

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:
Gen. L. C. A. v a n d e K a s t e e l e,
ir. G. S. G o e m a n s,
jhr. ir. H. S. v a n L e n n e p.

Commissie van Redactie:
Voorzitter: ir. W. F. E i j s v o o g e l;
Leden: dr. ir. L. J. C. v a n E s,
prof. ir. C. G. J. V r e e d e n b u r g h.

Prijs per jaargang: f 20,—

Afzonderlijke nummers: f 2,—

Redactie-adres (zonder vermelding van persoonsnamen): Hoogeschoolweg 3, Bandoeng.
Adres voor administratie en abonnementen: Penningmeester Groep Ned.-Indië K. I. v. I., Batavia-Centrum, p/a Hollandsche Beton Maatschappij, N. V., Koningsplein Oost 15.
Adres voor advertenties: Firma G. K o l f f & C o., Batavia-Centrum.

I. ALGEMEEN GEDEELTE.

INHOUD: Factoren, die het materiaalverbruik in draagconstructies beïnvloeden, door prof. ir. P. P. B i j l a a r d.
Berichten van allerlei aard. — Personalia. — Koninklijk Instituut van Ingenieurs: Bestuursmededeelingen.

Factoren, die het materiaalverbruik in draagconstructies beïnvloeden.

Rede, uitgesproken bij de veertiende herdenking van de stichting der Technische Hoogeschool te Bandoeng, op
3 Augustus 1934,

door

prof. ir. P. P. B I J L A A R D.

Mijnheer de Directeur van Onderwijs en Eeredienst.

Mijne heeren Curatoren, Hoogleraren en Docenten.

Mijne heeren Assistenten en Studenten dezer Hoogeschool en verder Gij allen, die op dezen dag van Uwe belangstelling blijkt geeft. Zeer geachte Toehoorderessen en Toehoorders.

Economie.

Bij het ontwerpen van een draagconstructie zal een ingenieur er naar streven, dat bij de gestelde eischen, waaronder natuurlijk ook aesthetische begrepen kunnen zijn, de totale bouwkosten, vermeerderd met de gekapitaliseerde onderhouds- en afschrijvingskosten, zoo klein mogelijk worden. Deze totale kosten worden, bij gelijke constructieve opvattingen en bij gelijksoortige constructies, voorna-

melijk beïnvloed door het *materiaalverbruik*, omdat daarmee dan alle andere kosten ongeveer evenredig zijn.

De factoren, waardoor het materiaalverbruik in draagconstructies wordt beïnvloed, komen duidelijk tot uiting in een door mij eenige jaren geleden afgeleide stelling, die gebaseerd is op een bestaand verband tusschen den door de uitwendige belasting, bij de doorbuiging van de constructie, verrichten *uitwendigen arbeid* en den *inwendigen arbeid*, die daarbij door de *elastische* vervorming van het materiaal in de constructie wordt opgehoopt (1) (2) (3) *). Daar geen arbeid verloren gaat, moeten deze beide klaarblijkelijk gelijk zijn. In het materiaal zal dus meer arbeid moeten worden opgehoopt, naarmate de uitwendige arbeid grooter is, dus bij een zekere belasting de doorbuiging grooter is. Daar bij

*) Deze cijfers verwijzen naar de aantekeningen achteraan.

een bepaalde toegelaten spanning per volume-eenheid slechts een bepaalde hoeveelheid arbeid in het materiaal mag worden geborgen, zal dus — om een zoo klein mogelijk materiaalverbruik te bereiken — ervoor gezorgd moeten worden, dat bij een zekere belasting de doorbuiging zoo klein mogelijk is. *Dat wil dus zeggen, dat de constructie zoo stijf mogelijk moet zijn, terwijl daarbij een zoo hoog mogelijke spanning zal moeten worden toegelaten (4).*

Omgekeerd volgt hieruit, dat van verschillende voor dezelfde belasting berekende constructies die, welke het minste materiaal bevat, dus het lichtste is, juist het stijfste zal zijn, iets wat men zoo op het eerste gezicht niet zou vermoeden. Een reden te meer dus om een zoo economisch mogelijke vormgeving te betrachten. Om zoo hoog mogelijke spanningen te kunnen toelaten zal het noodig zijn, de onzekerheidscoëfficiënt zoo klein mogelijk te maken, dus te trachten met onze berekeningen zooveel mogelijk de werkelijkheid te benaderen, terwijl natuurlijk bij bepaalde materialen, zooals b.v. het gewapend beton, de al of niet nauwkeurige uitvoering een groote rol speelt.

Het zou buiten het bestek van deze rede vallen de verschillende bouwmaterialen onderling te vergelijken, daar dan ook het prijsverschil en andere factoren in beschouwing zouden moeten worden genomen, factoren die trouwens sterk beïnvloed worden door plaatselijke omstandigheden. Waar feitelijk elk materiaal zijn eigen speciale berekening en vormgeving heeft, zal ik me eerst bepalen tot constructies in vloeijzer, tegenwoordig, in navolging van het buitenland vloeistaal of bouwstaal genoemd.

CONSTRUCTIES IN BOUWSTAAL.

Het ligt voor de hand eerst na te gaan, welke spanningen we nog veilig kunnen toelaten en daarna de vormgeving te bespreken.

De toe te laten spanningen worden bepaald door de volgende eischen:

- 1e. De constructie mag geen te groote blijvende vormveranderingen vertoonen.
- 2e. Er mag, ook op den duur, nergens breuk optreden.
- 3e. Deelen, waarin drukspanningen voorkomen, mogen niet knikken of plooiën.

Primaire en secundaire spanningen.

Nu is men langzamerhand tot het inzicht gekomen dat, althans bij constructies in bouwstaal, niet alle spanningen even gevaarlijk zijn. De *primaire* spanningen, die men volgens de nieuwere inzichten kan omschrijven als de spanningen die, bij een zoo gunstig mogelijke verdeling, noodig zijn voor het evenwicht en die door Engesser dan vroeger ook reeds als noodzakelijke spanningen werden aangeduid, hebben n.l. veel meer invloed op de draagkracht van de constructie dan de *secundaire* spanningen, waarvan de grootte wordt bepaald door den eisch, dat de constructie ook na belasting één geheel moet blijven vormen. Onder een zoo gunstig mogelijke verdeling verstaan we hierbij die verdeling, die de grootste draagkracht geeft. Bij de

primaire spanningen wordt de vervorming bepaald door de spanning. Bij de secundaire spanningen wordt daarentegen de spanning bepaald door de vervorming; is de vervorming dus primair, de spanning secundair. De primaire spanningen zijn statisch, dus door het evenwicht, bepaald, de secundaire daarentegen niet, ze zijn statisch onbepaald. De geringere invloed van de secundaire spanningen, die dus niet voor het evenwicht noodig zijn, is te danken aan de bijzondere eigenschappen van het vloeistaal, die het zoo bij uitstek als bouw materiaal geschikt maken. De voornaamste van die eigenschappen is, dat een staaf bij uitrekking tot een bepaalde belasting zeer weinig zal vervormen om daarna, zonder dat daarbij de belasting toeneemt, plotseling een grooten rek te vertoonen. Dit rekken bij gelijkblijvende belasting, als een taai materiaal dus, wordt *vloeien* genoemd; de spanning, waarbij dit plaats heeft, heet *vloeigrens*. Voor druk geldt, als de staaf tenminste niet uitknikt, hetzelfde. Men spreekt daar van *stuikgrens*. De beneden de vloeigrens optredende lengteveranderingen zijn evenredig met de spanning, volgen dus de *Wet van Hooke* en zijn *elastisch*; ze verdwijnen weer na ontlasting. De bij het vloeien optredende lengteveranderingen zijn daarentegen blijvend en worden daarom *plastische* vormveranderingen genoemd (5).

Beschouwen we nu in een statisch bepaald vakwerk, dat slechts weinig belast wordt, een op trek belaste staaf, waarin dus nog nergens de vloeigrens wordt bereikt, dan vinden we blijkbaar de primaire spanning door de staafkracht gelijk over de door bouten verzwakte doorsnede verdeeld te denken. De secundaire spanningen ontstaan door de ongelijke verdeling van de spanningen over de doorsnede, als gevolg van het ongunstig verloop langs de boutgaten en de verbuiging van de staven door het niet scharnierend zijn van de knooppunten. Ik wees er destijds op, dat deze beide invloeden niet los van elkaar moeten worden beschouwd, daar ze elkaars invloed versterken, wat van belang is in verband met den tweeden eisch (6). Hierdoor kan de totale maximum secundaire spanning wel 400% van de primaire worden, tenminste als men deze berekent volgens de *Wet van Hooke* waarop de geheele klassieke mechanica, in het verloop de *elasticiteitstheorie* te noemen, is opgebouwd.

Zekerheid tegen vervorming.

Bekijken we nu den eersten eisch, de zekerheid tegen vervorming, dan merken we op, dat bij sterkere belasting van het vakwerk tenslotte de vloeigrens bereikt zal worden. De staaf zal echter niet kunnen meegeven, wanneer nog niet in *alle* vezels de vloeigrens bereikt is. Maar dan is immers de spanning gelijk verdeeld en zijn de secundaire spanningen dus verdwenen, althans wanneer we voorloopig aannemen, dat de vloeigrens voor alle vezels even hoog ligt. Door het vloeien stellen zich dus de spanningen, alvorens de constructie meegeeft, zoo gunstig mogelijk in. Hetzelfde geldt b.v. voor een gebogen ligger. Deze zal geen groote vervormingen vertoonen, voordat over de geheele doorsnede, tot dicht bij de

neutrale as, de vloeigrens is bereikt. Ook zal b.v. een aan weerszijden ingeklemde, gelijkmatig belaste ligger, waarin volgens de elasticiteitstheorie elk der inklemmingsmomenten 2 keer zoo groot is als het veldmoment, niet mee kunnen geven, voordat alle drie momenten de vloeigrens hebben bereikt, dus gelijk zijn geworden. De Hollandsche hoogleeraar prof. Kist en onafhankelijk van hem de Hongaarsche ingenieur v. K a z i n c z y hebben een kleine twintig jaar geleden het eerst op deze gunstige werking van het vloeien, van de taaiheid van het vloeistaal, op de krachtsverdeling in statisch onbepaalde systemen gewezen. Op deze wijze berekend, volgens de z.g. *plasticiteitstheorie*, stellen de spanningen zich dus zoo gunstig mogelijk in, hebben we dus alleen primaire of noodzakelijke spanningen, althans volgens de definitie, daarvan zooeven gegeven.

Volgens de plasticiteitstheorie worden dus de *spanningen berekend volgens een spanningsverdeeling, die eerst in een hooger belastingsstadium zal optreden*. Deze wijze van berekening, die bij de bepaling van de inwendige spanningsverdeling in constructies in gewapend beton reeds van den aanvang af werd gevolgd, is de eenig juiste om de zekerheid van een constructie te beoordeelen. De op deze wijze berekende spanningen zijn dus geheel verschillend van de *werkelijk bij de gebruiksbelasting optredende*. Daar de opvatting, dat het doel van onze berekeningen zou zijn de werkelijk optredende spanningsverdeling te bepalen, nog zeer verbreid is, moge ik er hier nog eens nadrukkelijk op wijzen, dat de werkelijk in een constructie optredende maximum spanningen een absoluut verkeerd beeld geven van de aanwezige zekerheid, om de doodeenvoudige reden, dat deze spanningen, althans de secundaire, bij verdere belasting niet evenredig met de belasting toenemen.

Keeren we thans terug tot de getrokken staaf. Er bestaat geen enkel bezwaar tegen, deze, wat de zekerheid tegen vervorming betreft, volgens de plasticiteitstheorie te berekenen, de secundaire spanningen dus te verwaarloozen en de spanning zoo gunstig mogelijk verdeeld aan te nemen. De spanningsverhoging langs de boutgaten, die den grootsten invloed heeft, is trouwens ook vroeger nooit in rekening gebracht, terwijl reeds Engesser wees op de mindere gevaarlijkheid der secundaire spanningen in het algemeen. Wel blijkt uit recente proeven van Eiselin en Bierett, waarop ik straks nog terug kom, dat de plasticiteitstheorie niet geheel de werkelijkheid weergeeft, maar de uit die proeven getrokken conclusies zijn voorloopig niet geschikt om als basis voor berekeningen te dienen. Ze zijn hoogstens geschikt om bepaalde kleine afwijkingen van de plasticiteitstheorie te verklaren.

We namen echter tot nu toe aan, dat in de getrokken, door boutgaten verzwakte staaf overal een *lijnsparing* heerscht, terwijl in werkelijkheid tengevolge van de boutgaten een zeer ingewikkelde *vlakspanningstoestand* aanwezig zal zijn, vooral wanneer de grootste boutverzwakking, zooals dikwijls voorkomt, in schuine doorsneden optreedt. Voor het bepalen van de draagkracht van zulke doorsneden werden tot voor kort globale aannamen gedaan, waar-

bij zooals mij uit berekeningen en ook proefondervindelijk bleek, de draagkracht sterk werd overschat. Om de werkelijke draagkracht te kunnen bepalen moet men ten eerste weten, welke spanningstoestand daar optreedt alvorens groote vormveranderingen beginnen te ontstaan, in het hoogere belastingsstadium dus, en ten tweede hoe hoog bij dezen spannings-toestand de vloeigrens ligt. Uit een trekproef met een staaf van b.v. rechthoekige doorsnede kan n.l. gemakkelijk bepaald worden bij welke lijnsparing de vloeigrens is gelegen, maar om daaruit te kunnen concluderen tot de vloeigrens bij een willekeurig vlakspanningstoestand, dus voor het geval, dat ook op twee tegenover elkaar liggende zijvlakken van de trekstaaf trek- of drukspanningen werken, moet eerst bekend zijn, welke grootte maatgevend is voor het vloeien. Hierover zijn verschillende hypothesen opgesteld, waarbij o.a. de maximum normaalspanning, de maximum specifieke rek, de maximum schuifspanning, de specifieke vormveranderingsarbeid, de specifieke gedaanteveranderingsarbeid, etc. voor het vloeien verantwoordelijk werden gesteld. Nu is uit het materiaalonderzoek gebleken, dat het vloeien voornamelijk geschiedt door *verschuivingen in de kristallieten*, waaruit het bouwstaal is opgebouwd. Ook is uit het onderzoek van kunstmatig gekweekte éénkristallen, dat meer ligt op het gebied van de experimenteele physica, gebleken, dat zulke verschuivingen plaats vinden langs kristallografisch bepaalde schuifvlakken, in de richting van een kristallografische as. Ze beginnen op te treden, wanneer de in die vlakken heerschende *werkzame schuifspanning*, d.i. de ontbondene van de schuifspanning in de richting van die kristallografische as, een bepaalde grootte bereikt. Hieruit valt m.i. te concluderen, dat alleen die hypothesen juist kunnen zijn, die aan spanningstoestanden, waarbij in geen enkel vlak schuifspanningen optreden, geen invloed op de plastische vervormingen toekennen. Aan dezen eisch voldoet de hypothese van de *maximum schuifspanning*, de z.g. hypothese van Mohr-Coulomb-Guest. Het is logisch hierbij aan te nemen, dat de plastische vervormingen ontstaan door verschuivingen langs de vlakken der maximum schuifspanning, dus langs z.g. banale, niet kristallografisch bepaalde schuifvlakken. Van de genoemde hypothesen voldoet verder alleen de hypothese van de specifieke *gedaanteveranderingsarbeid*, die van Huberv. Mises-Hencky, aan den zooeven gestelden eisch. Waar hier geen voorkeur voor bepaalde vlakken bestaat, ligt het voor de hand hierbij te onderstellen, dat de plastische vervormingen, althans voor zoover dit naar buiten blijkt, op dezelfde wijze plaats hebben als de elastische, het materiaal dus quasi-isotroop blijft.

Het mocht mij gelukken zoowel volgens de eene als volgens de andere hypothese den spanningstoestand tusschen de boutgaten te bepalen (7) (8). Hierbij bleek, dat als gevolg van de kleine plastische vervormingen, die optreden alvorens de doorsnede als geheel meegeeft, steeds juist die vlakspanningstoestand zich instelt, die de grootst mogelijke draagkracht geeft. Bij symmetrisch gelegen schuine doorsneden bleek bovendien een schuine instelling

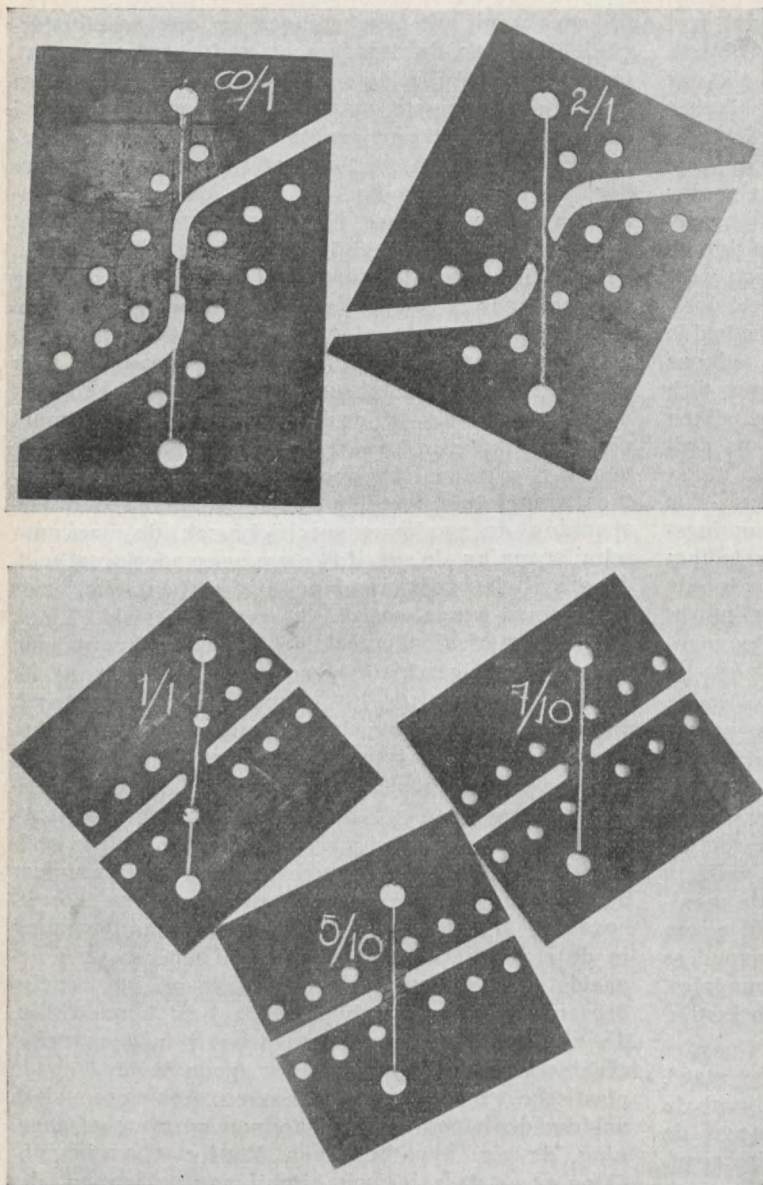


Fig. 1 en 2. Proeven ter bepaling van den weerstand van een plaat tusschen nagels in een scheeve rij (7).

van de door die doorsneden overgebrachte krachten een nog grootere draagkracht te kunnen leveren. Ook hier kon bewezen worden, dat juist die afwijkingshoek zal optreden, die de grootste draagkracht geeft. Voor het bepalen van de juiste boutverzwakking voor dergelijke gevallen konden eenvoudige formules worden opgesteld, waarbij ik de hypothese van Mohr-Guest, die aan den veiligen kant blijft, aanhield. De hypothese van Huber-Hencky geeft trouwens voor dit geval practisch dezelfde uitkomsten. Door proeven in het Laboratorium voor Materiaalonderzoek werden deze formules bevestigd.

Voor het bepalen van den afwijkingshoek van de door symmetrisch gelegen doorsneden overgebrachte kracht was door mij ook berekend in welke richting zich twee aan weerszijden van zoo'n verzwakte schuine doorsnede bevindende deelen bij het vloeien t.o.v. elkaar bewegen, welke richting ik de *vloeirichting* noemde. Nu bleek daaruit, dat deze vloeirichting

richting bij de twee aangenomen mechanismen der plastische vervorming zeer verschillend was, zoodat zich hier dus een mooie methode voordeed om proefondervindelijk vast te stellen of een dezer aannamen met de werkelijkheid overeenkwam. Bij deze proeven, genomen met proefstukken uit gewoon vloeijzer, het z.g. St. 37, kwam tot uiting, dat dit materiaal inderdaad bij de plastische vervorming *quasi-isotroop* blijft.

Daar bij deze vervormingswet de spanningen zich zoo bleken in te stellen, dat de gedaanteveranderingsarbeid minimum wordt, was hieruit tevens te concludeeren tot de juistheid van de plasticiteitshypothese van Huber-v. Mises-Hencky voor dit materiaal. Immers volgens deze vloeivoorwaarde is juist de gedaanteveranderingsarbeid voor de plastische vervorming maatgevend, zoodat dus zoo klein mogelijke plastische vervormingen zullen optreden, de weerstand tegen vervorming bijgevolg zoo groot mogelijk moet zijn. Dit is n.l. geheel in overeenstemming met het gedrag bij lijnspanning en blijkens de *Wet van minimum vormveranderingsarbeid*, evenzoo bij elken willekeurigen spanningstoestand in het elastische gebied. Voor meerdere bijzonderheden moet ik naar mijn publicaties verwijzen (9). Alleen moet opgemerkt worden, dat volgens deze plasticiteitsvoorwaarde de toe te laten schuifspanning slechts 0,577 maal de toegelaten trekspanning mag bedragen, dus veel minder dan in de meeste voorschriften wordt toegelaten.

Een toepassing van de plasticiteitstheorie op de inwendige spanningsverdeling in een op buiging belaste doorsnede kan ik niet aanbevelen. Zoover kon worden nagegaan neemt men in de vele publicaties, die in den laatsten tijd over dit punt handelen, steeds aan, dat de buigspanningen aan weerszijden van de neutrale

as respectievelijk de vloeigrens en de stuikgrens moeten bereiken, alvorens de doorsnede meeg geeft, en verwaarloost daarbij de schuifspanningen die, wanneer in dezelfde doorsnede een dwarskracht optreedt, zooals boven de steunpunten van doorgaande liggers, toch eveneens moeten worden opgenomen. Een juiste berekening volgens de plasticiteitstheorie kan hier weinig voordeel geven, zoodat hier beter op de gewone manier, dus volgens de Wet van Hooke, gerekend kan worden (10). Wel geeft de plasticiteitstheorie voordeel bij liggers met rechtehoekige doorsnede, zooals b.v. bij de berekening van hoekijzers, waarvan de flenzen uit elkaar worden gebogen.

Op de berekening van doorgaande liggers en statisch onbepaalde staafverbindingen kom ik bij de bespreking van den derden eisch nog terug.

Hier zij er echter nog op gewezen, dat in gevallen, waarbij ook plaatselijke plastische vervormingen

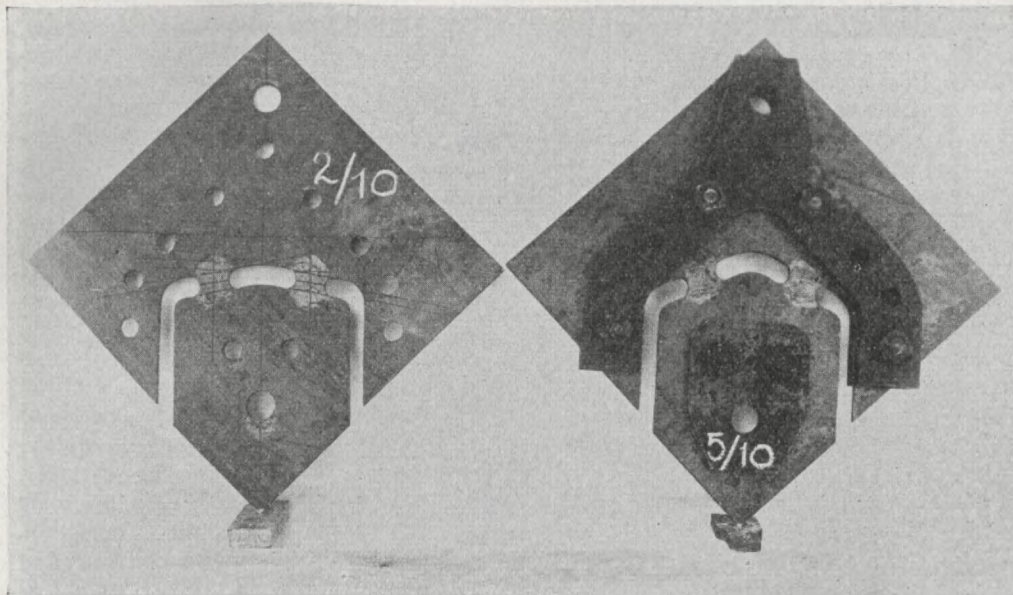


Fig. 3. Proeven ter bepaling van den weerstand van een plaat tusschen nagels in een scheefrij bij symmetrisch gelegen doorsneden.

moeten worden vermeden, zooals b.v. bij groote scharnierconstructies, waar gat en bout cirkelvormig moeten blijven, de eisch moet worden gesteld, dat nergens de vloeigrens, of zoo mogelijk zelfs de evenredigheidsgrens, wordt overschreden, dus volgens de elasticiteitstheorie moet worden gerekend.

Zekerheid tegen breuk.

We komen nu tot den tweeden eisch: de zekerheid tegen breuk.

