerkt met het middelpunt in de as van den balk (fig. 32). Bij de losse opleggingen van DD zijn de op de betonnen nokken bevestigde oplegstoelen hol cilindrisch afgewerkt, bij de vaste opleggingen hol bolvormig, resp. met as en middelpunt in de as van den balk. Op deze wijze is dus ook hoekverdraaiing van DD door de horizontale buiging mogelijk. Door de schroeven S kunnen de oplegstoelen krachtig worden aangedrukt alvorens de opleggingen worden onderstept.

Worden de staven DA gedrukt, dan zullen, doordat het verband tusschen deze staven statisch onbepaald is, ook de staven DM, MN en PP secundaire drukkrachten krijgen. Daar de staaf PMMP bij een kleine uitbuiging uit het vlak van tekening (fig. 33), door de daarbij ontstaande onbondene loodrecht op bedoeld vlak van DM en MN, nog

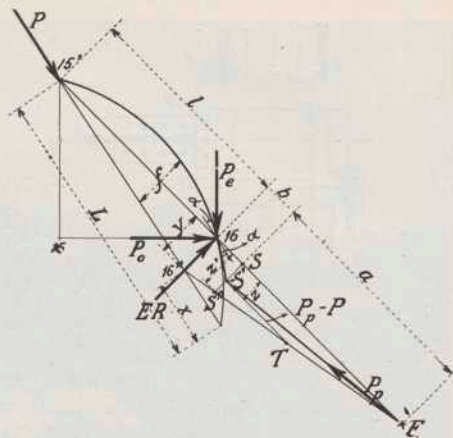
BEPALING VIRTUEELE KNIKLENGTE L VAN DIAGONAAL 15'—16

Fig. 31.

VERBAND DA

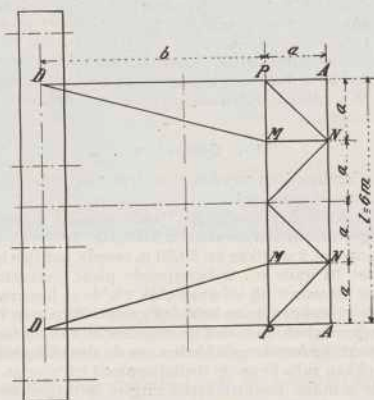


Fig. 33.

iets verder uitgebogen zal worden, is de virtuele kniklengte van PP groter dan 9 m. Als de drukkracht over de geheele staaf PP gelijk aan die in het deel MM wordt aangenomen, wordt ter berekening van $m = \frac{l}{L}$ een zeer eenvoudige vergelijking gevonden n.l.

$$m \left(\cotg \frac{m}{4} \pi - \tg \frac{m}{4} \pi \right) = \frac{2}{\pi} \text{ waaruit } m = 0,74, \text{ zoodat}$$

de virtuele kniklengte van PP bedraagt $L = \frac{l}{m} = \frac{6,00}{0,74} = 8,10$ m (de grootte van b heeft blijkbaar geen invloed op L).

De oplegging B van den kraagligger is geconstrueerd als die van een gewone boogbrug. In verband met den eisch, dat de brug bij vollen winddruk en belasting met leeg wagens een standzekerheid van 1,5 moet hebben, is het noodig de opleggingen B te verankeren. Teneinde in de plaatsing van de ankers eenige speling toe te laten, zijn deze buiten het vlak van de oplegging geplaatst, terwijl ze door middel van moeren rusten tegen plaatjes a , die aan weerskanten rusten op buiten de oplegging uitstekende nokken b (fig. 34). Door

OPLEGGING VAN KRAAGLIGGER RIJ B.

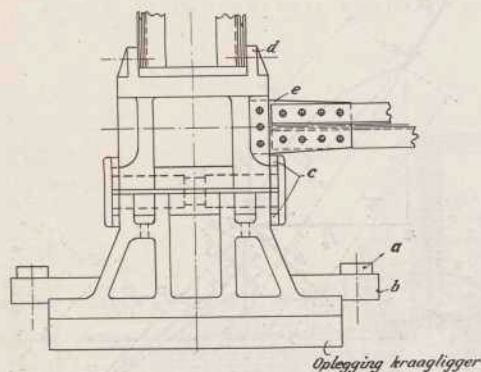


Fig. 34.

ringen *c* kunnen eventueel trekkrachten naar den bovenstoel worden overgebracht om via aan deze laatste aansluitende flenzen *d* en op schuif belaste schroefbouten in de diagonaal te worden geleid. Negatieve oplegreacties zouden echter alleen bij een zeer sterke horizontale, dwars op de brug gerichte aardbeving kunnen optreden. Om de horizontale krachten zoo dicht mogelijk bij het grondvlak op de opleggingen te kunnen overbrengen, zijn de eindverticalen der tusschen de staven *BO* en *BA* aangebrachte verbanden bevestigd aan knooppunten *e* (fig. 34), die door middel van schroefbouten aan flenzen van den bovenstoel zijn verbonden.

10. Onderbouw.

Beide landhoofden werden ontworpen in kalisteenbeton bewapend met oude rails.

In fig. 35 is het landhoofd Bandoeng-zijde voorgesteld. De oplegdruk van den dwarsbalk *DD* (fig. 1) wordt via de nokken op een 2 m dikke en 10,50 m breede, aan den bovenkant met 31 rails n°. 2 bewapende plaat overgebracht. Van daar uit wordt hij voornamelijk via de in langsrichting loopende zijwanden naar beneden geleid. Zooals in fig. 35 is aangegeven, kan men zich de overdracht van de horizontale kracht denken te geschieden via de drukdiagonaal *ab*, de getrokken rails *bc* en de drukdiagonaal *cd*, zoodat breuk door de schuine hoofdtekspanningen is uitgesloten. De maximum schuifspanning, die in de nokken optreedt, bedraagt trouwens slechts 4 kg/cm². Meer naar beneden zullen de hoofdtekspanningen langzamerhand verdwijnen, doordat de drukspanningen gaan overheerschen. Daar aan het meer naar boven gelegen materiaal dus hooger eischen zijn te stellen, wordt in het bovenste gedeelte het percentage kalisteenen en de grootte daarvan geleidelijk verminderd, terwijl voor de nokken gewone beton wordt gebruikt. De nokken zijn bewapend met rondijzer; overigens bestaat de hoofdwapening van het landhoofd waar noodig uit rails n°. 2, doorsnede 33 cm², terwijl een krimpnetwerk van decauville rails is aangebracht, met mazen van 75 cm wijde.

Daar als resultaat van gedane boringen door het Mijnwezen was opgegeven, dat de oever aan Bandoeng-zijde geheel uit padas bestond, werd in eerste instantie op een toelaatbaren gronddruk van 6 kg/cm² gerekend. De staat en de verbreedingen aan de onderzijde, in fig. 35 aangegeven, waren niet noodig. Hoewel het eerst de bedoeling was de horizontale doorsnede van het landhoofd ter vergroting van het weerstandsmoment een I-profiel te geven, met het lijf in langsrichting van de brug, werden op aanraden van prof. WOLFF SCHOEMAKER, voornamelijk om esthetische redenen, de zijwanden geheel in één vlak gehouden en werd de besparing aan den binnenkant gezocht door het landhoofd hol uit te voeren.

LANDHOOFD BANDOENG-ZIJDE.

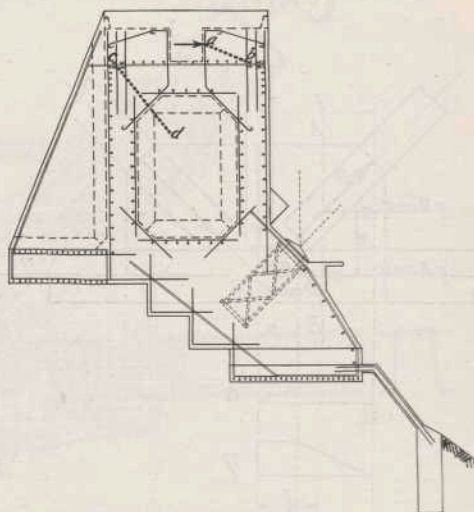


Fig. 35.

Bij het ontgraven bleek evenwel, dat slechts van — 14 m tot — 17 m een padaslaag aanwezig was. Daaronder bevindt zich vrij harde klei. Naar mij werd meegedeeld, heeft dat soort klei de eigenschap bij aanraking met stroomend water daardoor uitgeloogd te worden en te verhard. Vandaar dat de steile kaliwand over een dikte van 1 à 2 m uit harde padas, te weten uitgeloogde klei, bestaat. In overleg met ir. ROSENQUIST, Hoofd van de Betonafdeeling van het Bruggenbureau der SS, die de leiding der uitvoering had, werd nu besloten door verbredening der fundering de max. gronddruk tot 3 à 4 kg/cm² terug te brengen, dit in verband met een proefbelasting tot 7 kg/cm², die nog hoegenaamd geen zakking gaf. Bij het volgens fig. 35 uitgevoerde landhoofd is de max. gronddruk aan den voor- en achterkant tot resp. 3,34 kg/cm² en 3,82 kg/cm² teruggebracht. De resultante blijft steeds ruimschoots binnen de kern van het grondvlak en maakt in het ongunstigste geval een hoek met de normaal, die minder is dan *bg* fig. 0.1.

Fig. 36 stelt het landhoofd aan Djoeja-zijde voor. Doordat de door de brug op dit landhoofd uitgeoefende oplegdruk steeds dezelfde werkelijk houdt, is bij een iets kleineren max. gronddruk dan aan Bandoeng-zijde slechts een inhoud van 800 m³ noodig tegen 2400 m³ voor het landhoofd aan Bandoeng-zijde. De horizontale ontbondene van den oplegdruk wordt bij volbelasting van de brug juist in evenwicht gehouden door de horizontale ontbondene van den actieven gronddruk tegen den achterwand van het landhoofd. Ook hier blijft de resultante steeds binnen de kern van het grondvlak.

LANDHOOFD BANDOENG-ZIJDE, BIJNA GEREED.