De z.g. *breukgrens* van gewoon vloeijzer ligt minstens bij 37 kg/mm^2 , vandaar de tegenwoordige benaming St. 37. Maar daar hebben we niet veel aan, omdat volgens den eersten eisch de gemiddelde spanning toch de vloeigrens niet mag overschrijden, die ongeveer $\frac{2}{3}$ van de breukgrens bedraagt. Toch kan het ook bij statische belasting voorkomen, dat de breukgrens eerder bereikt wordt dan de vloeigrens. We zagen immers reeds, dat spanningstoestanden, waarbij in geen enkel vlak schuifspanningen optreden, nooit plastische vervormin-

gen kunnen geven. Bij drieassige spanningstoestanden, waarbij de drie hoofdtrekspanningen weinig van elkaar verschillen, zooals b.v. voorkomen in een ronde staaf, waarvan de doorsnede plaatselijk sterk wordt verminderd, is het dus mogelijk, dat de cohaesie van het materiaal eerder overwonnen wordt dan de schuifweerstand. Er treedt dan een *plotselinge breuk* zonder voorafgaande plastische vervorming op.

Door het afwezig zijn van plastische vervormingen kan ook de ontlasting der sterkst belaste deelen door de minder belaste niet plaats vinden, zoodat de volgens de elasticiteitstheorie berekende maximumspanningen maatgevend zijn voor breuk. Dergelijke ongunstige ruimtespanningstoestanden moeten dus bij staalconstructies absoluut vermeden worden.

Een andere, meer bekende reden voor het ontstaan van breuk beneden de vloeigrens, ook bij lijnspanning, is de *herhaalde belasting*, waardoor een zgn. *vermoeidheidsbreuk* kan ontstaan. Bekend zijn vooral de proeven van Wöhler en Bauschinger, waaruit bleek, dat de breukspanning bij herhaalde

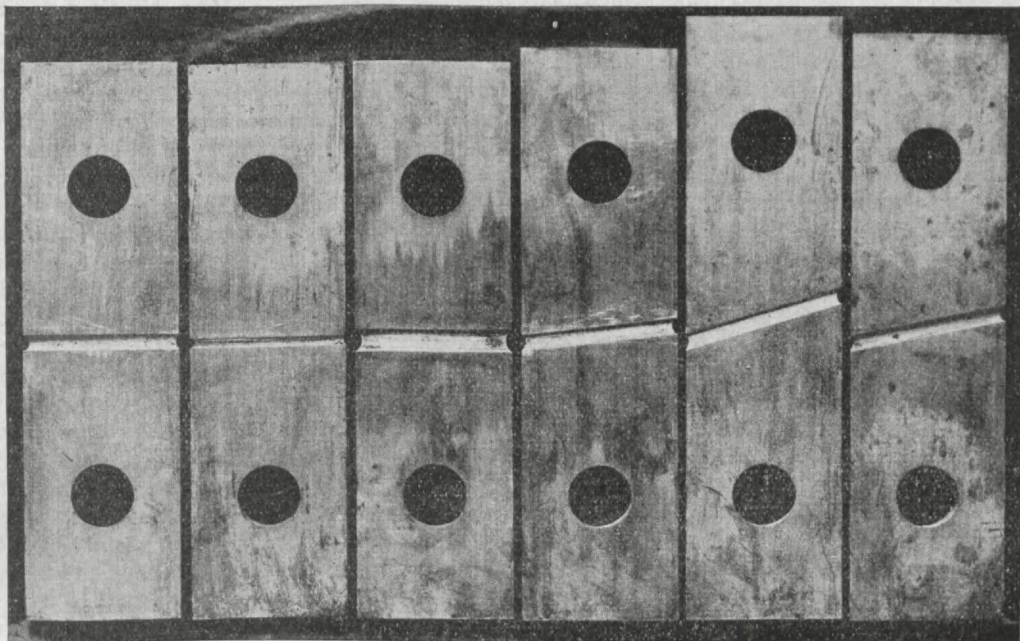


Fig. 4. Proeven ter bepaling van de vloeirichting, waaruit kon worden geconcludeerd, dat het materiaal ook bij de plastische vervormingen quasi-isotroop blijft (9).

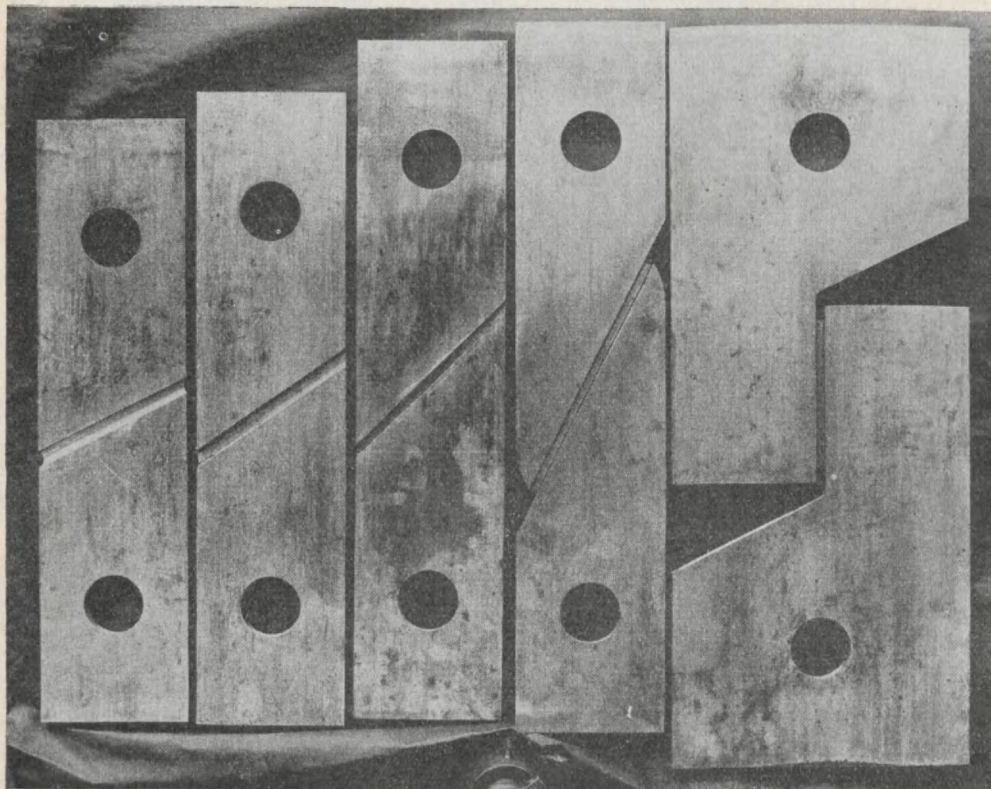


Fig. 5. Proeven ter bepaling van de vloeirichting, waaruit kon worden geconcludeerd, dat het materiaal ook bij de plastische vervormingen quasi-isotroop blijft (9).

belasting afhankelijk is van de spanningsgrenzen, waartusschen de belasting wisselt. Deze breukspanning werd de *arbeidsvastheid* genoemd. Wisselt de spanning tusschen nul en een bovenste grens, dan wordt de arbeidsvastheid *oorsprongsvastheid* genoemd, wisselt ze tusschen gelijke trek- en drukspanningen dan spreekt men van *trillingsvastheid*. Bauschinger legde de resultaten van zijn onderzoekingen vast in een twaalfstal stellingen. De oorsprongsvastheid bleek ongeveer bij de vloeigrens te liggen. Bij wisseling tusschen spanningen van gelijk teeken lag de arbeidsvastheid boven de vloeigrens, dus was niet maatgevend, bij wisseling tusschen trek en druk lag ze echter beneden de vloeigrens, dus moest er bij de dimensionering rekening mee gehouden worden. Dit verschillend gedrag vindt zijn oorzaak daarin, dat bij wisseling tusschen spanningen van gelijk teeken, zoolang de absoluut grootste spanning nog beneden de vloeigrens blijft, na de eerste belasting geen plastische vervormingen meer optreden, bij wisseling tusschen trek en druk daarentegen wel. Een vermoeidheidsbreuk is n.l. alleen mogelijk, wanneer ook op den duur plastische vervormingen blijven optreden. Hoewel nog niet precies bekend is, wat zich hierbij in de kristallen afspeelt, kan men wel zeggen, dat door de voortdurende verschuivingen langs daarvoor gunstig georiënteerde vlakken, die ook met warmteontwikkeling gepaard gaat, langzamerhand kleine scheurtjes ontstaan, die zich tenslotte tot grootere scheuren aaneensluiten.

Hoewel bij de proeven van Wöhler en Bauschinger veel grootere frequenties werden toegepast dan bij bruggen en andere draagconstructies

kunnen voorkomen, heeft men toch gemeend ermee rekening te moeten houden, dus voor tusschen druk en trek belaste deelen minder spanning te moeten toelaten. Toch komt men daar langzamerhand weer eenigszins van terug. Door de lange rustpoozen kan n.l. het materiaal zich door de z.g. *elastische nawerking* weer eenigszins herstellen. De maximum belasting, waarop een brug berekend is, komt b.v. bij spoorwegbruggen niet bij elken treinovergang voor, bij bruggen voor gewoon verkeer zelden of nooit.

Nu gelden de proeven van Wöhler en Bauschinger alleen, wanneer de

vervorming vrij kan plaats hebben, dus voor primaire spanningen. Bij secundaire spanningen (11) doet zich een ander geval voor, immers hier wordt de vervorming begrensd door de als gevolg van de primaire spanningen ontstaande vormveranderingen. Zoolang de primaire spanningen de vloeigrens niet overschrijden, kan deze vervorming dus slechts betrekkelijk gering zijn. Hier wisselt dus niet de spanning, maar de rek tusschen bepaalde grenzen en is de spanning de afhankelijk variabele, waardoor, zooals ik reeds in mijn sinds 1927 verstrekte collegedictaten uiteenzette, niet direct te zeggen is, welke invloed de secundaire spanningen op de arbeidsvastheid hebben, wel dat hun invloed veel kleiner is dan die van de primaire spanningen, dit in tegenstelling met de in de toonaangevende literatuur gehuldigde opvatting als zouden de secundaire spanningen de breukvastheid niet beïnvloeden, omdat de breukrek niet bereikt kan worden. Door proeven met een eenvoudig geconstrueerd toestel, waarin een ronde staaf afwisselend krom en daarna weer recht gebogen werd, genomen in het Laboratorium voor Materiaalonderzoek, waarbij voorzoover mij bekend voor het eerst een *herhaalde belasting tusschen bepaalde rekgrenzen* werd uitgevoerd, kon ik aantoonen, dat inderdaad breuk door secundaire spanningen, niet grooter dan die in bruggen voorkomen, mogelijk is, ook wanneer deze volgens de elasticiteitsleer wisselen tusschen spanningen van hetzelfde teeken, dus volgens de proeven van Bauschinger zoo gezien geen invloed zouden hebben. Ook kon het juiste verloop van de hysteresis worden aangegeven, waaruit in tegenstelling met het in de literatuur aangegeven ver-

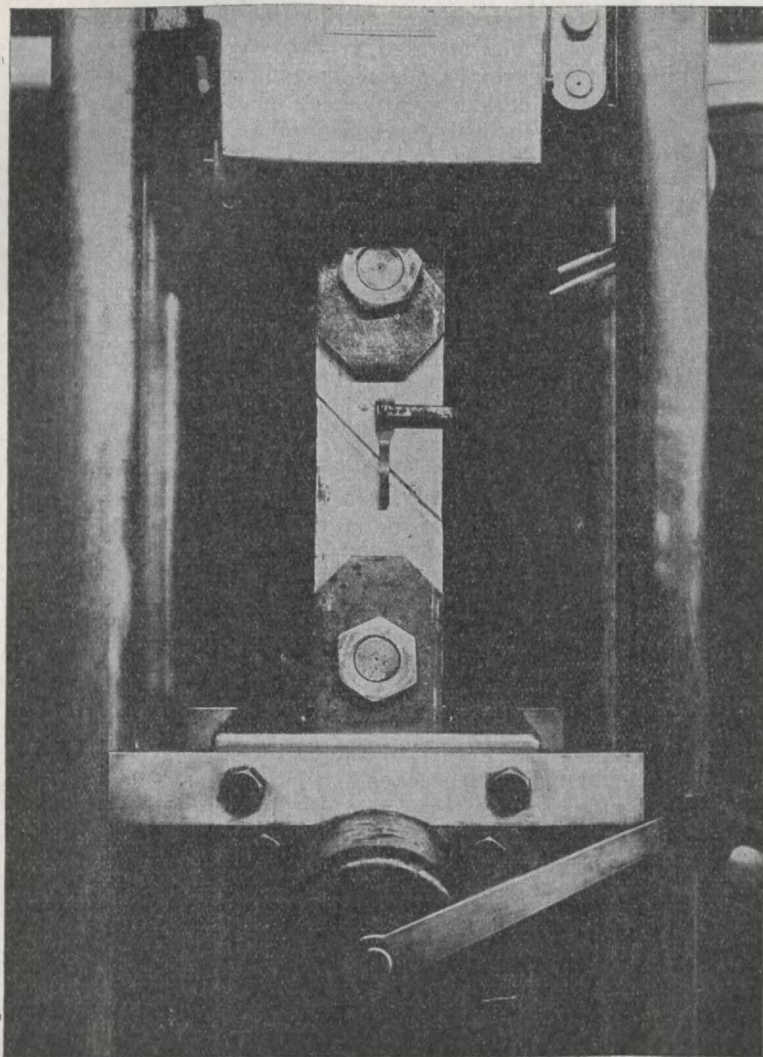


Fig. 6. Proeven ter bepaling van de vloeirichting, waaruit kon worden geconcludeerd, dat het materiaal ook bij de plastische vervormingen quasi-isotroop blijft (9).

loop, duidelijk blijkt, dat ook alleen op trek belaste staven, die dus door de primaire spanningen nooit beneden de vloeigrens kunnen breken, dit door de secundaire spanningen wel kunnen doen, omdat deze daar in werkelijkheid tusschen trek en druk kunnen wisselen (12). Dit was in zekeren zin ook in strijd met de in 1922 door Wilson en Haigh gepubliceerde proeven (13). Zij vonden n.l. dat een staaf met een gat erin even sterk was tegen herhaalde belasting als een volle staaf met dezelfde nettodoorsnede, dat de secundaire spanningen dus geen invloed hadden. Eenige jaren geleden door Graf genomen proeven, die nog steeds worden voortgezet, bevestigden echter mijn conclusies volkomen. Hierbij bleek, dat een staaf met een gat erin een gelijk over de netto doorsnede verdeeld gedachte oorsprongsvastheid heeft, die bij trek slechts ongeveer $\frac{3}{4}$ is van die van een volle staaf. Volgens zijn eenige maanden geleden gepubliceerde proeven met op druk belaste staven bleken deze zich gunstiger te gedragen. Maatgevend werd beschouwd de weerstand tegen twee miljoen lastwisselingen. Dat in bruggen zelden

breken door herhaalde belasting zijn geconstateerd kan dus alleen aan de veel geringer frequentie der spanningswisselingen worden toegeschreven.

Uit de grootsch opgezette proeven van Graf bleek bovendien de groote invloed van de walshuid (14). Staven met walshuid hadden n.l. een veel kleinere vastheid dan gepolijste staven wat, in verband met de door de kleine oneffenheden ontstaande spanningsverhoogingen, (secundaire spanningen dus ook), begrijpelijk is. Daar de staven in bouwwerken met walshuid worden gebruikt, is deze vastheid natuurlijk maatgevend. Vooral was van belang, dat hoogwaardig staal, o.a. het tegenwoordig in Europa reeds veel toegepaste St. 52, met een ongeveer 40% hogere vloeigrens dan St. 37, het gewone vloeijzer, bij geboorde staven slechts een ongeveer 10% hogere oorsprongsvastheid bleek te bezitten. Het tot nu toe vervaardigde hoogwaardige staal zal daarom alleen tot zijn recht komen, wanneer de spanning slechts weinig wisselt, dus een groote voorspanning aanwezig is, want dan eerst kan de vloeigrens worden uitgenut. Het kan dus voordeel geven voor bruggen met betrekkelijk groot eigengewicht, dus van groote overspanning; ook de besparing op het eigen gewicht komt daar trouwens meer tot haar recht; immers hierdoor worden niet alleen de toegelaten spanningen groter, maar ook de staafkrachten kleiner.

Bijzonder interessante uitkomsten gaven ook de vermoeidheidsproeven met *electrisch gelaschte verbindingen*. De secundaire spanningen, ontstaan door de ongelijkmatige verdeling van de spanning in de lasnaden, zijn hierbij, stompe lasschen uitgezonderd, zoolang de even-

redigheidsgrens nog niet wordt overschreden, van dezelfde orde van grootte als bij geboorde staven, dus om de gedachte te bepalen ongeveer 250% van de primaire. Men zou dus verwachten, dat door de gunstige werking van de plasticiteit de vastheid bij herhaalde belasting hier evenveel door beïnvloed zou worden als bij boutverbindingen, dus ongeveer 25% zou worden verlaagd. Dit bleek echter niet zoo te zijn. De arbeidsvastheid bleek veel lager te liggen. Men dacht dit eerst te moeten verklaren door onvoldoende plasticiteit van het laschmateriaal. Proefstukken van denzelfden vorm als de gelaschte verbinding, echter geheel uit vloeistaal, zonder lassching vervaardigd, gaven echter dezelfde resultaten, zoodat de oorzaak moest worden gezocht in den vorm van de lasschen.

De gedeeltelijke verklaring voor dit gedrag werd gegeven door Bierett. Door zeer nauwkeurige in 1931 gepubliceerde metingen aan een groot model van een boutverbinding, uitgevoerd in het groote Laboratorium voor Materiaalonderzoek te Berlin-Dahlem, stelde hij vast, dat de evenredigheidsgrens

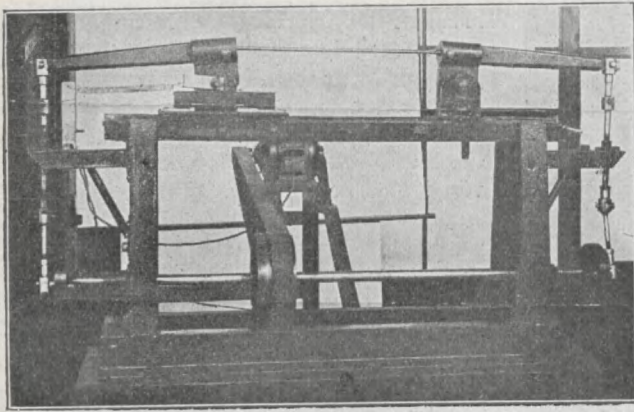


Fig. 7. Proef te bepaling van den weerstand van St. 37 tegen herhaalde belasting tusschen bepaalde reksgrenzen (12).

in de aan het boutgat grenzende vezels 2,7 maal zoo hoog lag als de aan een prismatische trekstaaf bepaalde. Deze verhooging van de evenredigheidsgrens en ook van de elasticiteitsgrens, was in 1924 reeds door Eiselin ontdekt, doch er werd tot een paar jaar geleden weinig aandacht aan geschonken. Ze blijkt volgens nadere onderzoekingen overal op te treden, waar de spanning zich ongelijkmatig verdeelt. Bierett stelde nu proefondervindelijk vast, dat deze verhooging bij gelaschte verbindingen veel minder bedraagt dan bij boutverbindingen, plastische vervormingen daar dus eerder beginnen op te treden bij overigens in het elastische gebied gelijke maximum spanningen. Hierdoor is dus de mindere weerstand van gelaschte verbindingen tegen herhaalde belasting verklaard. Door verbetering van den vorm zal dus getracht moeten worden hieraan tegemoet te komen.

Ook bleek uit de metingen van Bierett, dat de spanning langs een boutgat beneden de evenredigheidsgrens hoger is dan tot nu toe algemeen werd aangenomen. Ze bleek n.l. meer dan 4 keer de gemiddelde te zijn, terwijl ze tot nu toe op ongeveer 2,5 maal de gemiddelde werd aangenomen. Deze uitkomst stemt goed overeen met een in 1928 door Reissner gegeven berekening. Daar staat echter tegenover, dat de elasticiteitsgrens daar 2,7 keer zoo hoog ligt als bij een prismatische staaf, zoodat het voor de arbeidsvastheid niet veel verschil maakt. Kuntze gaf nog een methode aan om bij staalsoorten met sterk uitgesproken vloeigrens, bij bekende spanningsverdeling, te bepalen bij welke belasting plastische vervormingen beginnen op te treden. Hierbij stelde hij het z.g. weerstandsgemiddelde gelijk aan de vloeigrens.

Te concluderen valt nog, dat er nog een andere oorzaak kan zijn voor breuk beneden de vloeigrens, ook bij statische belasting. Bij zeer sterke spanningsspitsen, zooals die bij plotselinge doorsnede-varianten kunnen optreden, kan n.l. de elasticiteitsgrens zoodanig verhoogd worden, dat de cohesievastheid van het materiaal wordt overschreden, waardoor dus ook een plotselinge *brosse breuk* ontstaat. Dergelijke plotselinge overgangen komen echter in goede constructies niet voor.

Een bevredigende verklaring voor het hier geschetste eigenaardige gedrag van het ijzer is nog niet gegeven. Onderzoekingen zijn nog in vollen gang. Het kan niet genoeg geapprecieerd worden, dat in een door de economische depressie zoo sterk getroffen land als Duitschland, nog steeds groote sommen gelds beschikbaar worden gesteld voor wetenschappelijk onderzoek, waarvan de geheele wereld profiteert. Het moet dan ook betreurd worden, dat hier te lande zoowel als in Holland geld noch gelegenheid beschikbaar is om dergelijke proeven te doen, tenzij men toevallig het geluk heeft daarvoor een zeer eenvoudige methode te bedenken.

Veiligheidsmarge voor vervorming en breuk.

De twee besproken eischen samenvattend gaat men nu bij de dimensionering van bruggen en andere staalconstructies als volgt te werk. Men berekent, al naar den aard van het probleem, de spanningen volgens elasticiteits- of plasticiteitstheorie en stelt den eisch, dat de zoo bepaalde, de berekende spanning, een zekere toegelaten spanning niet overschrijdt. Ook bij berekening volgens de elasticiteitstheorie worden echter plaatselijke spanningsverhoogingen, als b.v. door boutgaten, steeds verwaarloosd, dus wordt gedeeltelijk toch volgens de plasticiteitstheorie gerekend. Bij bruggen komen ter bepaling van de berekende spanning b.v. als z.g. *hoofdbelastingen* in aanmerking het eigen gewicht, de mobiele belasting (vermenigvuldigd met een *schokcoëfficiënt* om de *dynamische* werking in rekening te brengen) en eventueel middelpuntvliedende krachten (bij bruggen in bogen). *Toevallige belastingen* zijn die door wind- en remkrachten, eventueel aardbevingen. De tot nu toe in verschillende voorschriften aangegeven toegelaten spanningen worden bepaald uit de voorwaarde, dat in deelen, waar de berekende spanning niet van teeken wisselt, de vloeigrens niet mag worden overschreden, dus volgens den eersten eisch, in deelen, waar dit wel het geval is, de arbeidsvastheid niet bereikt mag worden, volgens den tweeden eisch dus. De arbeidsvastheid wordt echter langzamerhand hoger gesteld dan die, welke uit de proeven van Bauschinger werd afgeleid, om redenen reeds zooeven genoemd. Omdat echter in de berekende spanning verschillende omstandigheden nog niet zijn verdisconteerd, stelt men de toegelaten spanning ongeveer 35% lager dan de vloeigrens resp. arbeidsvastheid.

In verband met den eersten eisch is deze veiligheidsmarge noodig om ermee rekening te houden, dat de werkelijke doorsnede van staven kleiner kan zijn dan die, waarop werd gerekend, doordat ze niet zuiver aan de maat zijn, roestvorming, e.d. Ook kan b.v. de toestand ongunstiger zijn dan uit de berekende spanning volgt, doordat van verschillende constructiedeelen de berekening nog zeer onvolkomen is, zooals o.a. van de knooppuntsverbindingen in vakwerken (15). Het mocht mij echter eenige jaren geleden gelukken hiervoor een eenvoudige berekeningswijze te vinden, waarbij bleek, dat de knooppunten door het overbrengen van de krachten van de wandstaven naar de randen als regel

reeds zoo sterk belast worden, dat ze in geen geval nog, zooals dikwijls gebeurt, als laschplaat van deelen van de randen gebruikt mogen worden. Ook blijkt het bij bruggen gewenscht, versterkingsplaten van de randen, die in een bepaald knooppunt moeten eindigen, voorbij het theoretisch knooppunt tot het andere eind van de knooppunt door te trekken (16).

Het spreekt vanzelf, dat als men meer nauwkeurig rekent en b.v. ook de boutverzwakking bepaalt op de wijze zooals zoo juist werd besproken, men de veiligheidsmarginen feitelijk kleiner zou mogen nemen. De constructie blijft dan even sterk als volgens de minder nauwkeurige methode, maar men bespaart materiaal in die deelen, waar het verschil in berekening niet tot uiting komt. Meestal is men echter aan bepaalde voorschriften gebonden.

Voor den tweeden eisch komen natuurlijk dezelfde factoren in aanmerking, maar men heeft het voordeel, dat zelden voorkomende belastingen, zooals winddruk, remkrachten, aardbeving, e.d. geen invloed kunnen hebben op breuk door herhaalde belasting, hoewel hierbij moet worden opgemerkt, dat in den aangenomen winddruk ook de zijdelingsche stooten van de mobiele last zijn verdisconteerd, die wel van invloed zijn. Een nadeel is echter, dat in de veiligheidsmarginen ook moet worden geborgen de invloed van de in de berekening niet in aanmerking genomen secundaire spanningen. Dat deze invloed inderdaad bestaat, althans bij groote frequentie van de spanningswisselingen, is thans voldoende aangetoond. In verband met het feit, dat bij bruggen spanningswisselingen met veel geringer frequentie voorkomen dan bij de proeven, is echter m.i. de aangenomen veiligheidsmarginen bij goede constructies wel voldoende te achten. Proeven met dergelijke geringe frequentie zijn natuurlijk niet te nemen; ze zouden ongeveer 100 jaar moeten duren, n.l. langer dan de gedachte levensduur van de brug. De bestaande bruggen zelf zijn dus onze eenige proefobjecten en hieraan zijn voorzoover mij bekend, althans bij juiste constructie, zelden scheuren geconstateerd, die met zekerheid tot een vermoeidheidsbreuk konden worden teruggebracht. Toch zal gewaakt moeten worden tegen abnormaal hoge secundaire spanningen. Voor vakwerken lijkt het mij b.v. beter de buigspanningen door de stijve knooppunten niet grooter te laten worden dan ongeveer $\frac{1}{4}$ van de primaire spanning, vooral juist, omdat de spanningen langs de boutgaten er evenredig door verhoogd worden (6). Op mijn colleges geef ik een eenvoudige methode om de orde van grootte van de secundaire spanningen te bepalen.

Na beëindiging van de proeven zal men natuurlijk tot een juistere bepaling van de toegelaten spanning kunnen komen door inplaats van de arbeidsvastheid volgens Bauschinger de door Graf bepaalde arbeidsvastheid aan geboorde staven als uiterste grens te stellen. Hierbij zal echter bij bruggen met de daar voorkomende veel kleinere frequenties moeten worden rekening gehouden (17).

Zekerheid tegen knik en plooiën.

Thans komt de derde eisch ter sprake: de zekerheid tegen knik en plooiën. Onder knik verstaat men

de neiging van een gedrukte staaf om bij een bepaalde drukkracht plotseling uit te buigen. Bij deze uitbuiging neemt dan als regel de weerstand van de staaf af, zoodat, wanneer zij deel uitmaakt van een draagconstructie, dit de instorting daarvan tengevolge kan hebben. Verreweg de meeste bruginstortingen zijn aan knik te wijten geweest. Maatgevend voor knik is dus het bereiken van een bepaalde labiele evenwichtstoestand (18), die afhankelijk is van de vormveranderingswetten van het materiaal en niet aan het bereiken van een bepaalde spanning is gebonden. Engesser gaf in 1895 voor het eerst een algemeen geldige knikformule voor een centrisc gedrukte volle staaf, waarbij hij na een opmerking van Jasinski de z.g. *knikmodulus* T had ingevoerd, terwijl v. Karman in 1910 de theorie nader uitwerkte. Deze knikformule van Engesser-Karman verschilt van die van Euler, doordat inplaats van de elasticiteitsmodulus E de knikmodulus T treedt.

Men spreekt van *slanke* staven, wanneer reeds knik optreedt vóór de gemiddelde spanning de *evenredigheidsgrens* bereikt, van *gedrongen* staven, wanneer dit geschiedt, *nadat de evenredigheidsgrens* reeds is overschreden.

De invoering van de knikmodulus T stelt ons in staat meer ingewikkelde knikproblemen, waarvan de oplossing in het elastische gebied, dus voor slanke staven, mogelijk is, in de meeste gevallen ook in formule te brengen voor het practisch van veel meer belang zijnde geval, dat het knikken zich afspeelt in het plastische gebied, dus voor gedrongen staven.

Zeër belangrijke en grootsch opgezette knikproeven worden sinds omstreeks 1926 genomen in het Laboratorium voor Materiaalonderzoek aan de E. T. H. in Zürich door Ros. Reeds in mijn sinds 1927 verstrekte collegedictaten wordt er echter op gewezen, dat de buigingsstijfheid van een gedrukte staaf even vóór het bereiken van de vloeigrens zeer gering is en dat ze, wanneer de drukspanning de vloeigrens heeft bereikt, zelfs nul wordt; dat de door Ros (en ook vroeger door Tetmajer) bepaalde hoge knikspanningen voor gedrongen staven dus alleen mogelijk zijn, wanneer de staaf bij de vloeigrens centrisc opstuikt en zoo zijn stijfheid tegen buiging herkrijgt. Waar altijd een kleine toevallige excentriciteit aanwezig is, mag daar niet op gerekend worden, zoodat aangenomen moet worden, dat een gedrukte staaf zijn gestrekte vorm nooit boven de vloeigrens kan handhaven. Eenige maanden geleden door Chwalla gepubliceerde theoretische onderzoekingen zijn hiermee in overeenstemming. Evenzoo de in 1930 bekend geworden proeven van Rein en de zoojuist gepubliceerde proeven van v. Irtson en Driessen. Practisch maakt het, althans wat de hoogte van de critische spanning betreft, niet veel verschil, omdat toch wegens den eersten eisch de vloeigrens niet mag worden overschreden. Toch blijkt, dat de volgens de Deutsche voorschriften aangenomen critische spanningen voor middelmatige slankheden, b.v. 60, nog te groot zijn.

Uit de proeven van v. Irtson en Driessen met gedrongen staven bleek tevens, dat, bij de daar gebezigde slankheden, na het bereiken van de

kniklast bij verdere uitbuiging de weerstand van de staaf snel afneemt. Dit is een gevolg van het feit, dat bij verdere uitbuiging de knikmodulus vermindert. Voor slanke staven geldt hetzelfde, als de randspanningen eenmaal de evenredigheids grens overschreden hebben. Er zij er hier nog op gewezen, dat volgens de voor grootere uitbuigingen in het elastische gebied geldende afleiding van Lagrange de weerstand bij uitbuiging juist zou moeten toenemen. Doordat reeds bij kleine uitbuigingen de evenredigheids grens wordt overschreden, geschiedt echter praktisch juist het omgekeerde. Op mijn colleges werd er dan ook steeds op gewezen, dat m.i. de plasticiteitstheorie niet op statisch onbepaalde vakwerken mag worden toegepast, zulks in strijd met de daarover bij voorstanders van de plasticiteitstheorie heerschende opvattingen. De plasticiteitstheorie gaat n.l. uit van de aanname, dat een staaf na het optreden van plastische vervormingen gaat meegeven bij constant blijvenden weerstand. In een statisch onbepaald vakwerk neemt nu bij het slapper worden van een staaf de staafkracht daarin naar verhouding af, zoodat tenslotte weer evenwicht ontstaat. Knikt de staaf echter uit, dan zal haar weerstand meer kunnen afnemen dan de op te nemen staafkracht, zoodat ze doorknikt en eerst bij sterk uitgebogen staaf en sterk gedaalden weerstand evenwicht mogelijk wordt (19). Voor het zoover is, kunnen echter reeds andere staven overbelast zijn, waardoor dan de constructie instort bij een belasting, die niet veel grooter is dan die, welke ze volgens de elasticiteitstheorie zou kunnen opnemen. Hieruit volgt ook, dat zakkingen van steunpunten van statisch onbepaalde vakwerken, die volgens de plasticiteitstheorie geen invloed op de draagkracht zouden hebben, wel degelijk de draagkracht kunnen verminderen. Voor temperatuursveranderingen geldt hetzelfde.

Nu zal men voor een statisch onbepaald vakwerk, indien er constructief geen bezwaren tegen waren de spanningen in alle staven uit te nutten, door het aannemen van een zoo gunstig mogelijke *voórspanning*, op de door H. Bleich in 1932 voor het eerst aangegeven wijze, dezelfde draagkracht vinden als volgens de elasticiteitstheorie, omdat een *voórspanning* nul het gunstigste is. De plasticiteitstheorie geeft hier dus geen besparing. Dat een andere spanningsverdeling dan volgens de elasticiteitstheorie niet tot minder materiaalverbruik leidt, is trouwens begrijpelijk als men bedenkt, dat hierbij de spanningen zich zoo instellen, dat de vormveranderingsarbeid minimum wordt. Immers volgens de rede-neering, waarmee ik aanving, is dan ook een minimum aan materiaal nodig (20).

Soms is echter het systeem zooveel-voudig statisch onbepaald, dat een bevredigende berekening volgens de elasticiteitstheorie practisch niet mogelijk is, zooals b.v. bij bruggen voorkomt, wanneer veel meer verbanden worden aangebracht dan voor de stabilisatie noodig zijn. In die gevallen is een berekening volgens de plasticiteitstheorie veel eenvoudiger, omdat men volgens deze theorie zooveel verbanden buiten rekening zal mogen laten als men wil; de extra verbanden zouden n.l. nooit de draagkracht kunnen verminderen, terwijl ze inderdaad de *stijf-*

heid verhoogen. Waar mij uit verschillende publicaties bleek, dat in gezaghebbende kringen deze opvatting nog steeds wordt gehuldigd, voel ik mij verplicht daar ernstig tegen te waarschuwen, hoewel ik in andere gevallen een sterk voorstander van de plasticiteitstheorie ben. Er zijn toch tal van gevallen te noemen, waarin door het aanbrengen van een extra staaf of verband een andere staaf of ander verband meer belast wordt, zoodat daar knik kan optreden, wat dan weer het uitknikken van andere staven met zich kan slepen. *Het aanbrengen van extra staven met het doel de constructie te versterken of te verstijven kan dus wel degelijk tot verzwakking van de constructie leiden.*

De afstand, waarover de uiteinden van een staaf tot elkaar zouden moeten naderen om de staafkracht in die staaf nul te maken, kan in verschillende gevallen meer dan tien maal zoo groot zijn als de elastische verkorting van de staaf op het moment van knikken, zoodat de op te nemen staafkracht bij het knikken slechts weinig zal dalen. Voldoende gegevens voor het bepalen van de vermindering van den weerstand van een staaf bij het knikken, als functie van de toenadering der uiteinden, zijn nog niet bekend. Met behulp van de dit jaar door Chwalla gepubliceerde gegevens is echter te berekenen, dat bij een staaf met een slankheid 100, waarin dus bij het begin van knikken nog ongeveer de volgens de elasticiteitstheorie bepaalde staafkracht heerscht, de weerstand reeds minder dan de helft van de oorspronkelijke kan zijn geworden en reeds absoluut ontoelaatbare uitbuigingen kunnen optreden, alvorens na overschrijding van de kniklast weer evenwicht mogelijk is (21); waarbij dus ondersteld wordt, dat niet reeds eerder andere staven bezwijken. Ook kon ik constructies aangeven, waarvoor door het aanbrengen van extra staven of ondersteuning de draagkracht meer dan de helft kleiner wordt (22).

Dat de plasticiteitstheorie niet op vakwerken van toepassing kan zijn, is ook in te zien als men bedenkt, dat door de plasticiteit, zooals ik destijds bij een verzwakte schuine doorsnede aantoonde, de groote weerstand wordt verkregen, doordat de spanningen zich zoo instellen, dat de gedaanteveranderingsarbeid zoo klein mogelijk wordt (9) en het knikverschijnsel een stabiliteitsprobleem is, dat met het ophoopen van een bepaalde hoeveelheid arbeid in het materiaal niet in verband staat.

In zijn eenige jaren geleden gehouden lezing over luchtschepen deelde de helaas zoo vroegtijdig om het leven gekomen kapitein dr. ir. C. P. M. M. Bogaerts mede, dat de verstijvingsringen van luchtschepen dikwijls 35-voudig statisch onbepaald zijn. In een gesprek, dat ik daarna met hem mocht hebben, deelde dr. ir. Bogaerts mij mede, dat deze ringen slechts als ongeveer 5-voudig statisch onbepaald berekend worden, dus ongeveer 30 staven bij de berekening worden verwaarloosd. Dit verwaarlozen van bepaalde staven schijnt in berekeningen op luchtvaartgebied gebruikelijk te zijn. Wij kwamen hierbij tot de conclusie, dat het zeer goed mogelijk was, dat bepaalde ongevallen met luchtschepen mede aan deze omstandigheid konden worden toegeschreven.

Het is dus m.i. gewenscht een vakwerk niet meer statisch onbepaald te maken dan voor stabilisatie en stijfheid — wat niet hetzelfde is — noodig is. Een eenvoudige beoordeeling van de volgens de elasticiteitstheorie optredende staafkrachten, die voor de sterkte als maatgevend moeten worden beschouwd, blijft dan mogelijk. Wanneer over het verloop van den weerstand van gedrukte staven bij het knikken meerdere gegevens bekend zijn, ook bij herhaalde belasting, zal het eventueel mogelijk zijn in bepaalde gevallen hiermee rekening te houden.

De verschillende knikgevallen, die zich bij staalconstructies voordoen, zijn in wezen zeer ingewikkeld. Van een vakwerk zijn vrijwel alle staven veerend ingeklemd, omdat ze bij het uitknikken tegenwerken de inklemmingsmomenten zullen ondervinden van de aansluitende trekstaven en de bij dien laststand eventueel meer knikzekere drukstaven. Gewoonlijk worden deze gunstige invloeden, die voor de diagonalen als regel grooter zijn dan voor de randen, verwaarloosd en wordt de systeemlengte van de staven als kniklengte aangenomen.

Werken echter de optredende complicaties ongunstig, dan moeten ze in rekening worden gebracht. Soms zijn b.v. de knooppunten van een vakwerk niet in alle punten als stijf vastgehouden te beschouwen. Dit geval kan zich b.v. voordoen bij de bovenranden van een open wandbrug of bij den onderrand van een als boog werkend kapsant, waarbij de knooppunten in een richting loodrecht op het vlak van het vakwerk als veerend ingeklemd zijn te beschouwen. Een goed inzicht in dergelijke meer ingewikkelde knikgevallen krijgt men door de *theorie der virtueele kniklengte* van prof. dr. ir. J. H. A. H a a r m a n, waarbij wordt uitgegaan van het feit, dat de staafas in uitgeknikten stand steeds uit een aaneenschakeling van sinuslijnen zal bestaan. Dit geldt, daar ter bepaling van de knikkracht steeds oneindig kleine uitbuigingen worden beschouwd, zoowel voor slanke als voor gedrongen staven. Met behulp van deze theorie stelde prof. H a a r m a n verschillende berekeningen op, o.a. ook voor het zoojuist genoemde geval.

In het algemeen kan men elk knikprobleem ook oplossen door voor de verschillende takken de differentiaalvergelijking op te stellen en de takken aan elkaar te doen sluiten. Op dit principe berust ook de algemeene methode voor het bepalen van de knikzekerheid van willekeurige staafsystemen, die werd gevonden door F. B l e i c h. Deze leidt tot een systeem van homogene lineaire vergelijkingen, z.g. knikvergelijkingen, die alleen een labiele evenwichtstoestand, dus knik, aangeven, wanneer de noemer-determinant nul wordt, wat dan de knikvoorwaarde geeft. Deze methode is echter vrij bewerkelijk en niet voor direct gebruik geschikt. Op de teekenzaal heeft men behoefte aan eenvoudige formules, die men slechts heeft in te vullen om de oplossing te verkrijgen. Voor het geval van de op gelijke afstanden veerend gesteunde staaf heeft B l e i c h daarom getracht tot een gesloten eindformule te komen. Door het opstellen van simultane differentievergelijkingen kwam hij daarbij tot de eerste exacte oplossing voor dit geval. Nu moet aan dergelijke ge-

bruiksformules ook de eisch worden gesteld, dat de afleiding voor den in de practijk staanden ingenieur gemakkelijk is na te gaan, dus dat niet gebruik wordt gemaakt van rekenmethoden, waarmee hij niet vertrouwd is. De afleiding van B l e i c h vereischt echter kennis van de door hem ontwikkelde speciale rekenmethoden en eveneens van de theorie der differentievergelijkingen. Daarna verschenen dan ook in Duitsche tijdschriften nog vrijwel elk jaar verhandelingen, waarin werd getracht op meer bevattelijke wijze tot een zij het dan niet exacte oplossing te komen. Het mocht mij gelukken, gebruik makende van de theorie der virtueele kniklengte van prof. H a a r m a n, een berekening op te stellen voor dit geval, door te bewijzen, dat de tusschensteunpunten bij het knikken ook op een sinuslijn zullen liggen, met één of meer golven, waarbij uit het bewijs direct de oplossing volgt. Deze berekening maakt van eenvoudige rekenmethoden gebruik, is bovendien exact en leidt tot een gesloten eindformule, die identiek is met die van B l e i c h (23). Het geval van door koppelplaten verbonden profielen, dat zich in de practijk zeer veel voordoet, berekende ik eveneens op deze manier (24).

Meer ingewikkeld nog dan knik is het *plooiverschijnsel*. Hieronder wordt verstaan het uitbuigen bij een bepaalde critische belasting van een meestal rechthoekige plaat, die aan drie of vier zijden is vastgehouden. Dit geval kan zich o.a. voordoen bij de wanden van gedrukte profielen en de lijfplaten van plaatijzeren liggers. De algemeene differentiaalvergelijking is gemakkelijk op te stellen, maar de oplossing daarvan is slechts in bepaalde gevallen mogelijk. Is oplossing via de differentiaalvergelijking niet mogelijk, dan staat nog een andere manier ter beschikking, die is gevonden door T i m o s h e n k o, en gebruik maakt van de benaderingsmethode van R i t z. B l e i c h heeft de uitkomsten van deze berekeningen voor practisch gebruik geschikt gemaakt. Beide methoden kleeft echter het nadeel aan, dat ze vrij bewerkelijk zijn en meer vertrouwde met bepaalde wiskundige methoden vooropstellen dan als regel aan de hoogeschole wordt verkregen, o.a. met de theorie der partiele differentiaalvergelijkingen en de dubbele reeksen van F o u r i e r. Het mocht mij gelukken, althans voor bepaalde gevallen, o.a. het plooien van de wanden van gedrukte profielen, eenige maanden geleden een veel eenvoudiger methode te vinden, die daar tot een exacte oplossing leidt. Op deze methode kom ik straks bij de bespreking van de berekening van alzijdig opgelegde platen in gewapend beton, waarop ze ook kan worden toegepast, nog nader terug. Ze heeft het voordeel, dat slechts van de gewone methoden der mechanica wordt gebruik gemaakt en de moeilijkheden niet, zooals bij de hiervoor besproken methoden, naar wiskundig terrein worden overgebracht. Hierdoor wordt een beter inzicht in het krachterspel verkregen, terwijl het nu ook mogelijk is de afleiding, die zeer kort is, op mijn colleges te behandelen. Waar op grond van mijn reeds vermelde proeven aangenomen werd, dat het materiaal in het plastisch gebied *quasi-isotroop* blijft, kom ik tot ongunstiger uitkomsten dan B l e i c h, die *anisotropie* aanneemt. In mijn

dezer dagen te verschijnen publicatie is dit nog nader toegelicht (25).

Bij de tusschensteunpunten van doorgaande plaatijzeren liggers treden tegelijk een groote dwarskracht en groot moment op, waardoor de dunne lijfplaat zoowel schuif- als buigspanningen zal hebben op te nemen. Het plooiën bij alleen voorkomende schuifspanningen zoowel als dat bij alleen voorkomende buigspanningen werd door Timoshenko opgelost. In het bovengenoemde geval heeft men echter te maken met een combinatie van deze beide, waarvoor eerst dit jaar door Stein een oplossing werd gegeven. In verband met het plooiverschijnsel lijkt het me, om dezelfde reden als zoojuist genoemd bij knik, ook niet gewenscht doorgaande plaatijzeren liggers, portalen, etc. volgens de plasticiteitstheorie te berekenen, hoewel, waar de plooi spanning meestal in het elastische gebied ligt, de toestand hier iets gunstiger is. De plasticiteitstheorie geeft hier trouwens, wanneer de weerstandsmomenten overal aan het maximum c.q. minimum moment worden aangepast, geen voordeel. Voor gewalste profielen, waar bij het plooiverschijnsel niet maatgevend is, is tegen toepassing van de plasticiteitstheorie geen bezwaar. Daar het weerstandsmoment hier constant is, dus in verschillende gedeelten een overmaat aan sterkte aanwezig is, zal ze hier ook tot materiaalbesparing aanleiding geven, omdat nu de meest belaste doorsneden door de minder belaste kunnen worden geholpen. De oplossing volgens de plasticiteitstheorie voor mobiele belasting is het eerst gevonden in 1932 door H. Bleich.

Veiligheidsmarge bij knik.

Het bepalen van de (on)zekerheid, waarmee de berekende spanningen beneden de *critische knik- of plooi spanning* moeten blijven, is een lastige kwestie. Men is er langzamerhand toe gekomen die zekerheid groter te nemen, naarmate de kritische spanning lager is. Hoewel niet een ieder het daarmee eens is, lijkt mij dit wel logisch. De knikzekerheid is er niet om met eventuele grootere drukkrachten rekening te houden, want daartoe behoort een voldoende zwaar belastingschema te worden aangenomen; bovendien zullen de door de dynamische werking van de belasting opgewekte spanningen (ondergebracht in den schokcoëfficiënt), die binnen een seconde vele malen van teeken wisselen, minder invloed op knik hebben dan die door de statische belasting. De veiligheidsmarge is alleen noodig om (behalve met eventueel te kleine doorsneden door roesten, etc.) rekening te houden met eventuele excentriciteit door het eigen gewicht van de staaf, kleine verbuigingen, trillingen, e.d. en met secundaire momenten. Op de drie eerstgenoemde invloeden is bij slanke staven veel meer kans dan bij gedrongen staven. M.i. weegt daar niet tegen op het feit, waarop v. Karmán het eerst de aandacht vestigde, dat inderdaad de invloed van kleine excentriciteiten op de kritische drukkracht bij gedrongen staven groter is dan bij slanke, en dat bij slanke staven na het bereiken van de kritische drukkracht de weerstand bij uitbuiging niet zoo snel afneemt.

De invloed van de secundaire momenten, die re-

sulteeren uit de secundaire spanningen, is geringer dan van primaire momenten, althans wanneer de staaf knikt in het vlak, waarin zij werken. Het is immers gemakkelijk in te zien dat ze, wanneer de staaf eraan toegeeft en uit gaat buigen, kleiner worden en bij verdere uitbuiging in tegengestelde richting, dus gunstig, gaan werken. Knikt de staaf echter loodrecht op het vlak, waarin de secundaire momenten werken, dan zal hun invloed niet verdwijnen. Bij knikken in die richting is echter de invloed van een bepaald moment geringer.

Wel blijkt echter, dat tegen knik een grooter veiligheidsmarge gewenscht is dan tegen vervorming, hetgeen in de meeste voorschriften bij zeer gedrongen staven niet tot uiting komt. Hoewel ik hierbij niet zoover zou willen gaan als onlangs door prof. v. I t e r s o n werd voorgesteld, kan ik dus in zoverre wel met de strekking van diens betoog accoord gaan.

Excentrisch gedrukte staven.

Een probleem dat, rekening houdende met de bijzondere eigenschappen van het vloeistaal, eerst eenige jaren geleden bevredigend werd opgelost, is dat van de excentrisch gedrukte oorspronkelijk rechte staven, in het plastisch gebied althans, een van de moeilijkste problemen van de mechanica. In het elastische gebied zal, zooals volgt uit de theorie der virtuele kniklengte, bij zeer kleine uitbuigingen de staafas een tak van een sinuslijn zijn met de werklijn der drukkracht als nullijn. Bij grooter uitbuiging mag de kromming niet meer gelijk gesteld worden aan de tweede afgeleide, zoodat de staafas t.o.v. de werklijn der drukkracht een tak zal zijn van de kromme, die de staafas volgens de afleiding van Lagrange aanneemt. Beschouwingen over het elastisch gebied hebben echter voor de bouwtechniek weinig beteekenis, daar bij de staven, die in bouwwerken gebruikt worden, reeds bij zeer kleine uitbuigingen de evenredigheidsgrèns wordt overschreden.

In het plastische gebied bestond de moeilijkheid daarin, op juiste wijze met de eigenaardige vormveranderingswetten van het vloeijzer rekening te houden. v. K a r m a n, die zich als eerste in 1910 met het probleem bezig hield, doch slechts kleine toevallige excentriciteiten beschouwde, neemt aan dat, evenals bij centrische belasting, bij de uitbuiging aan de bolle zijde van de staaf ontlasting optreedt; dus dat daar, omdat alleen de elastische vervormingen verdwijnen, de buigspanningen de wet van H o o k e volgen. Aan de holle zijde, waar de spanning toeneemt, verlopen natuurlijk de buigspanningen volgens het spanning-stuikdiagram. R o s, die omstreeks 1926 een benaderingsberekening opstelde en uitgebreide proeven op dit gebied neemt, nam ook bij groote excentriciteiten dezelfde spanningsverdeling aan. Hierbij wordt dus, evenals bij centrische druk, feitelijk aangenomen, dat eerst de drukspanning ontstaat en daarna de buigspanning daarop wordt gesuperponeerd. In werkelijkheid groeien echter bij excentrische druk de druk- en buigspanningen gelijktijdig aan, zoodat reeds bij zeer kleine excentriciteit van ontlasting geen sprake meer is. C h w a l-

I a was de eerste, die hierop wees. Hij publiceerde in 1928 de eerste vrijwel exacte oplossing van het probleem, die op buitengewoon vernuftige wijze langs grafisch-analytische weg werd verkregen. Hierbij werd van het aannemen van ontlastingszonen geheel afgezien, omdat deze reeds bij excentriciteiten van $\frac{1}{8}$ maal de kernstraal geen invloed meer hebben en men bij verwaarloozing daarvan aan den veiligen kant blijft. Er zij nog op gewezen, dat een berekening van excentrisch gedrukte staven volgens de Duitsche voorschriften van 1925, die ook in de nieuwe Nederlandsche voorschriften van 1933 is overgenomen, een veel te kleine zekerheid geeft. Men blijft aan den veiligen kant door te zorgen, dat de maximum spanning de voor centrische druk toegelaten knikspanning niet overschrijdt.