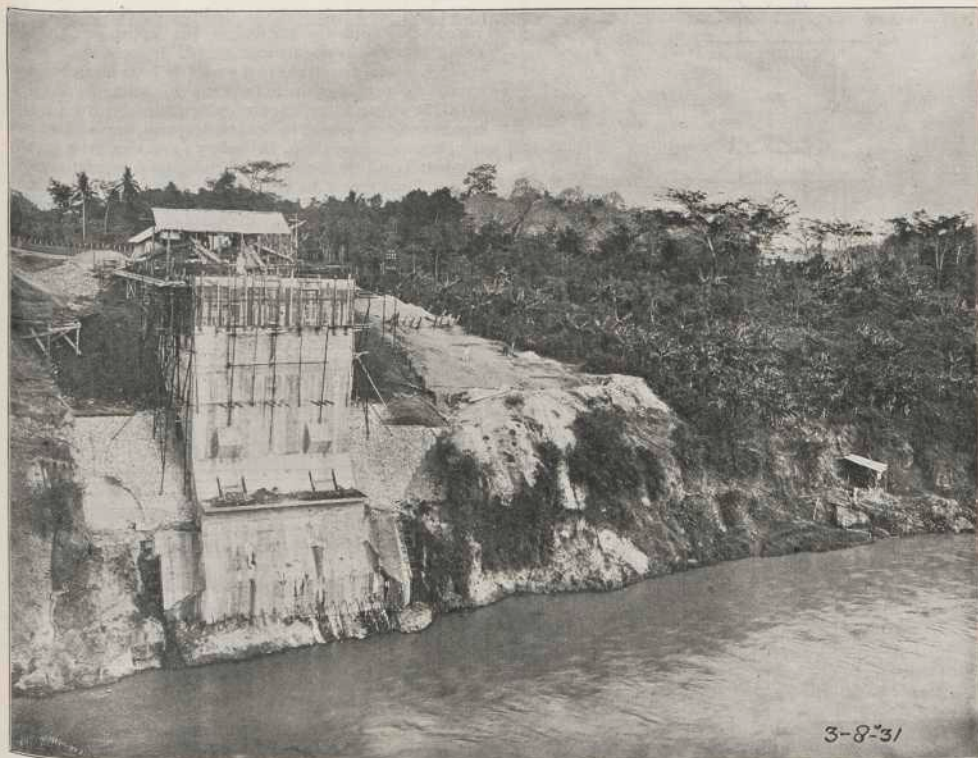


Fig. 35a.

Beide landhoofden zijn gereed en werden gemaakt voor een gemiddelden prijs van f 20.— per m³.
Fig. 35a geeft een foto van het landhoofd Bandoeng-zijde.

11. Montageplan.

Een van de voordeelen van het systeem is ook, dat de brug van Bandoeng-zijde uit gemakkelijk vrij kan worden uitgebond, daar de verbinding van brug met landhoofd en het landhoofd zelf een groot moment kunnen opnemen (fig. 37). Alleen is een tijdelijke verbinding aan te brengen tusschen ingehangen brug en kraagligger. Een rechte hulpstaaf tusschen A en 2' heeft het bezwaar, dat door den betrekkelijk kleinen hefboomsarm t.o.v. punt 0 de op te nemen trekkracht vrij groot wordt, terwijl de hulpstaaf te kleine hoeken maakt met de staven van de brug voor een gemakkelijke verbinding. Daar plaatsing van een hulpverticaal in 0 lastig is, worden beide bezwaren het beste opgeheven door de in fig. 37c aangegeven hulpstaven Aa, ab, b2', Ka en 1'b. Hoewel deze staven de uitgebouwde middenoverspanning kunnen vasthouden, is voor het uitbouwen der eerste staven van de middenoverspanning nog de hulpstaaf a-1' noodig (fig. 37a en 37b). De lengte, die a-1' zal moeten hebben, opdat op het door fig. 37b voorgestelde moment de verticaal 2—2' tusschen de gefixeerde punten 2 en 2' zal passen, is te berekenen. Voor alle zekerheid wordt echter de hulpstaaf a-1' in a zoodanig bevestigd, dat bij niet passen van verticaal 2-2' langer of korter maken van a-1' mogelijk is. Na vastzetten van 2-2' kan dan a-1' verwijderd worden.

Bij verder uitbouwen (fig. 37c) zal de oplegdruk in B, als resultante R van het gewicht G van de brug en de trekkracht T in DA, een componenten krijgen, evenwijdig aan het grondvlak van den oplegstoel in B, ter grootte van $\frac{V}{\sqrt{2}}$, als V de trekkracht in AB voorstelt. Zoowel het overbrengen van de trekkracht V van de verticaal AB op den oplegstoel als het opnemen van de componenten $\frac{V}{\sqrt{2}}$ door de oplegging is bezwaarlijk. Aan beide bezwaren wordt tegemoet gekomen door op de knooppaalt in B tijdelijk een tweede, in fig. 38 aangegeven knooppaalt te bevestigen, die van de trekkracht V de componenten $\frac{V}{\sqrt{2}}$ direct op een aan het landhoofd aangebrachte nok N overbrengt, terwijl de andere componenten $\frac{V}{\sqrt{2}}$ direct op de staaf BO komt.