Het is U uit het voorgaande gebleken, dat we er naar streven, gesteund door proefnemingen, de berekening van bruggen en andere draagconstructies zooveel mogelijk met de werkelijkheid in overstemming te brengen, waarbij wel de belangrijkste factor is, dat wordt rekening gehouden met de speciale eigenschappen van het bouwstaal. Des te meer de berekening de werkelijkheid nabij komt, des te hooger kan de z.g. *toegelaten spanning* worden opgevoerd. Nu is het bij statisch bepaalde constructies duidelijk, dat een grooter toegelaten spanning inderdaad leidt tot minder materiaalverbruik. Voor statisch onbepaalde constructies stond dit tot voor kort nog niet vast. Immers hier worden de staafkrachten door de onderlinge verhouding der staafdoorsneden beïnvloed. Het mocht mijn toenmaligen assistent, den ingenieur der Staatsspoorwegen ir. A. N. P. de Wit, gelukken te bewijzen, dat voor een over drie steunpunten doorlopend vakwerk inderdaad zoo hoog mogelijke toegelaten spanningen, althans bij gegeven systeem, tot een zoo gering mogelijk materiaalverbruik leiden. Waar volgens de gebruikelijke berekeningsmethode, waarbij de invloedslinje voor de middensteunpuntsreactie door opvolgende benadering verkregen wordt, alle toegelaten spanningen worden uitgenut, volgde hieruit tevens, dat deze methode, bij gegeven systeem, een minimum materiaalverbruik levert. Hoewel dit nog niet direct is bewezen, ligt het voor de hand, dat ook bij andere statisch onbepaalde systemen een uitnutting van de toegelaten spanningen het voordeelgste zal zijn (26).

Vormgeving.

Thans zal worden aangegeven, hoe bij gegeven toegelaten spanningen de draagconstructie geconstrueerd moet worden om een zoo gering mogelijk materiaalverbruik te verkrijgen, waarbij we meer speciaal de brugconstructies zullen beschouwen. Eerst zal worden aangenomen, dat een bepaalde overspanning vrij, dus zonder tusschensteunpunten, moet worden overbrugd. We zagen reeds, dat we de constructie, om economisch te bouwen, zoo stijf mogelijk moeten maken. Het is echter eenvoudiger direct van het materiaalverbruik zelf uit te gaan (2) (27) (28).

We zullen eerst een vrij opgelegde *vakwerkligger* met evenwijdige randen beschouwen. Daar, zooals bekend, de N- en K-ligger, wegens het extra gewicht

van de verticalen, minder voordeelig zijn dan de V-ligger, zal alleen dit laatste systeem worden beschouwd. Gewoonlijk denkt men zich het staafschema bepaald door de *hoogte* en de *veldlengte*. Men ziet dan, dat bij vergroting van de hoogte de randen lichter en bij overschrijding van den gunstigsten hellingshoek de diagonalen zwaarder worden, zoodat bij een bepaalde hoogte het gunstigste staafschema zal worden bereikt. Een opmerking van prof. Kist over de te geringe hoogte der destijds gebruikelijke bruggen, die, evenals in Europa, ongeveer een hoogte hadden gelijk aan $\frac{1}{8}$ van de overspanning, was voor mij aanleiding na te gaan *door welke factoren feitelijk de gunstigste verhouding van hoogte tot overspanning beïnvloed wordt*.

Neemt men nu eerst aan, dat voor alle staven de toegelaten spanning dezelfde is, en denkt men het staafschema bepaald door de hoogte en den hellingshoek van de diagonalen, dan is uit een eenvoudige figuur direct te zien, dat het gewicht van de diagonalen onafhankelijk is van de hoogte, terwijl dat van de randen bij toenemende hoogte kleiner wordt. Als één der randen recht wordt gehouden, blijkt dan het gunstigste schema een gelijkbeenige driehoek te zijn met een tophoek van 90° en de loodlijn op de basis als hulpverticaal.

Er zijn echter twee factoren, waardoor gewoonlijk reeds bij kleinere hoogte een minimum materiaalverbruik voor de geheele brug bereikt wordt. Ten eerste wordt n.l. de veldwijdte meestal te groot, waardoor het gewicht van de rijvloer ongunstig wordt beïnvloed en ten tweede worden de staven te lang, waardoor met het oog op knik de toegelaten spanningen niet kunnen worden uitgenut. Gemakkelijk is in te zien, dat de eerste factor van meer invloed zal zijn, naarmate de overspanning grooter is. Uit een eenvoudige berekening blijkt verder dat, bij gelijkvormig staafschema en gelijk belastingschema, de staven bij een grooter overspanning slanker worden, dus ook de tweede factor, knik, daar meer invloed heeft. Bovendien zal het knikgevaar meer invloed hebben, naarmate het belastingschema lichter is, omdat dan de staven kleiner doorsneden krijgen.

Resumeerende komt men dus tot de conclusie, dat de *gunstigste verhouding tusschen hoogte en overspanning kleiner* zal zijn, naarmate de overspanning *grooter* en het belastingschema *lichter* is. Ze zal ongeveer kunnen variëren tusschen $\frac{1}{5}$ en $\frac{1}{8}$.

Verder is er op te letten, dat een vergroting van de hoogte alleen dan voordeel zal geven, wanneer de diagonalen daarbij niet te veel van hun gunstigste helling, 45° , gaan afwijken. Om dit te kunnen bereiken zal het reeds bij betrekkelijk kleine overspanningen voordeelig worden een onderverdeeling aan te brengen, waardoor niet alleen de veldwijdte, maar ook de kniklengte van de staven, althans in het vlak van de hoofdligger, wordt gehalveerd. Past men geen onderverdeeling toe, dan zal de gunstigste hoogte natuurlijk eerder worden bereikt.

De eerste brug voor de Staatsspoorwegen, die volgens deze principes werd gebouwd, werd door mij in 1927 ontworpen voor de overbrugging van de Kali Asem bij Loemadjang, een brug van 60 m overspanning met diagonalen onder 45° , een onderver-

deeling en een hoogte gelijk aan $\frac{1}{6}$ van de overspanning. Hierdoor werd ongeveer 20% op de hoofdliggers bespaard t.o.v. de oude ontwerpen. Daarna werden ook de andere ontwerpen herzien, waardoor eveneens dergelijke besparingen werden verkregen. Vooral voor bruggen met kleine overspanning, waar dus nog geen onderverdeeling noodig is, wordt de constructie eenvoudiger, omdat men minder knooppunten krijgt, zoodat de prijs per ton zeker niet meer wordt. Een ander voordeel van hoogere hoofdliggers is, dat men minder verschillende staafprofielen krijgt, waardoor ook de minst belaste randen gemakkelijker zijn uit te nutten. Bovendien zijn de secundaire spanningen veel kleiner. Tenslotte is volgens de in het begin van mijn rede bewezen stelling de stijfheid van deze lichtere bruggen grooter dan die van de oude, zwaardere typen. Alle in de S.S. lijnen gelegen oude bruggen, die wegens materiaalgebreken of anderszins verwisseld moesten worden, zijn reeds door volgens bovengenoemde principes gebouwde nieuwe bruggen verwisseld.

Bij grooter overspanningen zal het, zooals bekend, voordelig worden de afstand tusschen de randen van het midden naar de einden te laten afnemen. Hierdoor neemt de gebogen rand een deel van de dwarskracht op en worden de meest gedrukte diagonalen korter.

Daar een vakwerk per ton ijzer meer aan werkloonen kost dan een plaatijzeren brug, zal de overspanning, waarbij wordt overgegaan tot een vakwerk, lager liggen, naarmate de werkloonen minder invloed op de totaalkosten hebben, dus naarmate de materiaalprijzen hooger en de werkloonen lager zijn. Verder zal deze grens lager liggen, naarmate het belastingschema lichter is. Deze grens lag hier vroeger voor spoorwegbruggen bij 20 m.

In verband met de meer economische constructie van de vakwerkbruggen kwam het me voor, dat nu ook reeds voor kleine overspanningen het vakwerk het winnen zou. Een op mijn aanraden ontworpen wandbrug van 15 m bleek dan ook aanmerkelijk voordeliger te zijn dan een plaatijzeren ligger. Ook dit type werd reeds toegepast.

Voor een economische en dus ook stijve constructie van wind- en dwarsverbanden van bruggen, alsook voor de verbanden van ijzeren pijlers, gelden dezelfde principes, die voor de hoofdliggers van kracht zijn. Verder is er op te letten, dat bij sommige daarbij toegepaste systemen vrij groote secundaire spanningen in de hoofdliggerstaven ontstaan, die in verband met de hier meegedeelde proeven, beter vermeden kunnen worden, vooral als dit geen extra materiaal vordert. Een beschouwing hierover, waarin verschillende nieuwe constructies worden aangegeven, waarbij deze groote secundaire spanningen vermeden worden, komt voor in mijn publicatie over de Progo-brug, waarbij deze constructies voorzoover mij bekend, voor het eerst werden toegepast (29). (Een beter systeem voor stabilisatie van het ruitenvakwerk paste ik echter reeds toe bij de brug over de Kali Asem bij Loemadjang (28)).

Voor gewalste en plaatijzeren liggers is een analoge redeneering als voor vakwerken mogelijk. Immers hier is eveneens, bij constant gedachte toege-

laten normaalspanning (waaruit dus de toegelaten schuifspanning te berekenen is) de doorsnede van het lijf, dat vrijwel de geheele dwarskracht moet opnemen, vrijwel onafhankelijk van de hoogte, terwijl de doorsnede van de flenzen bij toenemende hoogte kleiner wordt. Ook hier zou een zoo groot mogelijke hoogte het voordeligst zijn, ware het niet dat in verband met plooiën bij toenemende hoogte minder spanning mag worden toegelaten.

Bij gelijke verhouding tusschen hoogte en overspanning zou nu, bij gelijk belastingschema en bij gelijke toegelaten spanning, de doorsnede van het lijf vrijwel evenredig zijn met de overspanning, dus ook met de hoogte. De lijfdikte zou dus onafhankelijk zijn van de overspanning. Hieruit volgt, dat de kans op plooiën grooter wordt met het toenemen van de overspanning. Ook treedt het plooiagevaar natuurlijk meer op den voorgrond, naarmate het lijf dunner, dus het belastingschema lichter is.

Evenals voor vakwerkbruggen is dus ook hier te concluderen, dat de *gunstigste verhouding tusschen hoogte en overspanning kleiner* is, naarmate de overspanning *grooter* en het belastingschema *lichter* is.

Tot nu toe werden alleen vrij opgelegde liggers, z.g. balkbruggen beschouwd. Hebben we nog steeds het oog op het vrij overbruggen van een bepaalde overspanning L , dan zijn er nog verschillende middelen, waardoor in sommige gevallen bespaard kan worden.

Besparing kan ten eerste plaats hebben door vermindering van het moment, zooals bij *doorgaande- en Gerber-liggers*, waar aan beide uiteinden van de overspanning L , (eventueel aan één uiteinde) inklemmingsmomenten werken. Ten tweede kan in de overspanning L één der randen worden uitgespaard, zooals bij *hangbruggen*, waar de bovenrand en *boogbruggen*, waar de onderrand bespaard wordt. Bepalen we ons voorloopig tot overspanningen kleiner dan 150 à 200 m, dan zal door de extra zijoverspanningen, die noodig zijn, een doorgaande of een Gerber-ligger geen voordeel geven, terwijl een hangbrug, wegens te geringe stijfheid, alleen voor bruggen voor gewoon verkeer in aanmerking komt. Daar de bouwgrond veelal van dien aard zal zijn, dat men wel een boogbrug, maar geen statisch onbepaalde boogbrug kan toepassen (zooals we zagen, hebben in verband met knik verplaatsingen van steunpunten wel degelijk invloed op de draagkracht) blijft dus alleen de boog met drie scharnieren over. Dit brugtype is voor gewoon verkeer veel toegepast, maar is wegens de discontinuïteit bij het topscharnier voor spoorwegbruggen niet erg gewild. Bovendien is dit type voor spoorwegbruggen alleen met voordeel toe te passen, als de hoofdliggers geheel onder de rijvloer kunnen liggen, waarbij echter, door den grooten verticalen afstand, waarover de wind- en stootkrachten moeten worden overgebracht, betrekkelijk groote toeslagmomenten ontstaan, die aanleiding geven tot extra materiaalverbruik. Ligt de boog gedeeltelijk boven de rijvloer, dan zullen n.l. ter hoogte van de rijvloer geen randen aanwezig zijn om als randen van het onderwindverband te kunnen dienen. Extra randen zouden met het oog op de voor spoorwegbruggen geëischte zijdelingsche stijfheid geen groote

spanningen door windbelasting mogen krijgen, vooral niet in die gevallen, waar de zijdelingsche stijfheid voor den aan te nemen hoofdliggerafstand maatgevend is, zooals bij bruggen voor enkel spoor van meer dan 90 m overspanning. De zware extra randen zouden dus de besparing, door de boogwerking verkregen, te niet doen. Daar nu meestal de beschikbare hoogte onder de rijvloer niet voldoende is om de boog daar onder te brengen en bij een te kleine pijlverhouding geen besparing wordt verkregen, zal de normale boog met drie scharnieren slechts zeer zelden toepassing kunnen vinden en is men voor spoorwegbruggen vrijwel steeds op de balkbrug aangewezen.

Een systeem, waardoor in dergelijke gevallen, althans wanneer de beschikbare constructiehoogte niet al te klein is, bespaard kan worden, is het door mij gevonden nieuwe type statisch bepaalde boogbrug, met ter hoogte van de rijvloer gelegen rechte onderranden. Het kan ontstaan gedacht worden door stabilisatie van een boog met 4 scharnieren, gevormd door een door twee schuine pendels gesteunde middenoverspanning. Geschiedt de stabilisatie door het werkeloos maken van een der onderste pendelscharnieren, dan ontstaat het systeem, dat ik bij de brug over de Progo toepaste, waardoor ongeveer 40% op het materiaalverbruik van de hoofdliggers wordt bespaard t.o.v. een balkbrug. Daar de constructie van dit systeem principieel niet verschilt van die van een gewone balkbrug, is ook de prijs per ton ijzer, zooals de firma *Begemann* te Helmond, die deze brug op zeer verdienstelijke wijze vervaardigde, mij meedeelde, dezelfde, zoodat ook op kosten ongeveer hetzelfde percentage bespaard wordt. Alleen voor de drie scharnierconstructies, die in elk der beide hoofdliggers voorkomen, is extra werk noodig, hetgeen echter hoogstens eenige procenten van de totaalkosten zal uitmaken (30).

Ook is het mogelijk de boog met 4 scharnieren te stabiliseeren door één van de twee aan de middenoverspanning grenzende scharnieren werkeloos te maken. Het zoo ontstaande type komt meer voor kleinere overspanningen in aanmerking. Wordt ook het andere aan de middenoverspanning grenzende scharnier werkeloos gemaakt en één der onderste pendelscharnieren door een schuine roloplegging vervangen, dan ontstaat een systeem, dat ook voor plaatijzeren bruggen en bruggen in gewapend beton besparing kan geven (2).

Voor zeer groote overspanningen is toepassing van balkbruggen, wegens den grooten invloed van het eigen gewicht, niet meer mogelijk en komen alleen Gerberliggers, boog- en hangbruggen in aanmerking. Door het groote eigengewicht wordt hier de invloed van de mobiele belasting, naar gelang de overspanning grooter wordt, geringer, zoodat ook hangbruggen hier voor spoorwegverkeer (echter in combinatie met gewoon verkeer) worden toegepast.

Een systeem, dat voor bruggen, die een bepaalde afstand zonder tusschensteunpunten moeten overspannen, nog groote besparing kan geven op de bouwkosten en waarop mij destijds patent werd verleend, paste ik toe bij een voorontwerp voor een brug over de Moesi bij Palembang. Bij dit systeem

worden, door steeds onder water gedompelde holle cilinders met horizontale as, constante ontlastende krachten op de brug uitgeoefend, die zoo gekozen kunnen worden, dat de eigenlijke draagconstructie, inplaats van op de geheele permanente + mobiele belasting, slechts berekend behoeft te worden op iets meer dan de halve mobiele belasting. Bij dit voorontwerp, dat slechts f 1 500 000,— mocht kosten, bleek dit type nog juist aan dezen eisch te voldoen, terwijl de goedkoopste normale oplossing, een Gerberbrug, op f 3 000 000,— werd begroot. Beide ontwerpen werden berekend voor een overspanning van 320 m. Het type is geschikt voor breede tropische rivieren met zeer slechten fundeeringsbodem. Het voordeel t.o.v. een pontonbrug is, dat de draagconstructie op zichzelf stabiel is en niet met den waterstand op en neer gaat (31).

Tot nu toe hadden we het oog op het overbruggen van een bepaalde opening zonder tusschensteunpunten. Zijn ook tusschensteunpunten mogelijk en stelt men, bij gelijke afstanden en ongeveer gelijke kosten van de tusschenpijlers, de kosten daarvan gelijk aan een constant bedrag, dat onafhankelijk is van de grootte der enkele overspanningen, vermeerderd met een bedrag, dat daarmee recht evenredig is, dan blijkt het, althans wanneer het aantal overspanningen niet te klein wordt, het meest economisch te zijn de overspanningen zoo groot te kiezen, dat de hoofdliggers + windverbanden van één brug evenveel kosten als het van de overspanning onafhankelijk deel van de pijlerkosten. Hieruit volgt dus, dat bij goedkope tusschensteunpunten de overspanningen kleiner zullen moeten worden gekozen. Bovendien volgt eruit, dat wanneer de kosten van een pijler niet sterk door de grootte van de erop rustende belasting beïnvloed worden, zooals bij bruggen met steenen pijlers over groote rivieren, bij de meest economische oplossing één overspanning ongeveer evenveel zal moeten kosten als één pijler (het oude Hollandsche voorschrift). Zijn de pijlerkosten sterk afhankelijk van de te dragen belasting, zooals b.v. bij bruggen met stalen pijlers over ravijnen, dan zal daarentegen één overspanning veel minder moeten kosten dan één pijler en komt men dus zelfs bij hooge pijlers nog tot betrekkelijk kleine overspanningen. Waar de grootte van het van de overspanning onafhankelijke bedrag bij stalen pijlers ook een gevolg is van het feit, dat bij kleine belasting de toegelaten spanningen niet kunnen worden uitgenut, omdat men aan minimum profielen gebonden is en vooral met het oog op knik, zal dit bedrag in verhouding kleiner worden, wanneer het belastingschema zwaarder is, zoodat ook bij zwaarder belastingschema, zooals trouwens bekend is, de economische overspanning kleiner zal zijn. Evenals voor het bepalen van de gunstigste verhouding tusschen hoogte en lengte van een overspanning heeft dus ook hier de knikzekerheid een doorslaggevend invloed.

Bij bruggen met meerdere overspanningen kunnen in bepaalde gevallen doorgaande bruggen, Gerberbruggen, boog- en hangbruggen met voordeel worden toegepast. Voor zeer groote overspanningen zijn ze zelfs de eenigst mogelijke. Het kenmerkende van deze typen is, dat ze veel economischer en dus ook

veel stijver zijn voor het opnemen van volbelasting dan van mobiele, dus gedeeltelijke belasting. Deze eigenschap komt het sterkst tot uiting bij hangbruggen, het minst bij doorgaande- en Gerber-bruggen (bij gewone balkbruggen treedt ze nog veel minder naar voren). Ze is een gevolg van het feit, dat bij volbelasting de belastingen op bepaalde bruggedeelten elkaars invloed verzwakken; bij mobiele belasting moet natuurlijk de verzwakkende invloed buiten rekening blijven, omdat met de mogelijkheid moet worden rekening gehouden, dat de gunstig werkende belasting niet aanwezig is. Bij hangbruggen blijkt de ongunstige werking van een mobiele, dus gedeeltelijke belasting b.v. ook uit het feit, dat het van een volbelasting afwijkende gedeelte van de belasting moet worden opgenomen door den verstijvingsligger, die, om bekende redenen, slechts een zeer geringe, dus niet economische hoogte heeft. Deze typen zullen dus des te voordeliger worden, naarmate het eigengewicht grooter is ten opzichte van de mobiele belasting. Ze zijn dus meer geschikt voor gewoon-, dan voor spoorwegverkeer en meer voor groote dan voor kleine overspanningen. Voor de aller grootste overspanningen is alleen de als kabelbrug uitgevoerde hangbrug mogelijk, die het voordeel heeft dat, door de groote spanningen die in de koud gerekte kabels kunnen worden toegelaten, een veel grooter gedeelte van de toegelaten spanning beschikbaar blijft voor het dragen van de mobiele, dus van de nuttige belasting.

Montage.

Daar ook de montagekosten een belangrijk deel van de totale bouwkosten uitmaken, kan het soms zijn, dat de voorkeur moet worden gegeven aan constructies, waarvan weliswaar de vervaardigingskosten hooger zijn, maar die een eenvoudiger montage mogelijk maken. Hier te lande zal vooral het monteeren in *vrijen uitbouw* dikwijls met voordeel kunnen worden toegepast. Onlangs bleek mij, dat de methode voor het sluiten van een aan weerskanten uitgebouwde brug, die door prof. H a a r m a n het eerst werd ingevoerd bij de montage van de brug over de Serajoe in 1915 (32) en hier ook later bij andere montages steeds werd toegepast, in het buitenland nog steeds niet bekend schijnt te zijn. In het Duitse tijdschrift *Der Stahlbau* verscheen n.l. onlangs een artikel, waarvan de schrijver in de meening verkeert deze methode zelf gevonden te hebben en voorstelt deze voortaan toe te passen (33). Voor verschillende nieuwe, ook in het buitenland voorzoover mij bekend nog niet toegepaste werkwijzen, die door mij zelf werden ingevoerd, moge ik naar mijne desbetreffende publicaties verwijzen (34).

Van de verschillende door mij gedoeerde vakken, de staalconstructies en de bruggenbouw, het gewapend beton, de houten en steenen bruggen en de bovenbouw van spoorwegen, kon ik er slechts één uitkiezen om U daarover het één en ander mede te deelen. Toch wil ik in verband met de hier gegeven beschouwingen nog eenige opmerkingen maken over het gewapend beton, dat naast het staal wel de belangrijkste plaats onder onze bouwmaterialen inneemt.

CONSTRUCTIES IN GEWAPEND BETON.

Zekerheid tegen breuk en scheuren.

Het gewapend beton bestaat uit een hechte verbinding tusschen ijzer en beton, materialen met geheel verschillende eigenschappen. Bij de als regel voorkomende spanningstoestanden gedraagt het ijzer zich *plastisch*, het beton is daarentegen *bros*.

Terwijl we zagen, dat bij uit één materiaal opgebouwde constructies het economisch zal zijn zoo hoog mogelijke spanningen toe te laten, is dit bij uit meerdere materialen gevormde bouwwerken, zooals bekend, als regel niet het geval. Ontwerpt men b.v. een op buiging belaste plaat of T-balk, waarin in ijzer en beton de maximaal toelaatbare spanningen worden bereikt, dan kan men immers door vergrooten van de hoogte de benodigde hoeveelheid ijzer verkleinen, waartegenover echter een vermeerdering van het betonvolume staat. De gunstige hoogte zal dus bepaald worden door de prijsverhouding tusschen ijzer en beton. Deze is als regel zoodanig, althans bij gebruik van St. 37 en normaal beton, dat het inderdaad voordelig is de hoogte te vergrooten, vooral bij een T-balk, waar dit betrekkelijk slechts een kleine vergroting van het betonvolume meebrengt. Deze grootere hoogte heeft tengevolge, dat de toelaatbare betonspanning niet wordt uitgenut.

Het zou bovendien om andere redenen niet juist zijn, wanneer in het beton slechts een even groote zekerheid (tegen breuk) aanwezig was als in het ijzer (tegen vloeien). Hierdoor zou het mogelijk zijn, dat de betondrukvastheid eerder bereikt werd dan de vloeigrens van het ijzer, waardoor een plotselinge breuk zou ontstaan. Wordt daarentegen de vloeigrens in het ijzer eerder bereikt, dan zal door het vloeien de constructie eerst *meegeven*, dus *waarschuwen*. Eerst wanneer, voornamelijk door de hierbij ontstaande verplaatsing van de neutrale as, de *breukgrens* in het beton bereikt is, stort het bouwwerk in. Ook een goede constructie in gewapend beton gedraagt zich dus *plastisch*.

Zooals gezegd, werd reeds van den beginne de inwendige spanningsverdeling in het gewapend beton berekend volgens een toestand, die eerst bij veel grooter belasting optreedt. Alleen op deze wijze geven de berekende spanningen een inzicht in de zekerheid tegen vervorming en breuk. Waar ook eenige zekerheid tegen scheuren aanwezig moet zijn, zooals bij sommige constructies, die aan weer en wind zijn blootgesteld, zal men zich er echter bovendien van trachten te overtuigen, dat de werkelijk bij de gebruiksbelasting optredende betontrekspanningen beneden de trekvastheid blijven.

Het feit, dat een betonbalk, alvorens te breken, plastisch gaat vervormen, maakt het waarschijnlijk, dat ook statisch onbepaalde liggers een draagkracht zullen hebben, die overeenstemt met de volgens de plasticiteitstheorie berekende. Door recente proeven van v. E m p e r g e r, M ö r s c h en v. K a z i n c z y werd dit inderdaad aangetoond. Deze draagkracht is echter voor een nauwkeurig volgens de elasticiteitstheorie ontworpen constructie niet grooter dan die volgens de elasticiteitstheorie, omdat daar in de ge-

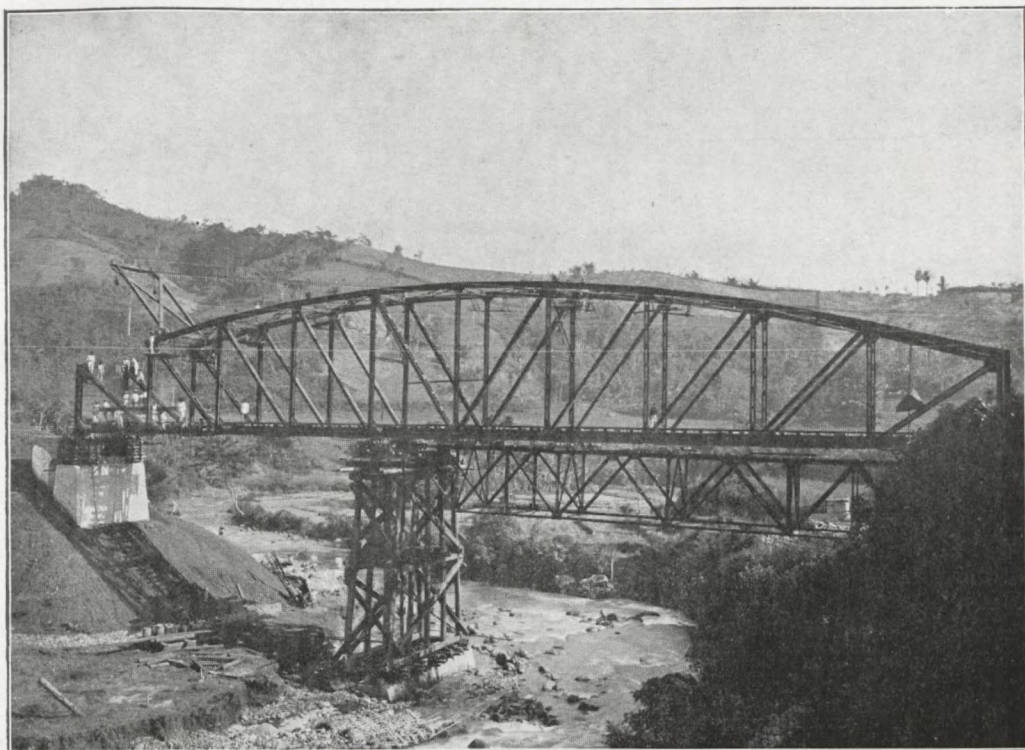


Fig. 8. Montage van de eerste brug over de Tji-Widej (34).

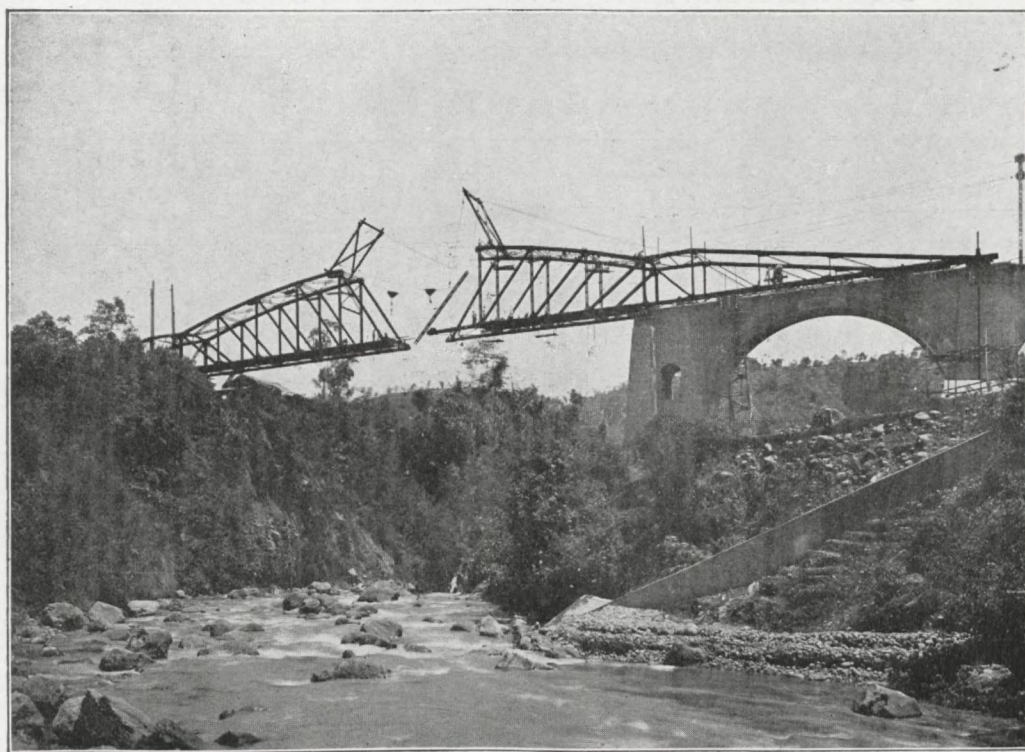


Fig. 9. Montage van de tweede brug over de Tji-Widej (34).

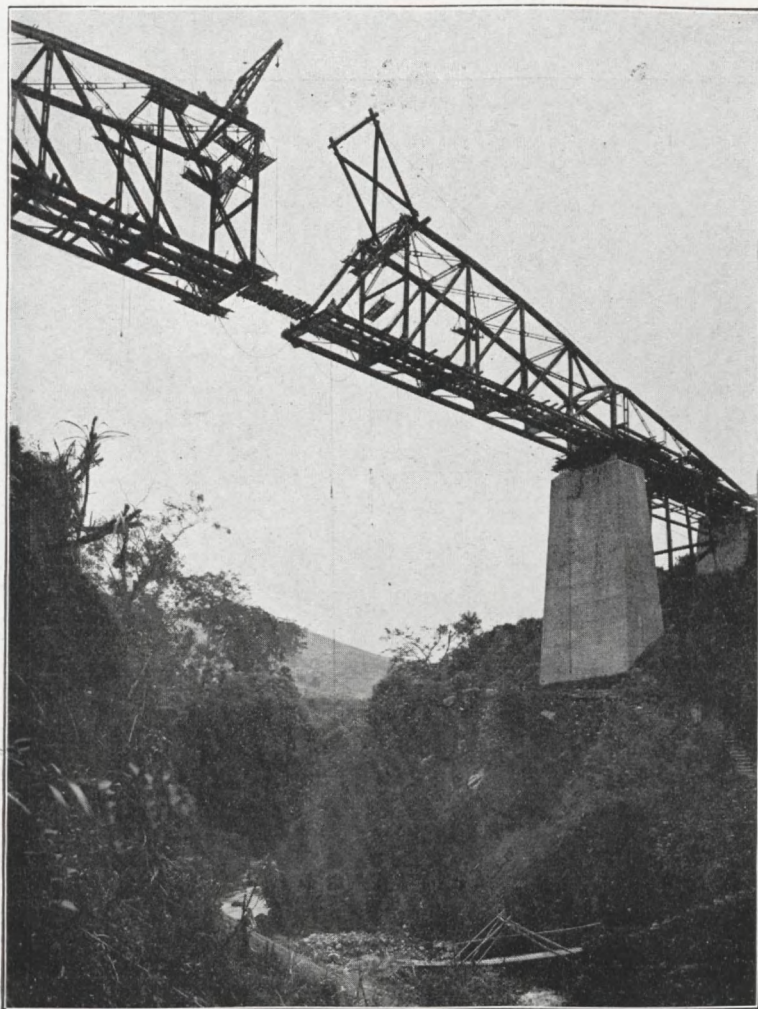


Fig. 10. Montage van de brug over de Tji-Sondari (34).



Fig. 11. Montage van de brug over de Way-Kommering (34).

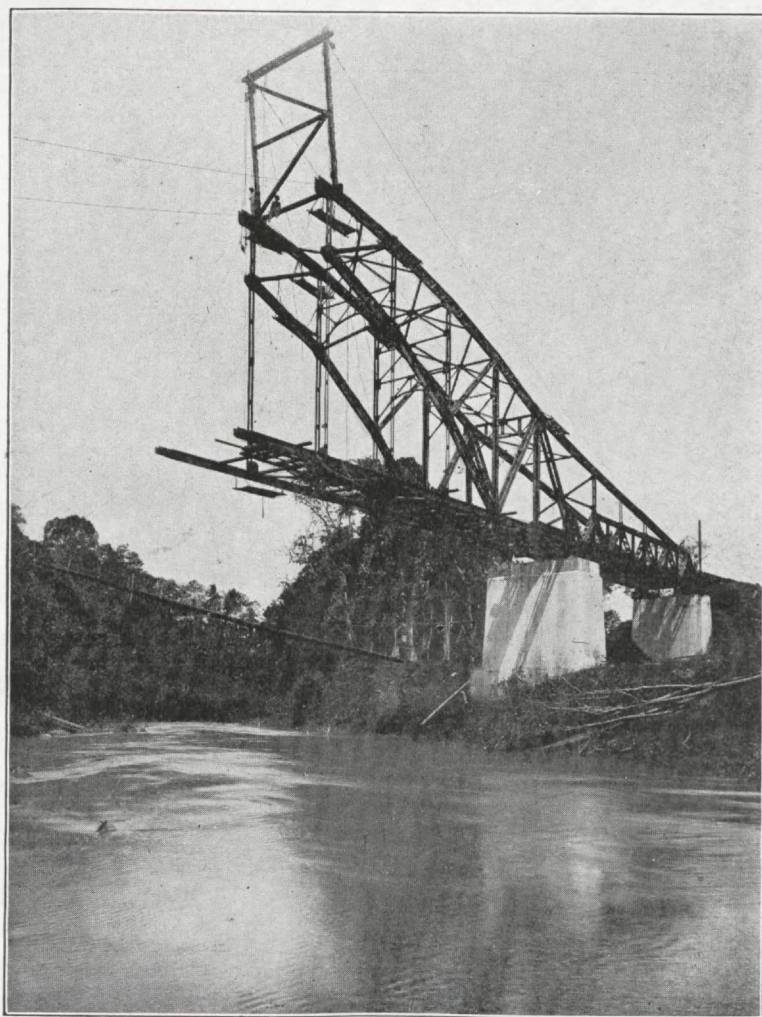


Fig. 12. Montage van de brug over de Way-Oempce (34).

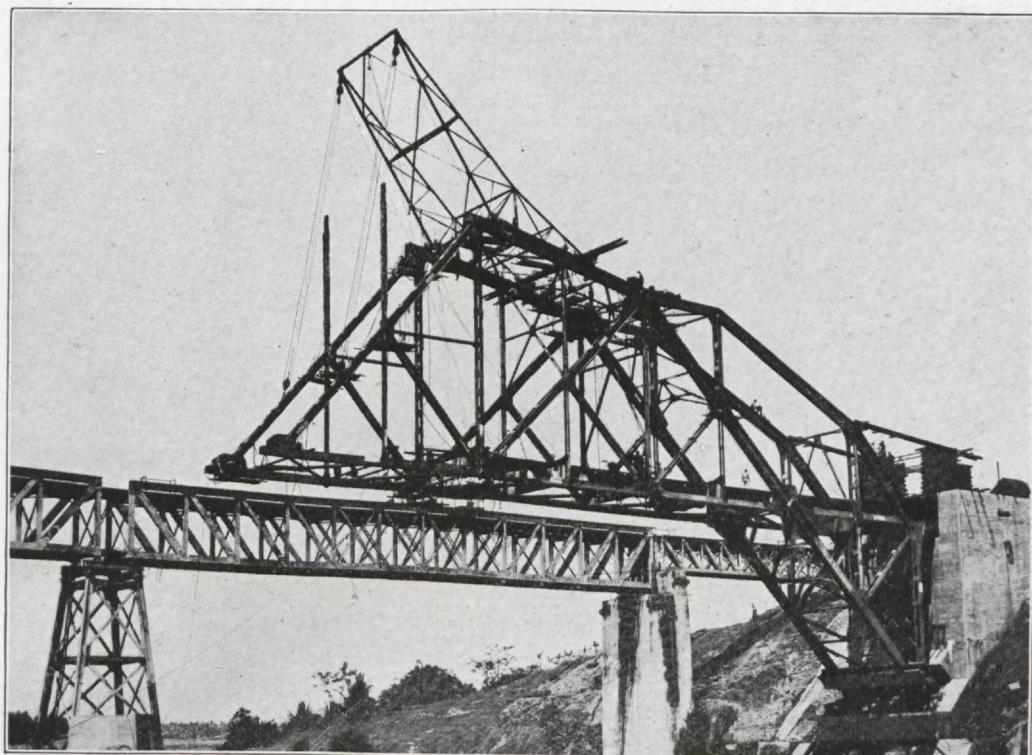


Fig. 13. Montage van de brug over de Kali-Progo (30) (34).

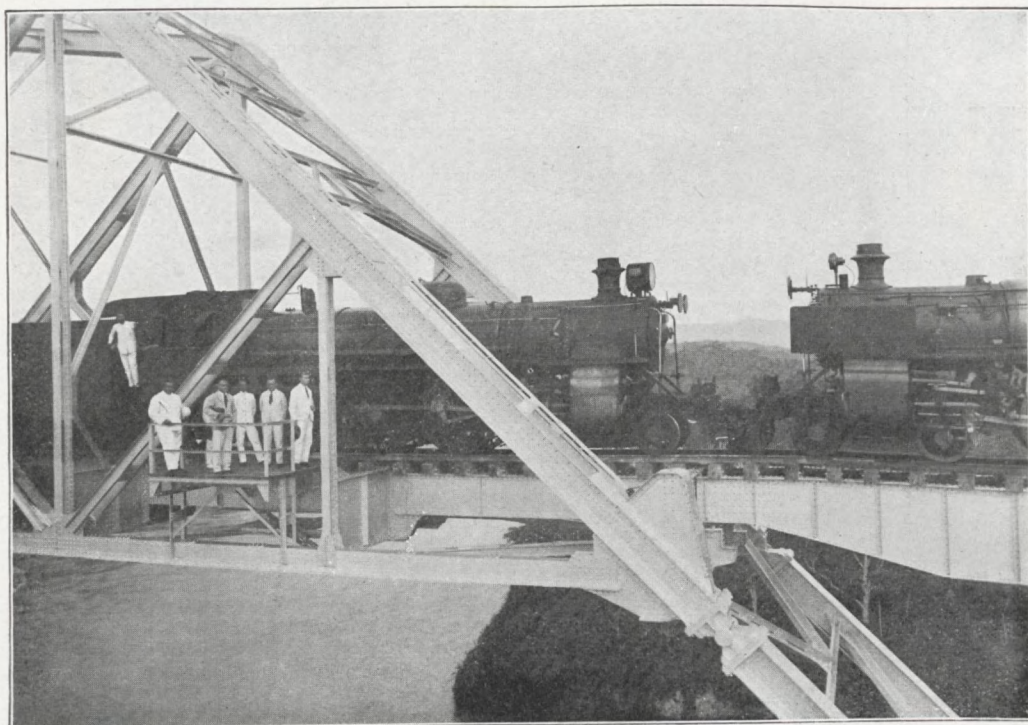


Fig. 14. Beproeving van de brug over de Kali-Progo (30) (34).



Fig. 15. De brug over de Kali-Progo (30) (34).

vaarlijke doorsneden geen teveel aan materiaal aanwezig is, (evenals bij stalen vakwerken en plaat-ijzeren bruggen). Het resultaat van de proeven is echter wel van belang voor gevallen, waar de spanningsverdeling volgens de elasticiteitstheorie lastig is aan te geven. Indien men hier slechts dimensioneert volgens een aannemelijk momentenverloop, niet in strijd met het evenwicht, volgt n.l. uit deze proeven, dat de constructie niet zal meegeven, alvorens de spanningsverdeling zich inderdaad zoo heeft ingesteld, dat dit momentenverloop ook werkelijk optreedt. Teneinde de gewenschte draagkracht te verkrijgen is het dus *niet strikt noodig* volgens de elasticiteitstheorie te rekenen. Door *krimp, temperatuursverschil* en niet al te groote *zakking van steunpunten* wordt dus de draagkracht niet beïnvloed, immers hierdoor ontstaan, volgens de in het begin gegeven definitie, slechts secundaire spanningen, die volgens de plasticiteitstheorie geen invloed hebben. Wel kunnen er natuurlijk scheuren door ontstaan. Het is trouwens bekend en v. K a z i n c z y wijst er ook op, dat, hoewel soms onbewust, in vele gevallen, ook bij gewapend betonconstructies reeds van den aanvang af volgens de plasticiteitstheorie werd gerekend. Bij op vier zijden opgelegde platen, bij voorbeeld, neemt men immers in de bewapening in beide richtingen dezelfde spanning aan, terwijl toch volgens de elasticiteitstheorie het ijzer in de langste richting, wegens de kleinere kromming van de plaat, een kleinere spanning krijgt. Vóór dat de plaat meegeeft, moet echter in de bewapening volgens beide richtingen de vloeigrens bereikt zijn.

Er zij er hier uitdrukkelijk op gewezen, dat het voorgaande in het algemeen alleen geldt voor z.g. zwak bewapende op buiging belaste liggers. Hoewel degenen, die over een goed inzicht in deze problemen beschikken, ook in sommige andere gevallen er hun voordeel mee kunnen doen, is het m.i. gewenscht, teneinde onjuiste toepassing van de plasticiteitstheorie te voorkomen, als algemeenere regel te stellen, dat centrisch en excentrisch gedrukte deelen, zoowel in staal als in gewapend beton, berekend moeten worden op de maximum krachten, die zij bij hun elastisch gedrag in het ongunstige geval voor hun rekening kunnen krijgen. Voor deelen, die tevens drukkrachten hebben op te nemen, bestaat n.l. bij gewapend beton, waar knik niet zoo'n voorname rol speelt, tevens de kans, dat de drukvastheid van het beton *eerder* overschreden wordt, waardoor een *plotselinge breuk* ontstaat.

Hoewel dus de draagkracht van op buiging belaste liggers niet door de keuze van de statisch onbepaalden wordt beïnvloed, is het toch beter om, in gevallen, waar dit practisch mogelijk is, het momentenverloop volgens de elasticiteitstheorie te bepalen, omdat op deze wijze altijd minder kans zal zijn op scheuren.

Behalve door moment kan een betonbalk ook door dwarskracht breken. Hierdoor ontstaat een plotselinge breuk, zoodat een constructie zich alleen plastisch zal gedragen, wanneer de zekerheid tegen breuk door dwarskracht grooter is dan die tegen breuk door moment. Bij de gebruikelijke berekening is dit ruimschoots het geval. Daar de dwarskracht betrek-

kelijk weinig door het verloop der momenten wordt beïnvloed, zullen oordeelkundig ontworpen statisch onbepaalde liggers ook dan eerder door moment bezwijken, wanneer de spanningsverdeling bij kleinere belasting een andere is dan de aangenomene, zoodat toch de verwachte draagkracht bereikt wordt.

De door de dwarskracht opgewekte schuifspanningen doen z.g. dwarskrachtscheuren ontstaan, die de neutrale as van den balk onder 45° snijden. Ze loopen loodrecht op de richting van de *hoofdtrekspanning*. Het beton breekt dus door *overschrijding van de cohesievastheid*. Soms strekt het gebied, waar een groote dwarskracht heerscht, zich slechts over geringen afstand uit, zoodat geen doorgaande dwarskrachtscheuren kunnen ontstaan, zooals b.v. bij funderingsplaten van muren of kolommen kan voorkomen. Men spreekt dan van *ponsspanning* en neemt aan, dat het beton nu werkelijk langs het op schuif belaste vlak zal moeten *afschuiven*. Verder wordt algemeen aangenomen, dat zich hierbij die spanningstoestand instelt, die de grootste draagkracht geeft, onafhankelijk van de volgens de elasticiteitstheorie optredende spanningstoestand. Volgens de algemeene breukhypothese van M o h r, die voor beton volgens de proeven van R o s wel met bepaalde restricties als juist kan worden aangenomen, zou deze spanningstoestand worden aangegeven door de spanningscirkel, die in de τ -as raakt aan de omhullende (35), waarbij dus aangenomen wordt, dat in het afschuivende vlak, voorgesteld door het raakpunt van den spanningscirkel aan de omhullende, geen normaalspanning heerscht. Bij dezen spanningstoestand wordt de *hoofddrukspanning*, in tegenstelling met het geval van zuivere schuifspanning, veel grooter dan de *hoofdtrekspanning* en verloopt bovendien veel *steiler*. M ö r s c h, die het niet met de opvatting van M o h r eens is, neemt desniettemin een dergelijken, eveneens zoo gunstig mogelijken spanningstoestand aan. Het bewijs voor het werkelijk optreden van een dergelijken spanningstoestand wordt echter niet geleverd.

Het is mij opgevallen dat, althans wanneer volgens de elasticiteitstheorie, dus bij kleine belasting, *ongeveer zuivere schuifspanning heerscht*, een dergelijke spanningstoestand bij grotere belasting alléén zal kunnen ontstaan, *wanneer het beton in de richting van de hoofdtrekspanning een zeer grooten rek gaat vertoonen*, dus in die richting slapper wordt, een kleinere gemiddelde elasticiteitsmodulus krijgt. De inwendige spanningsverdeling is n.l. altijd statisch onbepaald en in elke statisch onbepaalde constructie zal een deel, dat slapper wordt, in verhouding altijd minder kracht gaan opnemen. We zien dit b.v. ook bij het vloeien in staalconstructies. Het vloeiende gedeelte draagt een gedeelte van zijn kracht aan het nog elastisch vervormde gedeelte over. Heerscht dus in het beton bij kleine belasting zuivere schuifspanning, dus is de hoofdtrekspanning gelijk aan de hoofddrukspanning, dan zal de hoofdtrekspanning alleen dan in verhouding veel kleiner kunnen worden, wanneer het beton in de trekrichting veel meer meegeeft dan in de drukrichting. Ik berekende, bij aanname van *contractiecoëfficiënten* voor druk en trek van resp. 6 en 12, de zich instellende spannings-

toestand als functie van de verhouding der gemiddelde *elasticiteitsmoduli* tegen druk en trek, en vond, dat deze meer dan 50 zou moeten bedragen om inderdaad een zoo gunstig mogelijke instelling te verkrijgen. Hierbij werd een omhullende van Mohr aangenomen volgens door de University of Illinois gepubliceerde proeven. De breukrek in de trekrichting zou hierbij ongeveer 5 mm per meter moeten bedragen, dat is ongeveer 55 keer zoo veel als bij zuivere trek (36).

De breukrek bij zuiveren trek is n.l. ongeveer 0,09 mm per m. Wordt echter de breedte der scheuren, die bij breuk zouden kunnen ontstaan begrensd, zooals bij een gebogen ongewapende balk door het dichteren bij de neutrale as gelegen beton, dan treden eerst bij een rek van ongeveer 0,13 mm per m scheuren op. Wordt het beton nog directer ondersteund, n.l. door de wapening, dan wordt de breukrek nog meer en des te grooter, naarmate de afstand van het verst afgelegde deel tot de wapening, de zgn. betondekking, kleiner is. Bij een betondekking van 2,5 cm is ze ongeveer 0,25 mm per m en bij een met een dunne laag cementsaus ingesmeerde ijzeren staaf heeft Graf zelfs een breukrek van 1 mm per m gemeten. Door het begrenzen van den rek wordt de trekspanning in het beton feitelijk een secundaire spanning, die dus ook hier weer veel minder gevaarlijk blijkt dan een primaire. Het is dus niet onmogelijk, dat in het geval van ponsspanning, waar de ondersteuning feitelijk inwendig, dus overeenkomende met een betondekking nul, plaats heeft, de breukrek zelfs 5 mm per m kan worden. Door mijn assistent, ir. E. L. O'Herné, werd een proefbalk ontworpen, waarbij in de op pons belaste doorsnede volgens de elasticiteitstheorie ongeveer zuivere schuifspanning heerscht, zoodat hiermee de werkelijk optredende breukrek bepaald zal kunnen worden. Eventueel kan dus hierdoor het bewijs worden geleverd, dat bij statisch onbepaalde spanningstoestanden het beton zich plastisch gedraagt, waardoor, evenals bij staalconstructies, de meest gunstige spanningstoestand zich instelt.

Het langer uitblijven van de scheuren in het beton door de ondersteunende werking van de wapening is van veel belang, omdat het daardoor mogelijk is, dat ook bij uitwendig gescheurde constructies nog een dun laagje mortel het ijzer blijft bedekken, waardoor, zooals ook bij verschillende uitgevoerde bouwwerken is gebleken, het ijzer toch niet roest (37).

Een verklaring voor het langer uitblijven der scheuren in het getrokken beton, wanneer de rek begrensd is, zou m.i. de volgende kunnen zijn: Wanneer een stuk beton wordt gerekt door de uiteinden langzamerhand uit elkaar te brengen, waarbij dus de rek *primaire*, de spanning *secundaire* is, dan zal bij regelmatig toenemenden rek de spanning hoe langer hoe minder stijgen, totdat op een gegeven moment de spanning niet meer oploopt. Tot zoover is de toestand precies dezelfde als bij belasting door primaire trekkracht werd waargenomen. Bij nog grooter rek zal nu zeer waarschijnlijk door den steeds losser wordenden samenhang de spanning afnemen, terwijl eerst bij veel grooter rek microscopisch waarneembare scheuren zullen ontstaan. Bij de primaire

trekkracht wordt daarentegen reeds breuk geconstateerd op het moment, dat de spanning begint af te nemen. Ook dit hoop ik binnenkort experimenteel te kunnen nagaan.