Na montage van de brug tot 4-4' kunnen de twee helften van den volgens cd in tweeën verdeelden hulppijler (fig. 37c) vanuit 4' worden omhooggetrokken, waarbij volgens cd hulpstaven zijn aan te brengen, die bij de rechterhelft, waar ze bij het omhoogtrekken gedrukt worden, zijdelingsch tegen de knooppunten der pijlerpooten zijn af te schoren.

Omdat het moment op het landhoofd bij doorbouwen tot den hulppijler te groot zou worden, wordt na uitbouwen tot den in fig. 37c aangegeven stand eerst de onderrand 6-8 en het in fig. 37d aangegeven spanwerk 4-8 aangebracht.

VERSCHILLENDE STADIA DER MONTAGE IN VRIJEN UITBOUW.

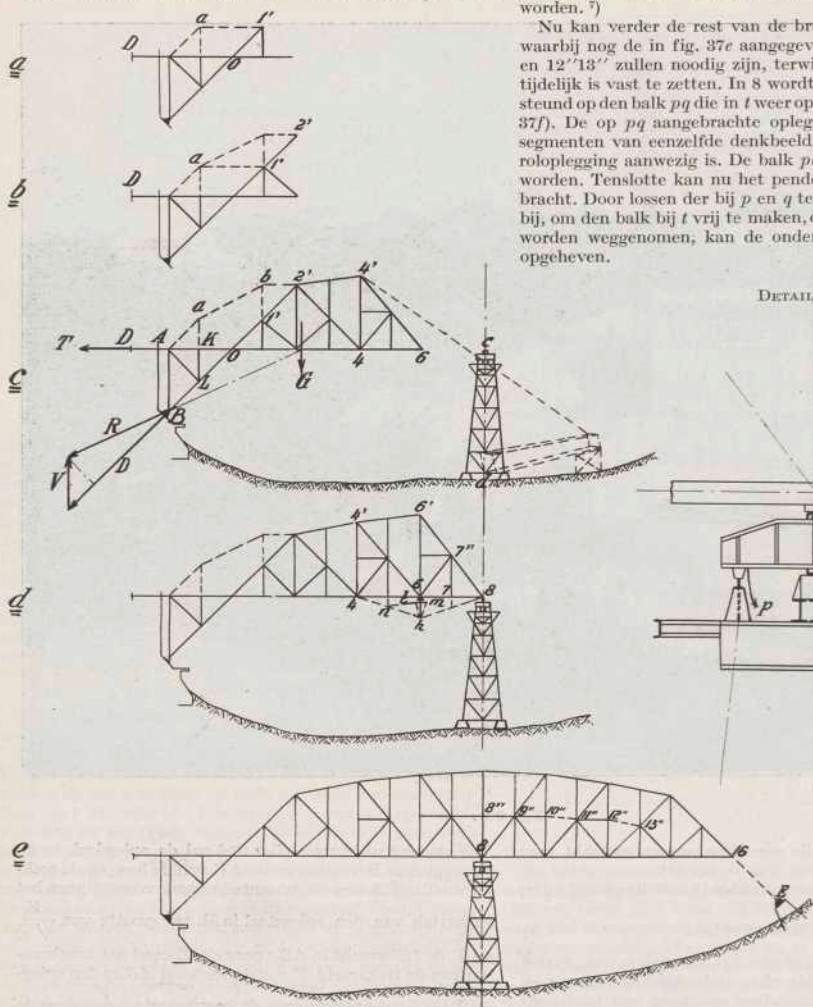


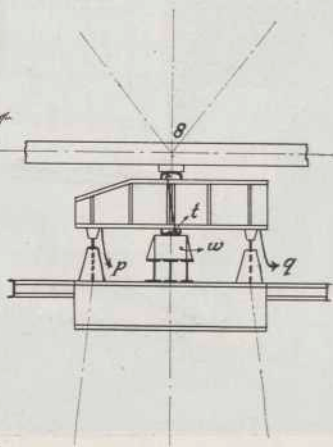
Fig. 37.

Na in 8 een oplegreactie te hebben aangebracht gelijk aan die van het in 4 en 8 vrij opgelegd gedachte gedeelte 4-8, waardoor dus staaf 2'4' spanningsloos wordt, kan deze worden losgemaakt in 4', waardoor de constructie ook bij ondersteuning in 8 statisch bepaald blijft. Er kan nu verder worden gebouwd tot aan diagonaal 6'-8 (fig. 37d). Om te zorgen, dat daarbij de staven 7''-7 en vooral 7''-8 vanzelf passen, kan hulpstaaf 6-h door in *l* en *m* onder den rand te plaatsen vijzels van lengte worden veranderd. Door hulpstaaf *n-l* wordt 6-h daarbij in verticalen stand gehouden. Na verwijdering van het spanwerk 4-h-8 en vastmaken der verbinding in 4' (die terwijl ze los was ook steeds passend moest worden gehouden) wordt nu in 8 een oplegdruk aangebracht (door hydraulische vijzels met manometer) gelijk aan die van het in 0 en 8 vrij opgelegd gedachte gedeelte 0-8, waardoor dus de hulpstaven *Aa*, *ab*, *b2'*, *Ka*