Hoewel het beton zich dus voor secundaire spanningen waarschijnlijk eenigszins plastisch gedraagt, is dit voor primaire spanningen, althans bij vlakke spanningstoestanden, geenszins het geval. Het gedraagt zich bros. In het algemeen kan gezegd worden, dat een materiaal zich bij een bepaalde spannings-toestand bros zal gedragen wanneer, alvorens de schuifspanningen zoo groot zijn, dat verschuivingen kunnen optreden, de cohesievastheid van het materiaal reeds overwonnen wordt, dus breuk optreedt. Bij staal doet zich dit, zooals we zagen, bij drieassige spanningstoestanden voor, wanneer de hoofdspansingen trekspanningen zijn, die slechts weinig van elkaar verschillen, een belastingsgeval, dat in goede staalconstructies niet voorkomt. Bij beton daarentegen, is dit juist bij de normaal optredende spanningstoestanden het geval. Ook al treden daarbij schijnbaar geen trekspanningen op, zooals bij zuivere drukspanning in een prismatisch blok, zal toch de breuk door overschrijding van de cohesievastheid worden ingeleid. Doordat n.l. geen onzer bouwmaterialen, microscopisch beschouwd, elastisch isotroop is, zullen daarin bij belasting door een homogenen spanningstoestand, ook door zuiveren druk, zeer heterogene ruimtespanningstoestanden optreden. De extra spanningen, die hierdoor op die homogene spanningstoestand gesuperponeerd worden, heeft Ros de *vagabondeerende spanningen* genoemd. Door deze vagabondeerende spanningen, die bij het beton, dat bovendien uit heterogene bestanddeelen bestaat, nog meer tot uiting zullen komen, zullen b.v. bij zuiveren druk de zoogenaamde spanningslooze vlakken alleen statistisch beschouwd spanningsloos zijn, maar in werkelijkheid (behalve vagabondeerende schuifspanningen) normaalspanningen vertoonen, die bij voortschrijding langs het vlak tusschen trek en druk wisselen. Volgens de zeer aannemelijke verklaring van Ros ontstaan nu eerst door die vagabondeerende trekspanningen kleine scheurtjes, waardoor tenslotte de spanningstoestand zoo gewijzigd wordt, dat ook de weerstand tegen schuif overwonnen wordt en een zoogenaamde *verschuivingsbreuk* optreedt.

Werken echter op een b.v. cilindrische betonkolom, behalve volgens de as gerichte drukspanningen, op den cilinderomtrek nog radiaal gerichte drukspanningen, dan zullen de vagabondeerende trekspanningen in de eerst spanningslooze vlakken gedeeltelijk of geheel worden geneutraliseerd. Indien de radiale druk maar hoog genoeg is, zullen nu bij de critische, volgens de cilinderas gerichte trekkracht en ook bij de verdere vervorming, alleen verschuivingen optreden, dus zal het beton zich plastisch gedragen. Dit is het geval, dat zich voordoet bij kolommen met *spiraalwapening*. Deze laatste levert de radiaal gerichte drukspanningen. Zooals het eenvoudigst uit de omhullende van Mohr te zien is, die voor beton naar de drukzijde sterk divergeert, wordt door radiaal gerichte drukspanningen σ de volgens de as gerichte breukspanning met (4 à 6)

σ verhoogd, waardoor, zooals te berekenen is, een spiraalwapening 2 à 3 keer zooveel nuttig effect heeft als een langswapening met hetzelfde volume. Bij een ronde ijzeren staaf daarentegen, zouden radiaal gerichte drukspanningen σ de stuikgrens slechts met σ verhoogden, immers dan wordt op de zuivere drukspanning een drieassige drukspanning met gelijke hoofdspansingen gesuperponeerd, die de zekerheid tegen plastische vervorming niet beïnvloedt. Zoo'n spiraalwapening zou dus bij een ijzeren staaf, afgezien van praktische overwegingen, slechts een half keer zoo gunstigen invloed hebben als een verzwareing van de staaf met dezelfde hoeveelheid ijzer.

Een voordeel van de plastische vervorming van ontwikkelde kolommen is ook, dat materialen als gietijzer, die in gewone kolommen niet uitgenut kunnen worden, omdat bij de verkorting, waarbij het beton zich begeeft, de maximum spanning daarin nog lang niet bereikt is, nu met voordeel kunnen worden toegepast (systeem v. Emperger). Uit de belangrijke proeven, onlangs genomen door ir. N. J. Rengers voor de Hollandsche Betonvereeniging, bleek ook, dat de stuik van het beton soms niet voldoende is, om in ingebetonnen stalen kolommen de vloei grens te kunnen uitnuttigen, maar dat door een betrekkelijk lichte beugelbewapening of omsnoering aan dit bezwaar kan worden tegemoetgekomen.

Na deze vergelijking van de eigenschappen van het staal en het gewapend beton wil ik nog een korte opmerking maken over de vormgeving van betonconstructies.

Vormgeving.

Voor een economische vormgeving gelden in zekeren zin dezelfde principes als voor staalconstructies werden uiteengezet. Toch ontstaan door de bijzondere eigenschappen van het gewapend beton geheel andere vormen. Terwijl b.v. bij staal de wensch het materiaal zoover mogelijk uit de neutrale as te brengen de I-balk deed ontstaan, kan bij gewapend beton de getrokken flens vervallen, omdat het benodigde ijzer gemakkelijk in het lijf, de rib, kan worden ondergebracht, terwijl ook om andere redenen het maken van een verbreding in de trekzone geen aanbeveling verdient. We krijgen zoo de T-balk.

Door het *grootte eigengewicht* is b.v. ook voor gelijke overspanningen bij betonconstructies de permanente belasting in verhouding veel grooter dan bij staalconstructies, zoodat reeds bij veel kleinere overspanningen die constructies met voordeel kunnen worden toegepast, die vooral voor permanente belasting gunstig zijn. Dit zijn *Gerber-liggers*, over de opleggingen *uitkragende constructies*, *doorgaande liggers* en *bogen*. Waar het beton het meest geschikt is voor het opnemen van drukkrachten, is de boog de meest geëigende en voor zeer groote overspanningen zelfs eenig mogelijken vorm, evenals de hangbrug dit is in staal.

Constructies, die hun draagkracht voor een groot deel of geheel aan getrokken staven ontleenen, zoo-

als vakwerken en hangbruggen, zijn daarentegen onlogisch en daardoor niet economisch. De reden, dat vakwerken in gewapend beton betrekkelijk weinig zijn toegepast, is bovendien de lastige uitvoering. Door de kleine toe te laten spanningen worden de staven bovendien erg zwaar, zoodat bij evenwijdige randen b.v. een groot deel van de dwarskracht door buiging van de randen, dus door de secundaire spanningen, zal worden opgenomen. Het zou dan schijnbaar voor de hand liggen de dwarskracht, maar geheel door de buiging van de randen te laten opnemen, waarbij tevens de horizontale schuifkrachten door buiging van de verticalen moeten worden overgebracht. Men krijgt dan de *Vierendeel-ligger*, die veel is toegepast en ook gemakkelijker is uit te voeren dan een vakwerk, m.i. echter eveneens een onlogische vorm. Door het verbuigen van randen en verticalen is de doorbuiging groot, er moet dus *veel arbeid in worden opgehoopt*. De toegelaten spanningen kunnen echter slechts in de randvezels worden uitgenut, zoodat gemiddeld per eenheid van volume betrekkelijk weinig arbeid geborgen kan worden. Twee redenen dus, waarom een dergelijke constructie niet economisch kan zijn. Wanneer men niet om bepaalde redenen aan rechte randen gebonden is, zal het immers veel logischer zijn den gedrukten bovenrand geknikt of gebogen te maken, waardoor deze door zuivere druk de dwarskracht veel economischer opneemt dan dit door buiging van de randen kan geschieden. Maakt men de hoogte aan de einden theoretisch nul, dan wordt bij volbelasting zelfs de geheele dwarskracht door den rand opgenomen. We krijgen dan een z.g. *L o h s e-träger* *). Wordt de getrokken onderrand als slap tegen buiging aangenomen, dan ontstaat de *hoogbrug met trekband*, waarbij het dan rationeel is den getrokken trekband in staal uit te voeren. Door inkorten van den trekband zijn dan de secundaire buigspanningen uit de boog te verwijderen (Patent Dyckerhoff & Widmann).

Toch verschillen al deze vormen in principe niet van de voor staalconstructies gebruikelijke. Typisch voor het gewapend beton zijn echter de constructies, die niet zooals de voorgaanden in *één richting* dragen, maar in *twee richtingen*, n.l. de *platen* en *schalen*. Vooral voor de laatste is nog een groote toekomst weggelegd.

Van de in twee richtingen dragende platen zijn de meest voorkomende de *op vier zijden opgelegde rechthoekige platen* en de *paddestoelvloeren*. Het gedrukte beton wordt hier dus dubbel benut, waarbij nog komt, dat als regel bij een dergelijke belasting in twee loodrecht op elkaar staande richtingen de breukspanning nog iets hooger zal liggen dan bij éénassige drukspanning. Volgens de hypothese van Mohr zou de breukspanning niet grooter zijn, maar verschillende proeven wijzen toch wel in die richting (Ros vond b.v. voor marmer een 1,3 keer zoo groote breukspanning als bij zuiveren druk; voor beton loopen de resultaten echter nogal uiteen).

De momenten in op 4 zijden opgelegde platen mochten reeds volgens de Duitsche voorschriften van

*) Namelijk bij slap gedachte verticalen.

1925 als voor isotrope platen, dus volgens de elasticiteitsleer, worden berekend, n.l. volgens de formules van Marcus (waarbij echter de bewapening op de gebruikelijke wijze, als hiervoor reeds vermeld, is te berekenen). Volgens anderen zouden echter de *wringspanningen* niet in rekening mogen worden gebracht, daar deze na het scheuren van het beton niet groot meer kunnen zijn, dus zou de plaat als twee stel elkaar kruisende balken moeten worden opgevat (*Trägerrostverfahren*). Hierbij houdt Ritter er echter rekening mee, dat voor het bereiken van de breukbelasting, door de kleiner wordende stijfheid van het beton in de meest belaste gedeelten, deze door de minder belaste worden ontlast (plasticiteit). Verder werd door Huber voorgesteld op 4 zijden opgelegde platen, in verband met de verschillende wapening in twee richtingen, als *orthogonaal anisotroop* te berekenen, bij afkorting *orthotroop* genoemd.

Uit de in 1932 door Gehler gepubliceerde proeven, genomen in Stuttgart en Dresden, is gebleken, dat bij een berekening als isotrope plaat zoowel de zekerheid tegen scheuren als tegen breuk meer dan voldoende is. Zoolang nog geen scheuren optreden, dus ook bij de gebruikslast, gedraagt de plaat zich werkelijk isotroop. Na het optreden van scheuren zullen natuurlijk de wringspanningen gedeeltelijk verdwijnen, maar daar staat tegenover, dat, door het slapper worden van de plaat in het midden, de spanningen zich gunstiger verdeelen, terwijl door de groote doorbuigingen ook membraanwerking ontstaat. Daar een berekening van op 4 zijden opgelegde platen volgens de elasticiteitstheorie, dus als isotrope plaat, kleiner momenten geeft dan volgens de verschillende voorschriften (behalve de Duitsche) worden aangegeven, verdient het uit een oogpunt van economie aanbeveling hiermee rekening te houden. Hoewel het tot nu toe niet gelukt is de differentiaalvergelijking van de plaat voor het geval van rechthoekige platen direct te integreren, zijn verschillende methoden ontwikkeld, die tot nauwkeurige uitkomsten leiden. In het algemeen kan n.l. elke differentiaalvergelijking numeriek worden opgelost, door inplaats van de differentiaal-quotienten de differentiequotienten te stellen, waarbij dus met eindige verschillen wordt gewerkt en de elastische plaat door een elastisch rooster vervangen wordt gedacht. Men verkrijgt zoo een stel lineaire differentievergelijkingen, die met de randvoorwaarden tot de oplossing leiden.

Op deze wijze werden door Nielsen verschillende plaatberekeningen uitgevoerd. Marcus splitste de plaatvergelijking, die van de vierde orde is, in twee differentiaalvergelijkingen van de tweede orde, die hij ook door differentierekening oplost. Bij niet vrij opgelegde platen moeten echter, om aan de randvoorwaarden te voldoen, vrij ingewikkelde toeslagoplossingen op het zoo verkregen elastische vlak van de plaat worden gesuperponeerd. Aan de door Lewe gegeven oplossing, waarbij de belasting in dubbele reeksen van Fourier wordt ontwikkeld, ligt ten grondslag het feit, dat bij vrij opgelegde plaat en in beide richtingen sinusvormig verlopende belasting, het elastische vlak van de

plaat eveneens in beide richtingen sinusvormig zal verlopen. Andere oplossingen werden o.a. nog gegeven door Biezeno en Koch, Hencky en Nadai. Voor gebruik bij het ontwerpen zijn echter de genoemde oplossingen te bewerkelijk. Door Marcus werden daarom de in de Duitsche voorschriften opgenomen formules opgesteld, waarvan hij voor de vrij opgelegde en alzijdig ingeklemde plaat aantoonde, dat ze vrijwel tot dezelfde uitkomsten leiden als de nauwkeurige berekening. Dit zijn dus meer empirische formules, waarvan de juistheid door den gebruiker niet is te controleeren, tenzij hij zich eerst in een der hier meegedeelde oplossingsmethoden inwerkt, waarvoor meestal de tijd zal ontbreken. Het mocht mij eenige maanden geleden gelukken een nieuwe methode te vinden voor het berekenen van platen, waardoor een zeer eenvoudige oplossing mogelijk is, zoowel voor op 4 zijden vrij opgelegde platen als driehoekige platen, ronde platen, e.d. Ook voor het berekenen van de schuifspanningen in op wringing belaste doorsneden kan deze methode dienst doen. Voor platen, die op 4 zijden vrij zijn opgelegd, zoowel als voor platen, die aan één of meer zijden zijn ingeklemd, kon ik eenvoudige formules afleiden, die nog gemakkelijker zijn toe te passen dan die van Marcus en het voordeel hebben, dat *de afleiding door den gebruiker gemakkelijk is na te gaan*. Bovendien zijn ze voor vierkante platen nauwkeuriger en blijven voor meer langwerpige platen aan den veiligen kant (25) (38).

Buitengewoon geschikt voor het overspannen van groote ruimten als kerken, werkplaatsen, markthallen, ja zelfs stadions zijn de *schalen* volgens het systeem Zeiss-Dywidag. De twee voornaamste grondvormen zijn het *koepelgewelf* met cirkelvormig grondvlak en het *verstijfde tongewelf* met rechthoekig grondvlak. Door hiervan gedeelten af te snijden en deze weer te combineeren is echter ook de overdekking van ruimten met betrekkelijk willekeurige grondvlakken mogelijk.

Wat de statische werking betreft, bieden de koepelgewelven niets nieuws. Nieuw was het in 1922 door Bauersfeld gevonden Zeiss-netwerk, waardoor een eenvoudige uitvoering mogelijk werd. Ook slaagde Dischinger er in, de buigspanningen bij den overgang tusschen schaal en trekkring weg te werken door het toepassen van een *overgangsboog*. Bovendien toonde hij aan, dat zelfs bij grooten afstand der dragende kolommen geen afzonderlijke constructies noodig zijn, maar de schaal over dien afstand zelf als ligger werkt. Bij een koepel van 75 m diameter zijn zelfs kolomafstanden van 40 m mogelijk.

Voor het overspannen van rechthoekige ruimten vond Dischinger in 1923 het verstijfde tongewelf. Hierbij wordt de belasting niet door drukspanningen overgebracht naar de rechthoekzijden, waaraan de geboorten van het gewelf aansluiten, maar door schuifspanningen juist naar de daar loodrecht op staande rechthoekzijden, waar het gewelf door *stijve schijven* in zijn vorm wordt gehouden. Vormt de schaal b.v. een halven cilinder, dan blijken er door het eigengewicht geen buigspanningen in te ontstaan, indien zij bij de geboorten van het gewelf geheel vrij is en daar verstijfd zou kunnen worden

door in de richting van de cilinderas loopende trekbanden, die oneindig stijf tegen trek zouden moeten zijn en bovendien niets zouden mogen wegen. Daar aan deze randvoorwaarden niet is te voldoen, treden toch betrekkelijk kleine buigspanningen op, die het eerst door Finsterwalder werden berekend. Waar de bruikbaarheid van deze nieuwe vinding juist aan die geringe buigspanningen te danken is, is het me opgevallen, dat ik nooit ergens vermeld vond, dat ze feitelijk is af te leiden uit een reeds in 1910 door Fröhlich gepubliceerde berekening, die ook reeds door den Zweedschen ingenieur Karlsson was gevonden. Karlsson heeft n.l. omstreeks 1910 reeds buisleidingen gebouwd, die op afstanden zijn opgelegd in *stijve ringen*. Bij de berekening van de tusschen de ringen vrij dragende buis kwam men tot het, volgens Karlsson, verbazingwekkende resultaat, dat noch door het eigen gewicht, noch door het watergewicht bij geheel gevulde buis, buigspanningen in den buiswand ontstonden. De bovenste helft van de buis is nu als het verstijfde tongewelf op te vatten. De ringen zijn de stijve schijven. Als trekband fungeert de onderste buishelft. Ze is voor de bovenste helft oneindig stijf, omdat waar ze daaraan aansluit, in de neutrale as, de verlenging nul is. Bovendien is het voor de bovenste helft alsof deze trekband geen gewicht heeft, omdat hij juist zichzelf draagt.

Uit deze vergelijking met een buis is ook weer duidelijk te zien, hoe hier de materiaalbesparing verkregen is door de vezels zoover mogelijk uit de neutrale as te brengen. Met deze schalen is het mogelijk ruimten van $120\text{ m} \times 240\text{ m}$ geheel vrijdaggend af te dekken met betrekkelijk kleine betondikten.

Door deze uiteenzetting heb ik getracht U een denkbeeld te geven van enkele problemen, die in de staalbouw van de laatste jaren de aandacht hebben en van enkele nieuwe inzichten op het gebied van den gewapend-betonbouw, waarbij nieuwe theoriën ontwikkeld worden, waarbij men zooveel mogelijk steun zoekt of uitgaat van laboratoriumproeven. Deze laboratoriumproeven zijn daarom zoo belangrijk, omdat men daarbij gebruikt het materiaal zelf en het onderwerpt aan krachten, die zooveel mogelijk overeenstemmen met de werkelijk in constructies optredende.

Ik heb gezegd.

AANTEKENINGEN

1. Bijlaard. *De Ingenieur* 1931 nr. 42. blz. B. 281.
2. Bijlaard. *Openbare werken* 1931 nr. 13. „Beschouwingen over het meest economische vakwerk”, (zie ook errata in nr. 18 blz. 276).
3. Bijlaard. „Vrije uitbouw” 1933 (uitg. Techn. Hoogeschool Bd.) blz. 28.
4. Het hier gegeven bewijs geldt strikt genomen natuurlijk alleen voor een permanente belasting en een vakwerk, dat daarvoor berekend is. Als in twee constructies, die we vergelijken, niet dezelfde spanningstoestanden optreden, wat echter praktisch van geen belang is (bij vakwerken nemen we b.v. overal lijnspanning aan), zou deze stelling alleen geheel juist zijn, wanneer de vormveranderingsarbeid maatgevend was voor de kritische spanningstoestanden, dus als de hypothese van Beltrami-Haigh

juist was. In werkelijkheid geldt echter (zie blz. 82) de hypothese van Huber-Hencky, waarbij de kritische spanningstoestanden door de gedaanteveranderingsarbeid worden bepaald. Veel verschil maakt dit echter niet.

5. Om een eenvoudige voorstelling te krijgen, denken we hier de elasticiteitsgrens, die, daar de elastische vormveranderingen steeds de Wet van Hooke blijven volgen (ook boven de vloeigrens), samenvalt met de evenredigheidsgrens, ook samen te vallen met de vloeigrens.
6. Bijlaard. *De Ingenieur* 1931 nr. 42. blz. B. 279.
7. Bijlaard. *De Ingenieur* 1931 nr. 8. „Weerstand van de doorsnede van een plaat tusschen nagels in een scheeve rij, berekend volgens de breukhypothese van Mohr” (zie fig. 1, 2 en 3).
8. Bijlaard. *De Ingenieur* 1931 nr. 37. „Weerstand van een verzwakte scheeve doorsnede van een getrokken plaat, berekend volgens de hypothese van Huber-Hencky”.
9. Bijlaard. *De Ingenieur* 1933 nr. 23. „De plastische vervorming van vloeijzer en de berekening van ijzerconstructies” (zie fig. 4, 5 en 6).
10. Door de verhooging van de vloeigrens bij ongelijkmatige spanningsverdeling, zooals die door Thum ook bij gebogen liggers is geconstateerd, is het natuurlijk toch niet uitgesloten, dat een, bij verwaarloozing van de schuifspanningen, volgens de plasticiteitstheorie berekende balk, de verwachte draagkracht bezit.
11. Als secundaire spanningen zijn hier dus ook op te vatten de verschillen tusschen de spanningen, die b.v. in een statisch onbepaald vakwerk optreden volgens de elasticiteits- en de plasticiteitstheorie.
12. Bijlaard. *De Ingenieur* 1931 nr. 42. blz. B. 280. (zie fig. 7).
13. Wilson en Haigh *Engineering* 1922. Vol. 114. blz. 309.
14. Hier zij ook gewezen op den ongunstigen invloed van roestvorming, z.g. corrosievermoeidheid.
15. De onzekerheid in de belastingen wordt niet in deze veiligheidsmarge ondergebracht. De belastingaannamen moeten zoodanig zijn, dat die onzekerheid daarin reeds verwerkt is.
16. Bijlaard. *De Ingenieur* 1931 nr. 42. blz. B. 282 en fig. 28 op blz. B. 285. Daar wordt alleen aangegeven hoe de spanningen bepaald kunnen worden, wanneer de versterkingsplaat werkelijk tot het andere einde van de knooppaalt doorloopt, (onder doortrekken wordt natuurlijk als regel niet verstaan het doortrekken van de plaat zelf, maar van de kracht daarin, door middel van een laschplaat). Is in een reeds bestaande brug een versterkingsplaat minder ver doorgetrokken, dan kan men, zooals in de door mij verstrekte collegedictaten is aangegeven, de spanningen in de knooppaalt vinden door op het in *De Ingenieur* 1931 nr. 42 in fig. 28 aangegeven geval zoodanige krachten te superponeeren, dat het zich in werkelijkheid voordoende belasting geval verkregen wordt. Deze te superponeeren krachten vallen dan in elkaars verlengde en liggen ter hoogte van asrand. De erdoor in de knooppaalt opgewekte extra spanningen zijn, wanneer de hoogte van de knooppaalt 1 tot 3 keer zoo hoog is als de rand, groter dan wanneer de knooppaalt even hoog als de rand was (het is n.l. gewenscht hier de buigspanningen volgens de elasticiteitstheorie te berekenen). Vindt men totale spanningen, die boven de vloeigrens liggen, dan wil dit nog niet zeggen, dat de knooppaalt mee zal geven, omdat ze door den rand zelf ondersteund wordt. Zooals bekend, is het bij versterkingsplaten, die, in tegenstelling met de hierboven bedoelde, loodrecht op het vlak van de knooppaalt liggen, gewenscht, deze zoover voorbij het andere einde van de knooppaalt door te trekken, dat ze daar met een voldoende aantal nagels zijn aan te sluiten; dit staat niet in verband met de spanningen in de knooppaalt, maar geeft een gunstiger spanningsverloop in den rand.

17. Waar de secundaire spanningen dus, ook bij (volgens Hooke) gelijkgerichte spanningsgrenzen, wel degelijk invloed hebben, zou er hierbij mee rekening zijn te houden, dat b.v. voor de langsliggers de frequentie der spanningswisselingen veel grooter kan zijn dan voor staven van de hoofdliggers. Is de veldwijde b.v. gelijk aan den as-afstand der op de brug verkeerende mobiele last, dan zal voor de langsliggers de spanning bij elken asovergang wisselen, voor de randen der hoofdliggers daarentegen slechts bij elken treinovergang.
18. Alleen bij zeer slanke staven is de evenwichtstoestand bij zeer kleine uitbuigingen even indifferent.
19. Bijlaard. *De Ingenieur* 1933 nr. 23. blz. B. 134, hoofdstuk 5, eerste alinea.
In een verhandeling van Chwalla (Verhandelingen van de Internationale Vereeniging voor Bruggenbouw en Hoogbouw, 1933—'34, blz. 96), die tijdens het afdrucken van deze rede werd ontvangen, toont deze met zijn reeds eerder in dit jaar gepubliceerde krommen, die op vrijwel exacte wijze het verloop aangeven van de gemiddelde normaalspanning als functie van de doorbuiging van een staaf bij centrisc knikken (*Der Stahlbau* 1934 nr. 3), eveneens aan, dat inderdaad de draagkracht van een statisch onbepaalde constructie door het uitknikken van een drukstaaf in bepaalde gevallen niet meer is dan de volgens de elasticiteitstheorie berekende. Door zijn proeven werd dit volkomen bevestigd. Dit steunt mijn theorie, die ik stelde tegenover een zekere veronachtzaming van het feit, dat de plasticiteitstheorie in geen geval uitgestrekt mag worden over vakwerkconstructies. Dit werd door mij reeds eerder verdedigd en in 1930 had ik gelegenheid bij een schriftelijke gedachtenwisseling met prof. Kist, nog eens nadrukkelijk daarop te wijzen. Hierbij toonde ik aan, met een ingeklemde vakwerkligger, met randen, die over de volle lengte gelijk blijven in doorsnede als voorbeeld, dat de draagkracht van een constructie in bepaalde gevallen niet grooter is dan de volgens de elasticiteitstheorie berekende en veel kleiner dan die volgens de plasticiteitstheorie. Uit het in 1926 door Ros gegeven verloop van de knikmodulus T als functie van de kromming bij verschillende grondspanningen is n.l. af te leiden, dat op het moment van knikken de weerstand van de staaf vrijwel altijd meer zal afnemen, en meestal veel meer, dan de op te nemen staafkracht, zoodat de staaf doorknikt en eerst bij sterk gedaalden weerstand weer evenwicht mogelijk zal zijn.
20. Dit is natuurlijk zoo, omdat in alle staven de spanningen ongeveer even groot kunnen worden en gelijk over de doorsnede verdeeld worden gedacht, dus wat dat betreft volgens de plasticiteitstheorie gerekend wordt. Wordt geheel volgens de elasticiteitstheorie gerekend, zooals voor een absoluut bros materiaal gedaan zou moeten worden, dan leidt de Wet van minimum vormveranderingsarbeid heelemaal niet tot een minimum materiaalverbruik, omdat, door de ongelijke verdeling van de spanningen over de doorsnede, b.v. door de aanwezigheid van boutgaten, alleen in de maximum belaste deelen vlak langs de boutgaten de toelaatbare hoeveelheid arbeidsvermogen kan worden opgehoopt en in de minder belaste gedeelten veel minder.
21. Om uit de door Chwalla in *Der Stahlbau* 1934 nr. 3 gegeven krommen (zie noot 19) de toenadering van de uiteinden bij bepaalde normaalspanning te berekenen is erop te letten, dat in de staafas de normaalspanning niet gelijk is aan de gemiddelde normaalspanning. Omdat, zooals bekend, de stijfheid van de vezels aan de bolle zijde grooter is tegen buiging dan die van de vezels aan de holle zijde, ligt de lijn, waar de gemiddelde normaalspanning heerscht, de σ_k -lijn, dicht bij de bolle dan bij de holle kant. Vlak bij de uiteinden zullen bij het knikken alle spanningen terugloopen, dus geldt voor de buigspanningen de Wet van Hooke, zoodat de σ_k -lijn daar in de staafas zal vallen. Aangezien bewezen moet worden, dat de plasticiteitstheorie niet mag worden

toegepast, mag niet te ongunstig worden gerekend, waarom ik aannam, dat de σ_k -lijn in het midden van de staaf geheel met den bollen rand samenvalt, wat natuurlijk veel te gunstig is. Ik vind daardoor n.l. bij een bepaalde normaalspanning te groote toenadering, dus bij een bepaalde toenadering een te groote normaalspanning (want de normaalspanning neemt bij toenemende toenadering af). De doorbuigingslijn zal het midden houden tusschen een sinuslijn en een in het midden van de staaf geknikte en overigens rechte lijn.