en 1'b spanningsloos worden en gedemonteerd kunnen worden.⁷⁾

Nu kan verder de rest van de brug worden afgebouwd, waarbij nog de in fig. 37e aangegeven hulpstaven 10''11'' en 12''13'' zullen noodig zijn, terwijl de looze staaf 8''9'' tijdelijk is vast te zetten. In 8 wordt de brug hierbij ondersteund op den balk *pq* die in *t* weer op den hulpijler rust (fig. 37f). De op *pq* aangebrachte oplegstoelen bij 8 en *t* zijn segmenten van eenzelfde denkbeeldige rol, zoodat hier een rolplegging aanwezig is. De balk *pq* kan in *p* en *q* gelicht worden. Tenslotte kan nu het pendel 16 *E* worden aangebracht. Door lossen der bij *p* en *q* te plaatsen vijzels, waarbij, om den balk bij *t* vrij te maken, de vulstukken *w* moeten worden weggenomen, kan de ondersteuning in 8 worden opgeheven.

DETAIL fig. 8.



Bij de montage moet er voor gezorgd worden, dat geen door den montagebok geheven stukken bij breken van de sling op de brug kunnen vallen, waardoor zeer groote krachten zouden optreden. Daarom mogen direct onder den bok nog geen langs- en dwarsdragers worden aangebracht. De montage zal in 1932 plaats hebben.

12. Slot.

Tenslotte spreekt steller dezès zijn dank uit aan prof. ir. P. N. MAX en ir. J. H. JANSSEN, toentertijd resp. Hoofd-

⁷⁾ Deze methode voor het spanningsloos maken van staven werd door steller dezès reeds bij vele werken met succes toegepast, zie *De Ingenieur* 1924, n°. 40, 1926 n°. 33, 1927 n°. 27 en 1928 n°. 10.

LANDHOOFD DJOEJA-ZIJDE.

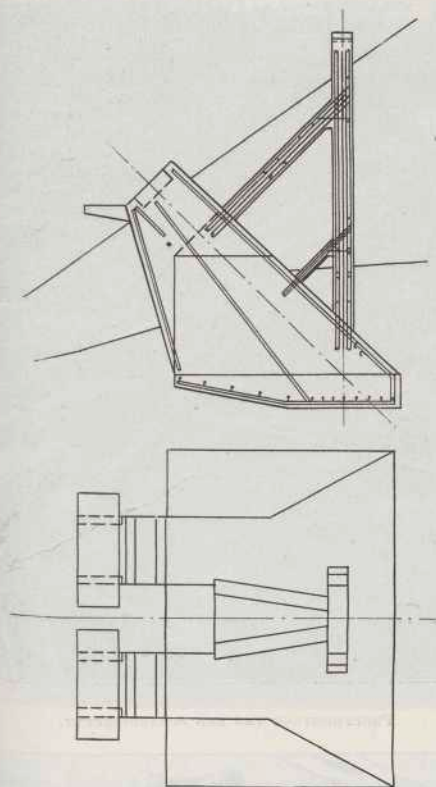


Fig. 36.

* *

Bezichtiging van de gemonteerde brug over de Kali Progo, in de werkplaats te Helmond.

De Koninklijke Nederlandsche Machinefabriek v/h E.H. BEGEMANN te Helmond heeft ons in de gelegenheid gesteld om de door haar vervaardigde brug over de kali Progo te bezichtigen en ons op de hoogte te stellen van de wijze, waarop de vervaardiging heeft plaats gevonden.

Zooals bekend is, vorderen bruggen, die in de koloniën opgesteld moeten worden, gewoonlijk meer voorbereiding dan die, welke in het moederland worden gemonteerd. In het laatste geval spelen kleine fabricagefouten gewoonlijk geen rol; er zijn ervaren vaklieden genoeg op de bouwplaats om dergelijke onvolmaaktheden te verbeteren. In de koloniën daarentegen kan niet altijd gerekend worden op deskundige werkkrachten; er mag dus hoegenaamd niets aan het werk ontbreken. Over het algemeen zal dus aan werk voor de koloniën nog meer zorg worden besteed dan aan binnenlandsch werk, hetgeen zich in hoofdzaak openbaart in een proefmontage in de ruimte, welke voor binnenlandsche bruggen slechts zelden vereischt wordt.

Bij de fabricage van de brug in kwestie zijn zonder twi- fel al deze maatregelen genomen om eerste klas werk te krijgen. De hoofdliggers van de groote overspanning zijn, na de vervaardiging van afzonderlijke staven, geheel uitgelegd en zuiver gericht waarna de aansluitgaten zijn opgeboord (fig. 1). Daarna is de geheele overspanning op het terrein van den aannemer gemonteerd, en zijn ook

OPLEGGING KRAANLIGGER BIJ VELJEN UITBOUW.

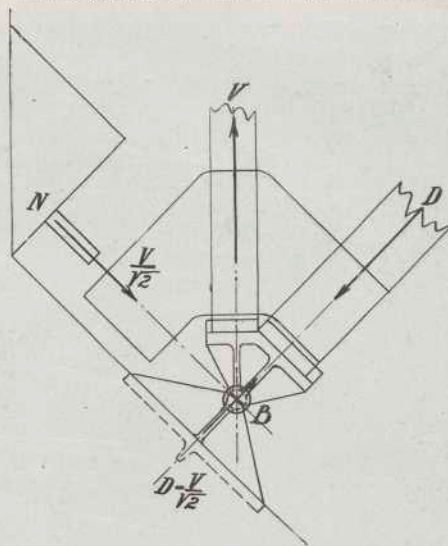


Fig. 38.

inspecteur SS en Hoofd van het Bruggenbureau der SS, die hem direct in de gelegenheid stelden zijn idee in toepassing te brengen.