Wordt een rechte staaf volgens een bepaalde kromme verbogen, dan is bij niet te sterke kromming, voor de toenadering der uiteinden te schrijven:

$$\frac{1}{2} \cdot \int \left(\frac{dy}{dx} \right)^2 \cdot dx.$$

Voor een sinuslijn en een in het midden geknikte

lijn, wordt de toenadering dan resp. $\frac{\pi^2}{4l} \cdot f^2$ en

$\frac{2}{l} \cdot f^2$, waarbij voor l ook wel de staaf lengte mag geschreven worden.

Daar hier echter de staafas in de σ_k -lijn gedacht moet worden, die een lengte l' heeft, wordt de toenadering door de buiging resp.

$$\frac{\pi^2}{4l'} \left[\left(\frac{h}{2} + f \right)^2 - \left(\frac{h}{2} \right)^2 \right] = \frac{\pi^2}{4l'} \cdot f \cdot (f + h) \text{ en}$$

$$\frac{2}{l'} \cdot f \cdot (f + h)$$

waarin:

$$l' = \frac{l}{2} \cdot \left(1 + \sqrt{1 + \frac{\pi^2}{4} \cdot \frac{h^2}{l^2}} \right) \text{ resp. } \sqrt{l^2 + h^2}$$

waarvoor practisch l is te schrijven.

Om niet te ongunstig te rekenen, werd de grootste toenadering, die dus door de sinuslijn gegeven wordt, aangehouden. Deze werd natuurlijk uitgezet vanaf de ontlastingslijn, die de verkorting volgens de σ_k -lijn door het terugloopen van σ_k volgt.

Zelfs op deze wijze berekend bleek dat de weerstand van de staaf minder dan de helft van de oorspronkelijke wordt, alvorens weer evenwicht mogelijk is. Hierbij werd aangenomen, dat bij een toenadering van de uiteinden van de staaf gelijk aan tien maal de elastische verkorting bij het bereiken van de kniklast, de staafkracht nul wordt.

In zijn zoojuist ontvangen publicatie (zie noot 19) heeft Chwalla eveneens de toenadering der uiteinden van de staaf uit de doorbuigingen berekend, maar heeft de σ_k -lijn in de staafas aangenomen, hoewel hij er ook op wijst, dat dit niet geheel exact is.

Hij schrijft voor de verkorting: $\frac{\pi^2}{4l} \cdot f^2$

22. Een heel eenvoudig voorbeeld is b.v. een op twee kolommen opgelegde stalen balk, die aan weerszijden iets uitkraagt. Denkt men nu de balk te verstijven door deze uitkragende einden tegen opwippen te ondersteunen door daar een stijve nok te plaatsen of ze door naar beneden verankerde stangen, die wel groote stijfheid hebben tegen trek, maar weinig stijfheid tegen buiging, vast te houden, dan zullen de kolommen reeds bij een veel kleinere belasting uitknikken. Reeds bij een belasting die nog niet de helft is van de belasting die zonder de extra ondersteuning gedragen kan worden, is dan geen evenwicht meer mogelijk en bezwijkt de constructie.

Uit de zoo juist ontvangen nieuwe Hollandsche Voor-schriften voor het ontwerpen van stalen bruggen blijkt, dat hetgeen ik hier over knik vertelde daar lijnrecht mee in strijd is.

Volgens artikel 2 wordt n.l. een berekening van alle constructies volgens de plasticiteitstheorie toegelaten. Het groote gevaar van een dergelijke bepaling is uit het hier opgemerkte wel duidelijk.

- Zie ook E. Melan. *Zeitschrift für angewandte Mathematik und Mechanik* 1932.
23. Bijlaard. *De Ingenieur* 1932 nr. 4. „Knikzekerheid van den bovenrand van open wandbruggen”.
 24. Bijlaard. *De Ingenieur* 1933 nr. 7. „Knikzekerheid van door koppelplaten verbonden profielen”.
 25. Bijlaard. *De Ingenieur* 1934, nr. 26. „Een nieuwe methode voor het berekenen van platen en de toepassing daarvan op het plooiën van de wanden van gedrukte staven”.
 26. de Wit. *De Ingenieur* 1932 nr. 51. „De minimum materiaalverdeling in een symmetrische vakwerkbrug op drie steunpunten”.
 27. Bijlaard. *De Ingenieur* 1931 nr. 42. blz. B. 276 en B. 277.
 28. Bijlaard. „Vrije Uitbouw” 1933 blz. 27.
 29. Bijlaard. *De Ingenieur* 1931 nr. 42. blz. B. 277 e.v.
 30. Bijlaard. *De Ingenieur* 1931 nr. 42. „De brug over de Kali Progo, ontworpen volgens een nieuw systeem” (zie ook errata in nr. 51 blz. B 344).
Bijlaard. *De Ingenieur* 1932 nr. 25. „Een nieuw brugsysteem”.
Bijlaard. *Spoor- en Tramwegen* 1932 nr. 2. „De brug over de Kali Progo”.
Bijlaard. „Vrije Uitbouw” 1933 blz. 30—47.
De Ingenieur 1931 nr. 42. Bezichtiging van de gemonteerde brug over de Kali Progo in de werkplaats te Helmond (v. G. S.).
De Ingenieur 1933 nr. 4. blz. A. 34. Verslag van een excursie naar de in aanbouw zijnde S. S. brug over de Kali Progo bij Sentolo, gehouden door Kring 3, Semarang, van het Kon. Instituut van Ingenieurs. Het artikel in *De Ingenieur* 1931 nr. 42, werd o.a. gedeeltelijk overgenomen in:
Die Bautechnik 1932 nr. 9. „Eisenbahnbrücke über den Kali-Progo” (Dr. Kollmar).
Der Bauingenieur 1932 nr. 3—4. „Zwei neue Brückensysteme” (Dr. Möhlmann).
Zie ook discussie in *Der Bauingenieur* 1932 nr. 35—36 en 51—52.
Le Génie Civil 1932 nr. 10. „Nouveau type de pont en arc construit à Kali Progo, Java”.
Engineering News Record 1933 nr. 16. „Foreign bridges exemplify unusual designs”.
 31. Bijlaard. *De Ingenieur* 1931 nr. 42. blz. B. 276.
 32. Haarman. *De Ingenieur* 1917 nr. 4. „De montage van de brug over de Serajoerivier in de lijn Cheribon—Kroja der Staatsspoorwegen op Java”.
 33. Filus. *Der Stahlbau* 1933 nr. 20. „Ein Vorschlag zur Schlussmontage beim Freivorbau”.
 34. Bijlaard. *De Ingenieur* 1924 nr. 40. „Demontage van 3 bruggen van 60 m, vormende de oude S.S. brug over de Tji-Taroem bij Kedoenggedeh en weder monteeren daarvan bij 3 afzonderlijke kunstwerken in de in aanleg zijnde lijn Kopo—Tjiwidej”.
Bijlaard. *De Ingenieur* 1926 nr. 33. „Meer dan 50 m vrije uitbouw van een vakwerkbrug van 60 m in Zuid-Sumatra”.
Die Bautechnik 1926 nr. 51. „Bau einer eisernen Fachwerkbrücke auf Sumatra im freien Vorbau über 50 m”.
Bijlaard. *De Ingenieur* 1927 nr. 27. „Montage van de brug over de Way Oempoe, als laatste schakel in de spoorlijn Palembang—Telok Betong”.
Bijlaard. „Vrije Uitbouw” 1933. (verkrijgbaar bij de Technische Hoogeschool).
 35. De omhullende volgens Mohr is niet te verwarren met de omhullende der spanningscirkels $\rho_1 \rho_2$ die door mij werd gebruikt om na te gaan wat de gunstige mogelijke vlakke spanningstoestand is, die zich bij bouwstaal kan instellen (zie literatuur vermeld bij noot 7, 8 en 9). Zooals ik aantoonde, is b.v. bij de vloeivoorwaarde van Huber-Hencky een omhullende van de spanningscirkels $\rho_1 \rho_2$ mogelijk. Bij deze vloeivoorwaarde is echter geen omhullende volgens Mohr aan te geven.
 36. Bij de practisch meest voorkomende gevallen wordt de toestand gunstiger, omdat daar reeds volgens de elasticiteitstheorie een spanningstoestand heerscht, waarvan de hoofdspanning groter is dan de hoofdtrekspanning en steiler verloopt, zooals b.v. bij fundeeringsplaten. Ook het moment dat daar tevens door de doorsnede moet worden overgebracht, zal invloed hebben. In een afzonderlijke publicatie hoop ik bij gelegenheid op een en ander terug te komen.
 37. Zie ook het korte bericht in *De Ingenieur* 1934 nr. 14. blz. Bt. 34 van C. over de „plasticiteit van beton”.
 38. Bijlaard. „Afleiding van eenvoudige formules voor het berekenen van rechthoekige, op vier zijden opgelegde platen” (verschijnt binnenkort in *De Ingenieur*).
Als algemeene formule voor de maximum momenten M_x en M_y in rechthoekige platen met zijden l_x en l_y met verschillende randvoorwaarden, vond ik:

$$\begin{cases} M_x = m \cdot q_x' \cdot l_x^2 \text{ waarin } q_x' = \beta \cdot \frac{l_y^4}{l_y^4 + a' \cdot l_x^4 + \gamma l_x^2 \cdot l_y^2} \cdot q \\ M_y = n \cdot q_y' \cdot l_x^2 \text{ waarin } q_y' = \beta \cdot \frac{a \cdot l_x^4}{l_y^4 + a' \cdot l_x^4 + \gamma l_x^2 \cdot l_y^2} \cdot q \end{cases}$$

De coëfficiënten m, n, a, a', β en γ hangen van de diverse randvoorwaarden af. Ze werden op eenvoudige wijze afgeleid en in een tabel voor de zes voorkomende gevallen verenigd.
Voor aan vier zijden vrij opgelegde platen is b.v.

$$m = n = \frac{1}{8}, a = a' = 1, \beta = \frac{7}{6} \text{ en } \gamma = 2,$$

zoodat voor dit geval:

$$\begin{cases} M_x = \frac{7}{48} \cdot \frac{l_y^4}{l_y^4 + l_x^4 + 2 l_x^2 \cdot l_y^2} \cdot q \cdot l_x^2 \\ M_y = \frac{7}{48} \cdot \frac{l_x^4}{l_y^4 + l_x^4 + 2 l_x^2 \cdot l_y^2} \cdot q \cdot l_y^2 \end{cases}$$

Is b.v. de plaat vierkant, dus is $l_y = l_x = l$, dan volgt hieruit:

$$M_x = M_y = \frac{1}{27,4} \cdot q \cdot l^2$$

De formule van Marcus geeft eveneens:

$$M_x = M_y = \frac{1}{27,4} \cdot q \cdot l^2.$$

Is de plaat langwerpig, b.v. $l_y = 2 l_x$, dan geeft de nieuwe formule:

$$M_x = \frac{1}{10,7} \cdot q \cdot l^2, M_y = \frac{1}{171} \cdot q \cdot l^2.$$

De formule van Marcus geeft voor dit geval:

$$M_x = \frac{1}{10,6} \cdot q \cdot l^2, M_y = \frac{1}{169} \cdot q \cdot l^2.$$

Ook de extra belasting van de randbalken door de wringingsmomenten is direct aan te geven. Zooals uit mijn publicatie (25) blijkt, is het door de wringingsmomenten op de X-strooken uitgeoefend ontlastende moment $M_{xo} = M_y$ (verg. 8), zoodat, bij parabolisch verloop, het totale ontlastende moment $\frac{2}{3} \cdot M_y \cdot l_y$ bedraagt. Daar dit moment extra door de 3 in de X-richting loopende randbalken moet worden opgenomen, is daarvoor het extra moment:

$$\frac{1}{3} M_y \cdot l_y = \frac{1}{3} \cdot \frac{7}{48} \cdot \frac{l_x^4}{l_x^4 + l_y^4 + 2 l_x^2 \cdot l_y^2} \cdot q \cdot l_y^2 \cdot l_y =$$

$$= \frac{7}{144} \cdot \frac{l_x^2 \cdot l_y^2}{(l_x^2 + l_y^2)^2} \cdot Q \cdot l_x,$$

waarin $Q = q \cdot l_x \cdot l_y$. Voor de andere balken is het $\frac{l_y}{l_x}$ keer zoo groot.

BERICHTEN VAN ALLERLEI AARD.

Ned.-Ind. Bond voor Technische Arbitrage.

5de Jaarlijksche Algemeene Vergadering te houden te Bandoeng op Zaterdag 29 September 1934 ten 7.30 n.m. in de zaal van de Loge Bandoeng van de *N. I. Theosofische Vereeniging*, Olcottpark, Oud Merdika 32.

Agenda:

1. Opening.
2. Notulen der Algemeene Vergadering van 19 Augustus 1933 — zie Mededeelingen No. 4 November 1933.
3. Jaarverslag 1933 van den NIRTA — zie Mededeelingen No. 5 Maart 1934.
4. Mededeelingen betreffende het werk in de Studie-Commissies.
5. Rondvraag.

Na afloop dezer huishoudelijke vergadering zal een openbare bijeenkomst worden gehouden, waarin de heer mr. J. L. A. Visser, advocaat en procureur te Bandoeng, een voordracht zal houden over „De bescherming van het auteursrecht van technische ontwerpen”.

Bandoeng, 28 Augustus 1934.

Het Dag. Bestuur van den NIRTA:

J. J. I. Sprenger,
Voorzitter.

C. P. E. van Oyen.
Secretaris.

PERSONALIA.

Aan ir. F. Berkhout, ingenieur bij 's Lands Waterstaat, werd met ingang van 22 Februari 1935 acht maanden verlof naar Europa verleend.

Ir. G. P. Cool, ingenieur bij 's Lands Waterstaat, ter beschikking gesteld van de provincie West-Java, werd gerekend vanaf 2 Juli 1934 werkzaam gesteld als hoofdgenieur.

Ir. B. L. Anthonijs Feher, ingenieur bij 's Lands Waterstaat, werd ter beschikking gesteld

van de provincie Oost-Java en geplaatst te Loemadjang.

Ir. J. B. Peyrot, ingenieur 1ste klasse bij de Zuster-Maatschappijen te Tegal, vertrok in Juni 1934 met Europeesch verlof.

Aan ir. G. Diephuis, hoofdvertegenwoordiger der Zuster-Maatschappijen, is met ingang van 24 Juli 1934 een Europeesch verlof verleend voor den duur van 8 maanden.

Ir. J. U. Auer, ingenieur 2e klasse bij de Zuster-Maatschappijen, keerde in Juli 1934 van Europeesch verlof terug en werd geplaatst te Semarang.

Ir. R. Everwijn, ingenieur bij de Deli-Spoorweg-Maatschappij, keerde 31 Juli 1934 van Europeesch verlof terug.

Ir. J. A. A. Hoefnagels, idem, vertrok 4 Augustus 1934 met Europeesch verlof.

Ir. A. W. Tiedemann, ingenieur der B.P.M. te Pladjoe, vertrok naar Europa.

Ir. A. J. de Jager, idem, werd overgeplaatst van P. Brandan naar Sawang.

Ir. A. G. G. Schot, idem, werd overgeplaatst van Perlak naar Aroebaai.

Ir. B. W. Colenbrander, inspecteur der N.I.S., keerde terug van Europeesch verlof.

Ir. E. Ferman, ingenieur der B.P.M. te Tjepoe, vertrok met Europeesch verlof.

KON. INST. v. INGENIEURS.
Groep Ned.-Indië.

BESTUURSMEDEDEELINGEN.
Voorgestelde nieuwe leden:

Als *gewoon lid* worden voorgesteld:

ir. A. L. M. Smagge, ingenieur bij de N. V. Aniem te Semarang.

ir. J. P. N. Jansen, ingenieur bij de Prov. Waterstaat van West-Java te Indramajoe.

Als *buitengewoon lid* wordt voorgesteld:

A. B. Delmaar, student aan de Technische Hoogeschool te Bandoeng.

Eventuele bezwaren tegen deze candidaatstelling worden vóór 20 October 1934 ingewacht bij het Secretariaat, Koningsplein Oost 15, Batavia-Centrum.

IN NEDERLANDSCH-INDIË

IV. MIJNBOUW EN GEOLOGIE.

„DE MIJNINGENIEUR“

INHOUD: Die Schuttströme am Merapi auf Java nach dem Ausbruch von 1930, von Dipl. Ing. Dr. K. G. Schmidt, (vervolg en slot). — Economische mededeelingen. — Personalia.

Die Schuttströme am Merapi auf Java nach dem Ausbruch von 1930

von

Dipl. Ing. Dr. K. G. SCHMIDT,

Geologe a.D. beim „Dienst van den Mijnbouw“ in Niederländisch Ost Indien.

(Vervolg en slot).

X. Flüsse unter grossem vulkanischem Einfluss: Batang, Senowo, Blongkeng, Lamat, Progo.

A. BERICHTE.

1. Ältere Geschichte.

Der geologische Bau des Merapis zeigt, dass seit längerer Zeit schon eine Tendenz besteht, die Ausbruchsachse von Ost nach West zu verlegen. Am Aufbau der westlichen Bergflanke nehmen junge Bildungen viel grösseren Anteil als dies im Süden der Fall ist. Seit Europäer die Merapigegend bewohnen und beschreiben, ist die Westseite als die gefährlichste bekannt.

1822 führten Pabelan, Lamat und Blongkeng heisse Lahars.

Es wird ausdrücklich gesagt, dass der Pabelan die grössten Schlammwassermassen abgeführt hat (Jungkuhn, 2, pag. 454). 1837 wurde der Blongkeng über eine Länge von 3 km, 60 m breit und 25 m tief mit Auswurfsmaterial gefüllt. 1846 scheinen die Flüsse der Westseite ruhig geblieben zu sein.

1872 wurde das Blongkenggebiet bis zum Weg Magelang — Moentilan durch Lahars verwüstet. 1883, 1888 und 1902 war auf der Westseite erhöhte vulkanische Aktivität, ohne dass grosse Lahars gemeldet wurden. Neue Lahars traten dann erst wieder 1920 im Blongkeng, Batang und Senowo, als Folge einiger Abstürze vom westlichen Dome auf (Kemmerling 1921; Top. Dienst 1910).

Vor allem waren also die Gebiete am Senowo — Pabelan und am Blongkeng bedroht. Auch der Lamat

wird gelegentlich erwähnt. Der Batang wurde vor 1920 nie eines Wortes gewürdigt. Umsomehr machte er sich 1930 geltend.

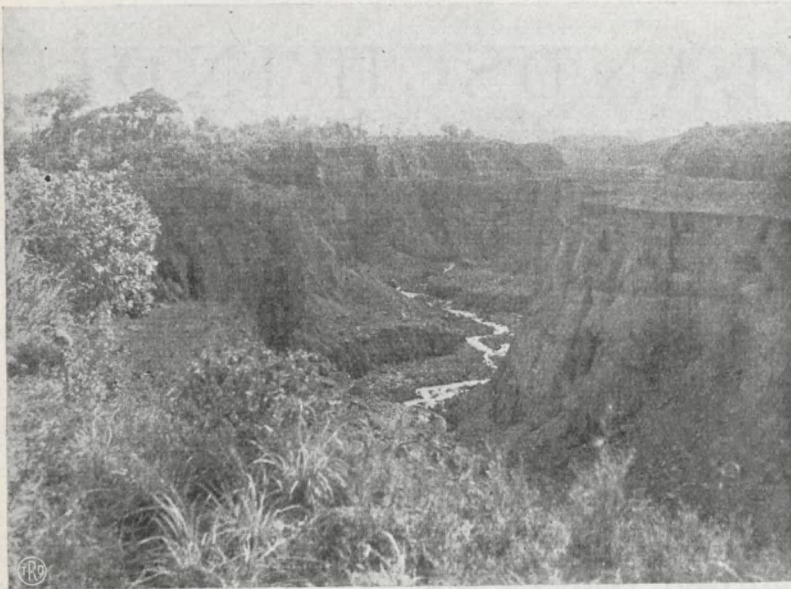
2. Batang seit 1920.

Ablakfeld.

Kemmerling erwähnt 1921 (pag. 17) als besondere Merkwürdigkeit des Batang die Anwesenheit eines „Laharfeldes“ zwischen den Höhenlinien 575 und 750 m beim Kampoeng Ablak. Wann dieses Feld entstanden ist, ist unbekannt. Dorfleute, die älter als 30 Jahre sind, erinnern sich jedoch in ihrer Jugend bei Ablak ein Tal gekannt zu haben, während junge Leute alle nur von der Anwesenheit einer Fläche wussten. Kemmerling berichtet nun (1921), dass durch den Batang schwere Lahars herabgekommen sind, die alle im Ablakfeld totliefen.

Bis 1923 kamen noch neue Sandmassen hinzu ¹⁾, sodass angenommen werden muss, dass die Fläche noch alle späten Lahars der Eruption von 1920 auffing. Dabei hatten sich schon 1921 einige Ueberschläge vom Batang nach dem südlich von Gatel gelegenen Kali Bakalan gebildet (Vulk. Berichten XV). Im Juni 1922 hatten sich die kleinen Täler zu einer 4 — 5 m breiten und 7 m tiefen Rinne vergrössert. Damals floss der Batang als Ganzes durch das neue Tal (Vulk. Berichten XXI). 1923 meldet Taverne, dass dieser Durchbruch bei Bakalan langsam zu versanden beginnt. Gleichzeitig bildeten

1) Damals bildete sich die kleine Kraterbresche über dem Batang.



Aufnahme Schmidt 1931.

Abb. 38. Batang bei ± 800 m. Blick flussauf.

sich jedoch verschiedene Sandüberschläge weiter südwestlich.

Nach de Jager floss der Batang bis Januar 1931 wieder nördlich im alten Bett. Nach Neumann van Padang (1933) war der Mittellauf bis dahin noch passierbar.

Auf verschiedenen Flugzeugaufnahmen, die in jenen Tagen gemacht wurden, kann man sehen, dass sich schon eine Rinne von einigen Metern Tiefe bis in die Mitte des Ablakfeldes vorschob²⁾. Diese Rinne scheint sich nun während einer grösseren Lahar (wahrscheinlich am 2. Januar) erweitert zu haben, bis ins ehemalige Kali Bakalan. Die Gefällstufe gab Veranlassung zu einer ausserordentlich verstärkten rückwärtsschreitenden Erosion. Mit drei oder vier Lahars wurde in Monatsfrist eine Schlucht aufgerissen, an deren lotrecht abfallende Ränder man heute nur zögernd herantritt (Abb. 38 — 41). Jeder Uebergang war nun unmöglich. Bei Berokan ist die neue Schlucht ± 8 m, bei Ablak ± 15 m, bei Balong ± 30 m und bei Maron noch ± 20 m tief geschätzt.

Die Breite schwankt zwischen 20 und 50 m. Verfasser schätzt die gesammte, hier abgeführte Masse auf 4—6 mill. m³. Die Abbildungen geben ein Bild von der ungeheuerlichen Erosionswirkung.

Zugleich kann man aus der Aufeinanderfolge der Bilder gut sehen, wie sich die alte Laharterrassen des Ablakfeldes aus dem Mittellauf des Batang herauschiebt, bei Balong den Rand der älteren Vulkanmantels erreicht und weiter in das Feld übergeht.

Im Jahre 1932 hatte die Erosion in der Höhe des Ablakfeldes selbst nachgelassen. Ein Vergleich von Foto's, die 1931 und 1932 an derselben Stelle gemacht wurden, zeigt, dass an Breite und Tiefe sich nichts wesentlich geändert hat. Nur in den Kurven wurden grössere Stücke weggeschlagen.

Der Durchbruch südlich von Gatel hat sich 1932 wesentlich verbreitet (Rapport Schmidt 1931). De Jager hat weiterhin aus seinen Foto's von 1931 und 1932 abgeleitet, dass im oberen Mittellauf 5—8 m Tiefenerosion stattgefunden hatte. Im Unterlauf nahmen N. I. S. und P. W. an der Eisenbahn

und an der Postwegbrücke vom Ausbruche ab tägliche Messungen der Bodentiefe vor, vom Februar bis Juli 1931 wurden (auf Grund einer Verabredung zwischen Neumann van Padang und ir. Begemann) weiter stromab nach jedem Bandjir durch die Irrigationsdienst Profile gemessen,



Aufnahme Schmidt 1931.

Abb. 39. Batang bei ± 800 m. Blick flussab.