Ook dankt hij de opzichters van het Bruggenbureau der SS, MAUSSART en DEIGHTON, BOERS en WALOEJO, die, benevens 12 inlandsche tekenaars, voor het uitwerken der berekeningen en teekeningen resp. van bovenbouw, onderbouw en montageplan aan hem waren toegevoegd, met wie hij gedurende een zestal maanden prettig heeft samengewerkt en die zeer tot het slagen van het ontwerp, dat October 1930 gereed kwam, hebben bijgedragen.

UITKOTTEREN VAN EEN GAT VOOR EEN SCHARNIEBOUT.

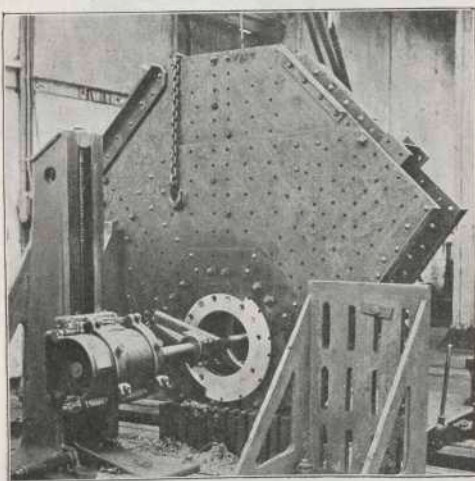


Fig. 3.

EEN HOOFDLEGGER VAN DE GROOTE OVERSPANNING, UITGELEGD IN DE WERKPLAATS.

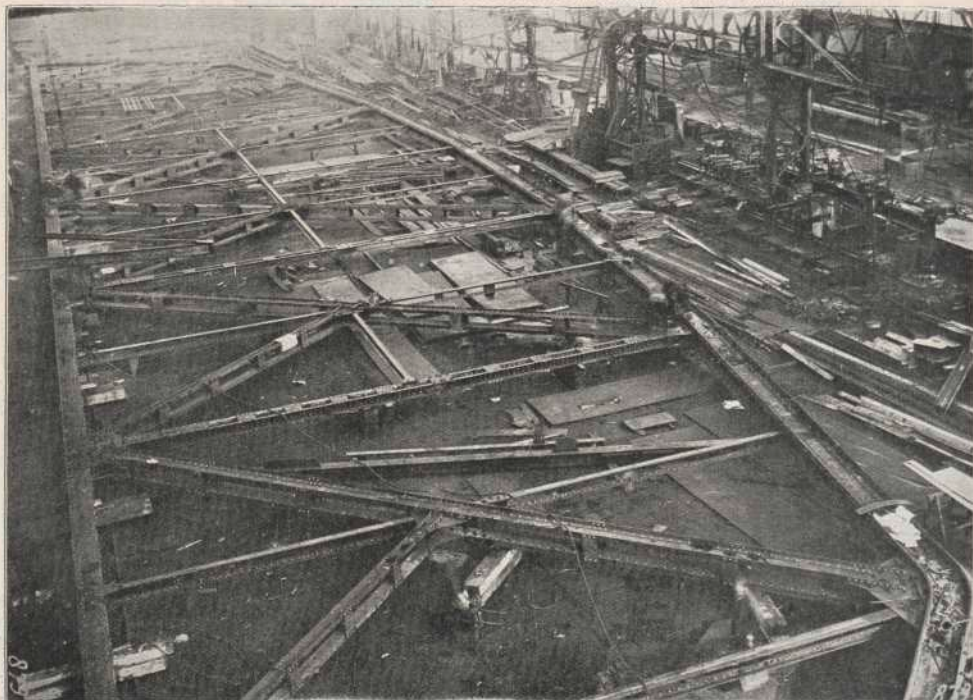


Fig. 1.

PROEFMONTAGE VAN DE GROOTE OVERSPANNING.

PROEFMONTAGE VAN EEN SCHARNIEPUNT.



Fig. 2.

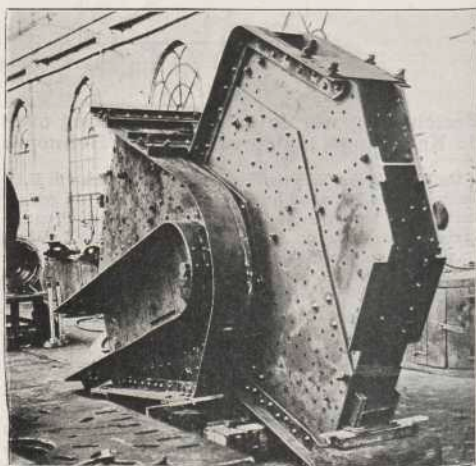


Fig. 4.

de aansluitgaten van de rijvloerdeelen, de windverbanden, enz. zuiver geboord (fig. 2) voorzover althans daaromtrent geen restricties in het bestek gemaakt waren.

Bijzondere aandacht is besteed aan het maken van de scharnierpunten. De gaten voor deze scharnieren zijn met behulp van een horizontale boorbank uitgekotterd in het geheel gereed gemaakte en samengeklonken construc-

PROEFMONTAGE VAN DEN CONSOLE-BOVENRAND MET DE VERANKERING.

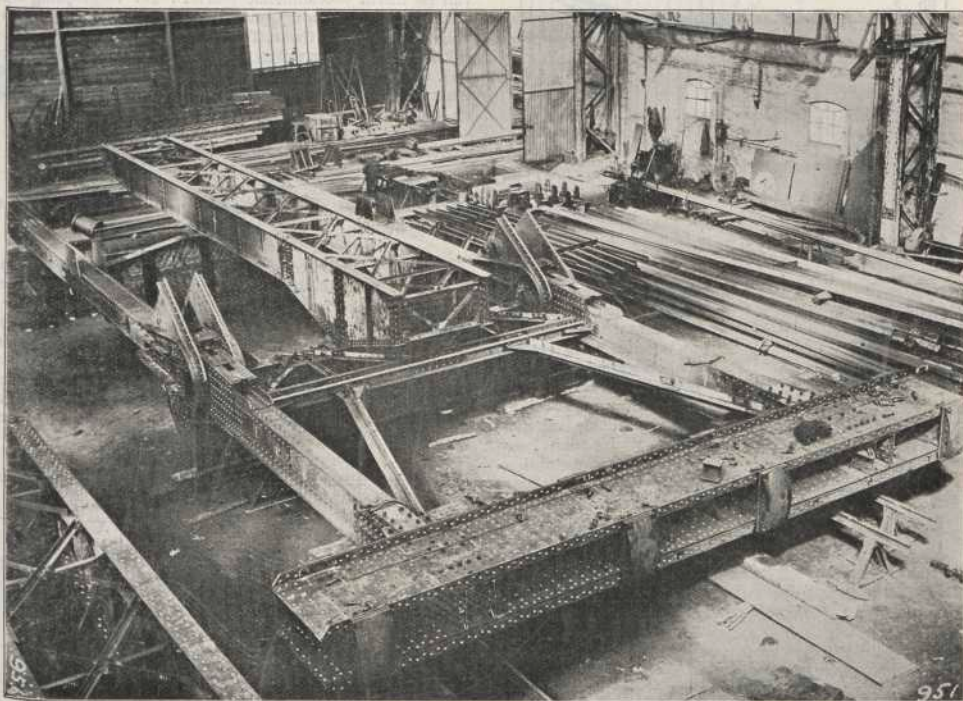


Fig. 5.

tiestuk. In fig. 3 is deze werkwijze afgebeeld. Aangezien het natuurlijk niet mogelijk was om de geheele brug met zijn oplegconsole en steunjuk in de ruimte te monteren, heeft men een afzonderlijke proefmontage uitgevoerd voor de scharnierpunten, zooals in fig. 4 is afgebeeld.

De overige deelen zijn in het bedrijf opgesteld; in fig. 5 ziet men nog den bovenrand van de oplegconsole met de verankeringsstaven en den verankeringsbalk en de toegangbrug, d.w.z. de rijvloerconstructie, die op de console rust. Aan het scharnierpunt, dat de veranker met den console-bovenrand verbindt, bemerkt men naar boven uitstekende knooppunten. Deze dienen voor het bevestigen van de verankeringsconstructie, welke voor de montage noodig is. Zij worden na voltooiide montage afgebrand. Dergelijke tijdelijke knooppunten komen ook elders voor.

Zooals reeds werk opgemerkt, is het geheele werk met bijzondere zorg uitgevoerd en daarvoor komt de firma Begemann zeker een woord van lof toe, vooral omdat het constructiewerk voor deze brug van heel wat gecompliceerder aard is dan voor een gewone vakwerkbrug.

Y. G. S.

Betonsamenstellingen.

door ir. A. H. SWEYS.

Op Java is het nog, evenals elders, gebruikelijk in de bestekken voor beton de door de practijk geijkte samenstellingen 1: 2: 3, 1: 1½: 2½ enz. voor te schrijven. In Nederland komt men hiertoe in het algemeen in verband met de kwaliteit van het beschikbare zand en grind vrij goed uit. Op Java, waar het zand buitengewoon fijn is, is echter te dien aanzien eenige voorzichtigheid geboden.

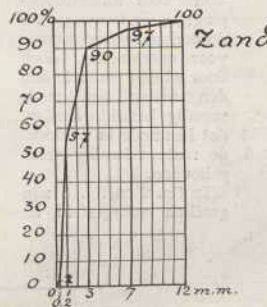
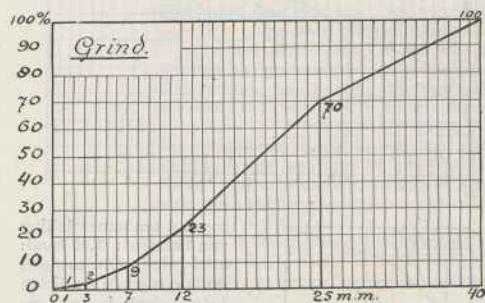


Fig. 1.

Dit was aanleiding om in de bestekken der in de laatste 2 jaren voor de Java-China-Japan Lijn tot uitvoering gekomen werken geen bepaalde mengverhouding bij voorbaat te decreteren, doch slechts een minimum hoeveelheid cement, varierende tusschen 300 en 420 kg per m³ beton voor te schrijven en de mengverhouding eerst vast te stellen na aanvoer van zand en grind op de

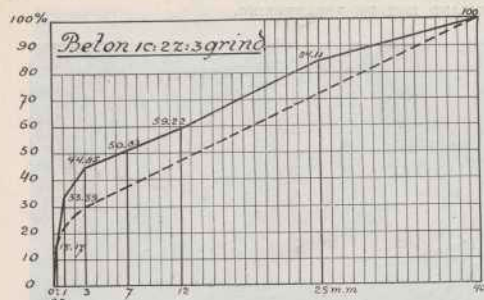


Fig. 2.

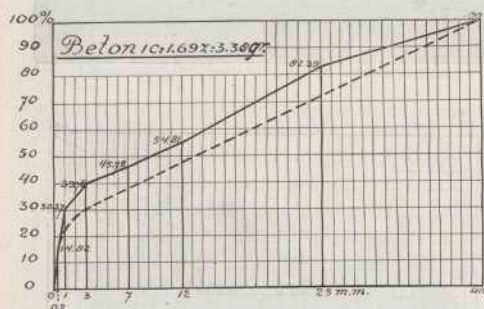


Fig. 3.

werken. Gewapend met een zeefinstallatie van prof. KLEINOGEL werden de noodige monsters aan een onderzoek onderworpen. Het resultaat van deze zeefproeven, (zijnde een gemiddelde uit drie) genomen bij den bouw van het nieuwe etablissement van de Java-China-Japan Lijn aan de 3de Binnenhaven te Tandjong Priok, is in fig. 1 grafisch aangegeven. De fijne granulering van het zand blijkt daaruit duidelijk. Na eenig zoeken werd geko-

men tot een samenstelling van 1 cement: 1.69 zand: 3.38 grind. Dit mengsel geeft een goede en dichte beton, doch is vrij gevoelig voor watertoevoeging. Bij een iets te groote dosering bestaat gevaar voor ontmenging, doch door scherpe controle aan den molen kon reeds spoedig bereikt worden, dat hiermede in voldoende mate rekening werd gehouden.

In fig. 2 en fig. 3 zijn grafisch voorgesteld de

granulering van beton 1:2:3 en beton 1:1.69:3.38, alsmede van de hierin voorkomende mortels. Ter vergelijking zijn met een stippellijn aangegeven de „ideale” samenstellingen, volgens FULLER en GRAF. Teneinde de theorie aan de praktijk te toetsen, en te weten te komen welke winst te boeken viel, werden betonblokken van de afmetingen $20 \times 20 \times 20$ cm volgens 4 mengingen aangemaakt (van elk soort 3) en wel als volgt:

- samenstelling I: 1 cement: 2 zand: 3 grind.
 „ II: 1 cement: 1.69 zand: 3.38 grind,
 „ III: menging volgens FULLER.
 „ IV: als van II, doch uit den molen op het werk genomen.

De watercementfactor bedroeg voor I, II en III resp. 0.69; 0.61 en 0.38. De Fuller-beton bleek, zooals te verwachten was, zeer moeilijk te verwerken en zou voor toepassing in het groot dan ook niet in aanmerking kunnen komen. Doordat te Batavia geen drukpers van voldoende capaciteit kon worden gevonden, moesten de blokjes naar het Laboratorium in Bandoeng opgezonden worden, waardoor zij eerst 44 dagen na den aanmaak beproefd konden worden. Het resultaat is in onderstaande tabel weergegeven:

Merk	Gewicht blokjes in kg	Soortel. gewicht	Drukvastheid	
			Totaal, kg.	kg/cm ²
I:	18.5	2.31	73000	182.5
	18.4	2.30	64000	160.0
	18.5	2.31	68500	171.3
Gemiddeld	18.5	2.31	68500	171.3
II:	18.7	2.34	77000	192.5
	18.6	2.33	80000	200.0
	18.5	2.31	71500	178.8
Gemiddeld	18.6	2.33	76167	190.4
III:	19.4	2.43	111000	277.5
	19.6	2.45	122000	305.0
	19.7	2.46	120000	300.0
Gemiddeld	19.6	2.45	117667	294.2
IV:	19.5	2.44	85000	212.5
	18.9	2.36	64000	160.0
	19.4	2.43	67500	168.8
Gemiddeld:	19.3	2.41	72167	180.4

Het gebruikte cement was Padang-cement. Deze cement geeft een drukvastheid van ± 236 kg/cm² na 7 en van 340 kg/cm² na 28 dagen.

Het verkregen resultaat kan bevredigend genoemd worden. Vergelijking van I en II geeft een winst aan drukvastheid te zien van ruim 11 %.

De zeer groote drukvastheid van de Fuller-beton is opvallend, zoodat het slechts betreurd moet worden, dat deze voor toepassing in de praktijk niet geschikt is.