Die Terrassen zu beiden Seiten des Flusses bestehen aus Ladoe und Laharmaterial. Sie waren früher zu einem ebenen, geschlossenen Flussboden vereinigt. Man sieht (Abb. 38) wie die Schuttmassen aus der Talschlucht herauskommen und sich weiter stromab (Abb. 39) über das Gelände breiten (Ablakfeld). Das tiefe Tal ist 1931 beim Durchlaufen der Lahars entstanden.

2) Auf einer dieser Aufnahme fällt auch eine Laharzunge zu der Ladoe des Kali Poetih auf, die Kemmerling noch nicht zeichnete. Sie muss jedoch vor dem 19. Dez. 1930 schon entstanden sein.



Aufnahme Schmidt 1931.

Abb. 40. Die neue Batangschlucht bei Ablak 1932.

Die grossen Blöcke auf der Oberfläche rühren von Lahars aus der Ausbruchperiode 1920 — '23. Links im Hintergrund die neue Ladoe vom Kali Poetih. Die Schlucht wurde von den Lahars im Januar 1931 gerissen. Deutlich ist an den Wänden die chaotische Struktur älterer Laharsedimente zu erkennen.

vom Januar 1932 ab wurde regelmässig nach 5 Tagen, ausserdem nach jedem Bandjir gemessen (Konferenz vom 5. Dez. 1931, s. pag. 162).

Die Lahars schlugen bereits Material nieder, als sie aus der engen Klaue des neuen Durchbruchs bei Beroekan wieder ins alte breite Bette strömten. Trotz der niederen Ufer jedoch erfolgten nahezu keine Uberschläge. Nur einige unbedeutenden vorspringenden Ufer wurden vom Sand überströmt. Alle Lahars der ersten Zeit erodierten sogar bis weit unterhalb der Brücken ³⁾.

Verhalten bei den Brücken 1931.

Jede Lahar riss den Boden auf, während an laharfreien Tagen aufgesandet wurde (Abb. 2). Am 19. Dez. wurde an der Bahnbrücke eine 5 m breite und 2 m tiefe Rinne geschlagen. Der grösste Tiefenschurf erreichte am 14. Januar 9,5 m unter Schienenhöhe.

N. I. S. und P. W. gaben sich vielen Mühe, die

Erosion aufzuhalten, da man für die Fundierungen fürchtete. Starke Matrazendämme aus Eisendraht und Steinfüllung, sowie dahinter angebrachte Fluren von Eisenbahnschienen wurden spielend aus dem Weg geräumt. Man errichtete neue schwerere Matrazendämme und durchspickte sie mit Schienenbündeln. Die kleine Lahar vom 9. Januar fegte sie hinweg. Man legte am Postweg 20 schwere eiserne Rollen (aus Zuckermühlen stammend) nebeneinander, verkoppelte sie mit Schienen und daumenstarken eisernen Bügeln und schuf so eine 90 ton schwere Eisenbank unterhalb der Brücke. Die Lahar vom 27. Januar riss sie auseinander und nahm die Rollen mit flussab.

Bei der Bahnbrücke war man nach anfänglichen Misserfolgen mit Matrazendämmen dazu übergegangen, Schienenreihen in den Boden zu rammen und die Köpfe mit Beton zu verbinden.

Salamfeld.

Das Aufhalten der Erosion war jedoch nicht mehr nötig. Am 2. Januar 1931 war unterhalb der Bahnbrücke, beim G. Goeling der erste Ansatz eines neuen Laharfeldes entstanden ⁴⁾, das Flussbett verstopfte sich dort und rasch breitete sich die Versandung nach oben hinaus. Von Mitte Januar bis Anfang Februar stieg das Flussbett an der Bahnbrücke um 4 m.

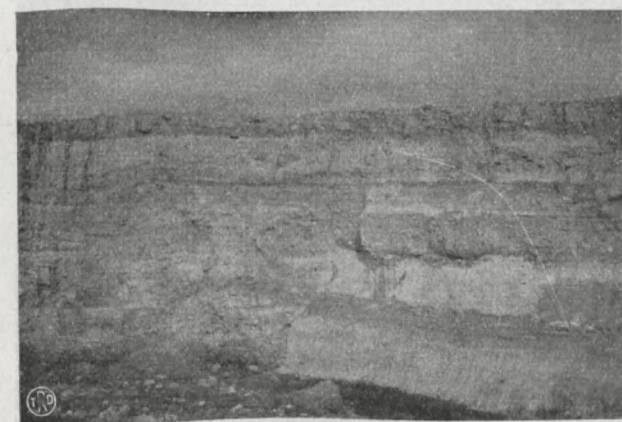
Bei der Postwegbrücke setzte die Aufsandung erst im Februar ein. Mitte März war bei der Bahnbrücke 5,6 m, bei der Strasse 4,5 m angesandet. Die Lahars vom 19 bis 21 März schlugen eine neue, tiefe Rinne, die jedoch sofort wieder gefüllt wurde.

Mitte April schob sich die Spitze des Laharfeldes bis zur Bahnlinie vor.

Am 27. April 1931 befand sich der Boden nur noch 3,4 m unter Schienenhöhe. Als nun eine grosse späte Lahar ankam, erodierte sie wohl am Postweg, schlug jedoch die Bahnbrücke glatt weg und sandete dort etwas auf. Weiter unterhalb hat sich dabei das Feld auf 0,9 km² vergrössert.

Die Schienen wurden geknickt. Die starke, 23 ton schwere Eisenkonstruktion wurde von den Fundamen-

4) Verfasser nennt es nach einem dichtbeigelegenen Distriktsort „Salamfeld“.

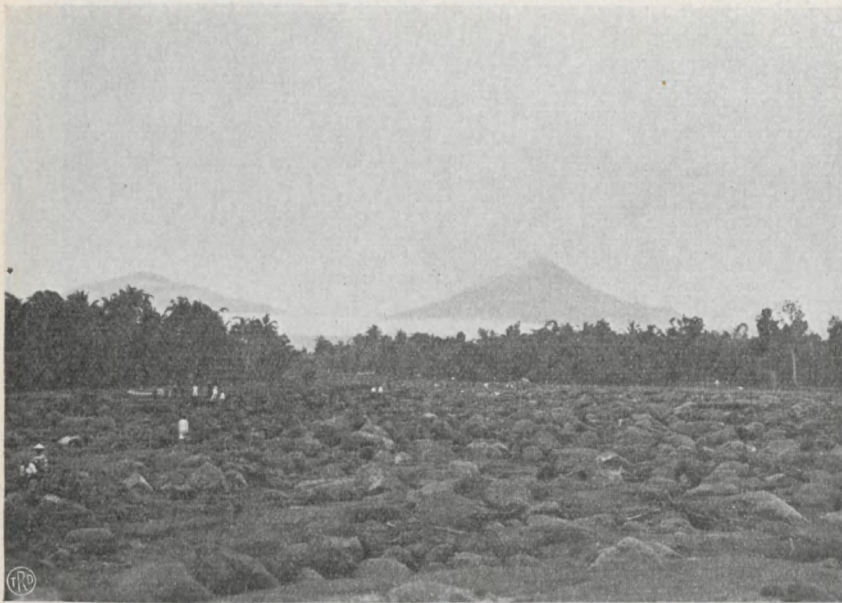


Aufnahme Schmidt 1931.

Abb. 41. Wand in der neuen Batangschlucht mit subrecentem Talquerschnitt.

Vulkanische Sande sind das älteste Gestein, worin ein Tal eingeschnitten war. Dies wurde durch mehrere Lagen von Ladce und Laharmaterial aufgefüllt. Die Ausbildung der neuen Schlucht bedeutet nur Rückkehr zu einem früheren Zustand.

3) Die Geschichte der Brücken mit Benützung der Aufzeichnungen von A d r i a a n s e und C o o l.



Aufnahme Von Wiederhold.

Abb. 42. Salamfeld April 1932.

Das aus dem Ablakfeld weggeführte Material wurde bei Salam über die Ufer gebreitet und bildete das Salamfeld. Im Hintergrunde links der Merbaboe, rechts der Merapi.

ten gehoben, verbogen und verwürgt und schwamm wie leichtes Spielzeug auf der Lahar dahin bis zum Goenoeng Goeling, wo sie noch heute als trauriges Wahrzeichen liegt.

Die Bahnverwaltung grub einen geraden und tiefen Kanal zwischen beiden Brücken und errichtete aus dicht aneinander gelegten Schienen (abwechselnd Kopf oben, Kopf unten) eine Hilfsbrücke, deren stromauf gerichtete Seite durch buckelförmige Bepanzerung geschützt war. Ein Geländer fehlte (Abb. 44). Diese einfache Brücke hat manchen Anstürmen standgehalten, bis auch sie schliesslich am 7. April 1932 weggefeigt wurde.

Unterlauf.

Der weitere Unterlauf wurde stark aufgesandet; es erfolgte jedoch keine Verwüstung der Ufer mehr. Schon die erste Lahar vom 19. Dezember bildete einen grossen Schuttkegel im Progo und füllte den Unterlauf des Batang 7 m, bis an die Unterkante des eisernen Van der Wijck Aquaduktes auf. In der Nacht vom 19/20. Dezember kam nur wenig hinzu. Sehr interessant ist nun, dass in den laharfreien Tagen, während denen in der Nähe der Brücken aufgesandet wurde, am Kanal Erosion erfolgte. Trotz dieser Erscheinung fürchtete man

für die Sicherheit des Aquaduktes und beschloss, es aufzuwinden und 2,3 m höher aufzuhängen (Rietveld 1931). Man hoffte einige Wochen ohne Kanalwasser auszukommen. Als jedoch die grosse Lahar vom 2. Januar ankam, die bis 3 m über das Mauerwerk reichte, nahm sie die schwere Eisenkonstruktion mit und setzte sie 60 m unterhalb völlig verbogen im Progo ab.

Van der Wijck Kanal.

Der zurückbleibende Sand bedeckte den Kanalboden 3 m hoch. De Heer berechnet (1932) die in den Kanal gespülten Massen zu 19000 m³. (Hiervon wurde ein Teil vom Progo aus eingeschwemmt). Um weitere Versandung zu verhüten, wurde der Kanal beiderseits mit schweren Sandsackdämmen abgeschlossen. Zwischen diesen lagerten sich am 14. Januar weitere 2 m Sand ab, sodass der Flussboden nun 10 m über der ursprünglichen Höhe lag. Wie bereits be-

richtet, wurde später das Van der Wijckwasser in einem starken Tunnel unter den Laharabsätzen durchgeleitet (siehe De Heer 1932). Diese Anlage stabilisierte in der Folgezeit das Bett des unteren Batangs, sodass nur geringe Veränderungen stattfanden.

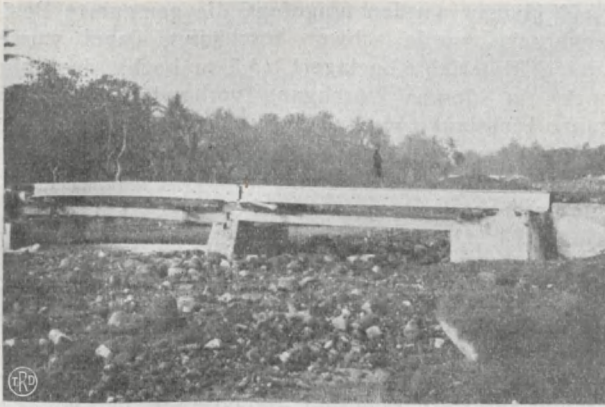
Nach Verfassers Meinung war 1931 die Haupterosion im Ablakfeld vorbei. Was jedoch noch an



Aufnahme N.I.S.

Abb. 43. N.I.S. Brücke über den Batang im Januar 1931.

Die ersten Lahars erodierten; man ist beschäftigt Uferverstärkungen anzubringen. Im Januar bildete sich weiter unten das Salamfeld; nun stieg der Flussboden rasch. Am 27. April wurde die Brücke weggerissen.



Aufnahme Schmidt.

Abb. 44. N.I.S. Brücke über den Batang. August 1931.
Eine Notbrücke wurde aus schweren Schienen erbaut. Der Flussboden stieg immer mehr. Am 7. April 1932 wurde auch diese Brücke weggeschlagen. Die Spitze des Salamfeldes lag nun bei der Bahnlinie.



Aufnahme Schmidt.

Abb. 45. N.I.S. Geleise. Mitte April 1932.
2 m hoch wurde am 7.4.'32 der Schutt über der Bahn aufgehäuft. Die Aufnahme zeigt den Brückenplatz nach den Aufräumarbeiten. Auf dem Bild ist die Oberkante eines Brückenpfeilers zu sehen.



Aufnahme Schmidt.

Abb. 46. Die N.I.S. Brücke im April 1932.
Der Batang schuf sich etwas weiter nördlich von der Brücke einen Lauf. Man legte zunächst nur einige Schienen auf den Schutt. Der Fluss hat noch kein richtiges Bett und zerstört die Notbrücke bei jedem starken Bandjir.

Lahars zu erwarten stand, musste in steigendem Masse Bahn- und Wegbrücke bedrohen.

Erwartungen für 1932.

Verfasser schrieb 1931 (in Uebersetzung): „Das Batanglaharfeld wird sich in Zukunft vor allen stromauf ausbreiten und verlängern. Dadurch wird der Durchlass unter der neuen Eisenbahnbrücke bedenklich enge werden“. „Der bestehende Betriebszustand kann auf die Dauer nicht beibehalten werden. Die Eisenbahnbrücke wird immer gefährdet sein, die Gefahr für die Strassenbrücke wird grösser. Für eine permanente Lösung muss eine Linienumlegung erwogen werden“. Eine weitere Gefahr sah Verfasser in der mehrfach festgestellten Neigung der Flüsse, ihr Bett zu verlegen. Diese war beim Batang besonders bedeutsam, weil die Abflüsse nicht wie beim Gendol und beim Ablakfeld in den Hauptfluss zurückkehren, sondern selbstständig zum Progo laufen. „Vor allem glaubt(e) Verfasser auf die Möglichkeit hinweisen zu müssen, dass ein neuer Batangarm nördlich vom G. Goeling entsteht und dann in einen der kleinen Bäche gelangt, die beim Kampoeng Djamboen den Progo erreichen. Diese Bäche, welche wiederholt durch Dörfer laufen, müssen sich dann austiefen und verbreitern. Dadurch würden eine Reihe von Dörfern bedroht werden, die bis jetzt vollkommen ausserhalb der Bandjirzone liegen“. Die Situation ist auf der Karte Abb. 14 dargestellt, deren Entwurf am 6. Oktober 1931 dem Residenten von Kedoe in Gegenwart von Pressevertretern vorgelegt wurde.

Lahar von 7. April 1932.

Der Beginn der Regenzeit 1931-'32 machte einen beruhigenden Eindruck. Grössere Lahars blieben aus. Am 17. Febr. kam die erste Sandflut herab, die von den Brücken glänzend überstanden wurde. Die zweite Lahar am Abend des 7. April jedoch schlug alles in Trümmer. 17 Uhr 30 erhielt der Wedono (oberster javanischer Distriktsbeamter) zu Moentilan das Alarmsignal vom vulkanologischen Beobachter. Der Posten von Kemiren berichtete telefonisch einige Minuten später Hochwasser im Batang. Auch der Wahrnehmer bei den Quellen im Koenig meldete Hochwasser. Die Bevölkerung flüchtete, ungefähr um 18 Uhr kamen die Lahars ⁵⁾.

5) Diese Zeitangaben wurden durch Verfasser bereits in Bericht vom 1. Mai 1932 veröffentlicht.

In einem kürzlich erschienenen amtlichen Schriftstück wird angegeben, dass Kemiren schon um 17 Uhr Bandjir meldete und dass die Lahars genau um 17.30 gleichzeitig bei Blongkeng- und Batangbrücke waren.

Da aus diesen Angaben sehr weitgehende Schlüsse von allgemeiner Bedeutung gezogen werden, ist es nötig, die Ereignisse ausführlicher festzulegen.

Um 17.30 Uhr beobachtete der europäische Wächter der Kali Koenigquellen einen schweren Bandjir im Koenig bei 900 m Seehöhe. Er nahm Bandjirhöhe und Zeit auf, lief zum Hause zurück (etwa 2 min.), und gab Telefonbericht an den Direktor der Wasserleitung zu Djokja (Ing. Riis). Ing. Riis stellte aus der angegebenen Wasserhöhe fest, dass der grösste Bandjir seit Januar 1931 unterwegs war und warnte sofort telefonisch ir. Dijkhoorn, den Chef von „Weg en Werken“ der N. I. S. Djokja, sowie ir. Geesink, den verantwort-

(Vervolg noot 5 van blz. 147).

lichen Ingenieur beim C. W. K. Djokja. Die Uhr des Wächters war regelmässig kontrolliert, der maximale Fehler wurde zu ± 10 min. festgestellt. (Angabe Ing. Riis).

Von Babadan wurde 17.30 bei 80/40 mm/min. Regen das Alarmzeichen an den Wedono von Moentilan gegeben. Später wurde der Wedono noch zweimal, um 17.36 und 17.58 Uhr angerufen. Die Zeitangaben sind auf $\frac{1}{2}$ min. genau, da die Regenkurven durch den europäischen Beobachter fortlaufend nach der Uhr konstruiert werden müssen. Die Uhr wird täglich bei der Post kontrolliert. (Angabe Vulkandienst).

In Moentilan war schwerer Regen. 5—6 min. vor dem ersten Babadanalarm hatte der Wedono bereits einen Radfahrer nach dem Blongkeng geschickt und Bericht erhalten, dass der Fluss Normalwasser führte. Dies war also 17.27 oder 17.28 Uhr. Nach dem ersten Badadan-anruf wurde die Bevölkerung alarmiert, das Auto des Wedonos stand bereit. Telefonbericht an Resident und Regent zu Magelang wurde erstattet. Nach dem zweiten Anruf fuhr der Wedono zum Blongkeng und fand erhöhten Wasserstand. Erst nach einiger Zeit jedoch kam das eigentliche Hochwasser (Lahar). (Angabe Wedono Moentilan).

Durch den Lärm der Bevölkerung aufgeschreckt, eilte der Aufseher P. W. mit dem Motorrad zur Blongkengbrücke, wo er bereits den Wedono antraf. Im Fluss war noch kein ausgesprochenes Hochwasser. (Angabe Aufseher P. W.).

Inzwischen hatte Kemiren (600 m Seehöhe) an den javanischen Telefonisten Soemardi, der bei der Strassenbrücke Batang postiert ist, gemeldet: „Schwerer Bandjir im Batang“. Nach der unkontrollierten Armbanduhr Soemardi's war es genau 17 Uhr. (Angabe Soemardi). Dieser Bericht wurde telefonisch (Dienstleitung) sofort an die N. I. S. Station Tempel durchgegeben, von wo aus ohne Verzögerung die Chiefs von „Weg en Werken“ zu Djokja und Magelang benachrichtigt wurden. Ausserdem eilte ein Bote zum Wedono von Salam (3—5 min. Schnellauf), von wo aus telefonisch (öffentliche Leitung) Moentilan angerufen wurde. Am Telefonamt Moentilan war an Regentagen ein Sonderläufer postiert, der Kemirenalarm an den Aufseher P. W. zu überbringen hatte. Am 7/4 erhielt der Aufseher den Kemirenbericht an der Blongkengbrücke. (Angabe Aufseher P. W.).

Der Chef von „Weg en Werken“ Djokja, ir. Dijkhoorn empfing den Kemirenbericht während des Wartens auf sein Auto, einige Minuten nach dem Empfang des Telefonberichts von Ing. Riis. (Angabe ir. Dijkhoorn). Bald darauf war er unterwegs nach Salam. Auch der Chef von Magelang (Herr Zonneveld) war bereits abgefahren. Der Bericht nach Magelang wurde zufolge amtlicher N. I. S. Rapporte genau um 17.45 Uhr durchgegeben. (Angabe Herr Zonneveld).

Aus den drei übereinstimmenden Angaben des Vulkandienstes der N. I. S. und P. W. Beamten geht eindeutig hervor, dass die Uhr Soemardi's 40—45 min. nachging, was für das platte Land in Indien durchaus nichts ungewöhnliches ist. (Heute werden auch die Uhren des P. W. und des Irrigatiepersonals täglich kontrolliert).

Nach dem Empfang des Berichtes „Bandjir im Batang“ fuhr der P. W. Aufseher zum Telefonamt zurück, gab Bericht an seinen Chef in Magelang, schickte einen Motorradfahrer nach Salam und fuhr sofort hinterher. Beim Passieren des Blongkengs war noch immer kein ausgesprochenes Hochwasser im Fluss. Zwischen Moentilan und Salam begegnete er seinem zurückfahrenden Boten, der meldete: „Batangbrücken unpassierbar“. Nach seiner Ansicht war also die Lahar im Batang vor der Blongkenglahar eingetroffen. (Angabe Aufseher P. W.).

Um 18.15 (ungefähr) war Herr Zonneveld beim Blongkeng, kurz nach dem Klimax des Hochwassers. Um 18.30 (ungefähr) war er beim Batang und fand vollendete Tatsachen. (Angabe Herr Zonneveld).

40 Häuser wurden umgefegt, die gemauerte Postwegbrücke wurde schwer beschädigt, dabei wurde soviel Material abgelagert (3,5 m hoch), dass nur noch ein kleiner Durchgang vorhanden war. Der ganze Flusslauf zwischen den beiden Brücken wurde aufgefüllt und die Gegend der Bahnlinie mit grossen Blöcken vollgepackt.

Menschenleben wurden nicht verloren.

Von G. Goeling aus schauend, kann man sehr deutlich sehen, dass sich gerade über dem Bahngebiet ein ausgesprochener Staukegel („Schwemm-wulst“ Stiny 1910 p. 53) aus grossen Blöcken gebildet hat. Der alte Flusslauf ist deutlich als Aufwölbung im Felde zu erkennen (Abb. 55, zusammengestellt aus Aufnahmen der Irrigatie und der Wasserschafft Opak-Progo). Sehr charakteristisch ist, dass die Steinmassen schmale Gegenstände unbeschädigt liessen. Oberhalb der Postwegbrücke blieb ein Baum stehen, an dem die Lahar vorbeigeflossen war (Abb. 48), unterhalb der Bahn steht ein Baum mitten in der Steinwüste (Abb. 50). Noch merkwürdiger sah eine Dampftramme aus, die halb verschüttet wurde, doch unbeschädigt blieb (Abb. 52). Unterhalb dieses Blockmeeres wurde noch weithin alles über-



Aufnahme Schmidt.

Abb. 47. Neue Rinne unterhalb der Bahnlinie. 50 m unterhalb der Bahn begann sich sofort eine tiefe Rinne zu bilden, die sich rasch nach oben durchragt.

(Idem):

Soemardi ist der einzige Augenzeuge der Batangkatastrophe. Er bestieg kurz nach dem Durchgeben des Alarms einen Baum am Flussufer, von wo aus er beide Brücken sehen konnte. Er gibt an, dass die Lahar mit voller Stärke einsetzte, dass die Brücken etwa 5 Minuten nach Beginn des Wildwassers zerstört wurden.

Den Beginn des Hochwassers stellte er auf seiner Uhr 17.30 genau fest. (Angabe Soemardi). Ist die Ablesung richtig, war es also ungefähr 18.10. Um 18.16 telegrafierte die N. I. S. Station Tempel nach Djokja: „Verkehrsstörung beim Batang“. (Angabe ir. Dijkhoorn).

Es steht also folgendes fest:

± 17.30 Uhr Alarm Kali Koenig: Bandjir im Koenig bei 900 m Seehöhe.

genau 17.30 Uhr Alarm Babadan: Lahargefährlicher Gipfelregen.

± 17.40 Uhr Alarm Kemiren: Bandjir im Batang bei 600 m Seehöhe.

$\pm 18—18.15$ Uhr Lahars bei den Brücken. Sehr wahrscheinlich die Batanglahar vor der Blongkenglahar.



Aufnahme Van Es.

Abb. 48. Die Strassenbrücke über den Batang im April 1932. Auch bei der Strassenbrücke wurde sehr aufgesandet. Die Brücke wurde beschädigt, das über 60 Jahre alte Backsteingewölbe widerstand jedoch der Lahar ausgezeichnet

schwemmt, jedoch vor allem mit Sand und wenigen, höchstens $\frac{1}{2}$ m ϕ grossen Steinen.

Ein Teil der Lahar folgte einem Batanglauf, der sich zu Beginn 1932 nördlich vom G. Goeling gebildet hatte und kam so in das alte Batangbett beim Van der Wijck Tunnel. Dort muss die Lahar ungefähr 3,5 m hoch gewesen sein (1,3 m über der Wegbrücke beim Tunnel, Geesink 1932). Von grösserer Bedeutung waren eine Reihe von Durchbrüchen in die nördlich gelegenen kleinen Bäche Nongko und Rombong, denen die Lahar folgte. Von diesen beiden Bächen kreuzt der südliche (der Nongko) den Van der Wijck Kanal mit Hilfe eines kleinen Aquaduktes (1,75 m breit und 0,8 m hoch), während der Rombong oberhalb der Leitung in den Fluss mündete. Würde die Lahar ungehindert im Nongko durchgelaufen sein, so wäre Schaden am Kanal nicht ausgeblieben. Glücklicherweise schlug die Nongkolahar bei Karanglembang nochmals nach Norden in das Kali Rombong über, sodass der Kanal unbeschädigt blieb.

Wie die Aufeinanderfolge der verschiedenen Durchbrüche im Einzelnen geschah, ist nicht bekannt. Fest steht jedoch, dass beim Van der Wijck Kanal zuerst ein Wasserbandjir und dann erst ein Sandbandjir kam. Steine fehlten dort nahezu ganz.

Die neue Bandjirrinne lag nach der Katastrophe nördlich vom grossen Staukegel, und benützte den Durchlass des Kali Nongko unter der Bahnlinie. Am 14. April ver-

sandete auch dieser Durchlass (infolge eines ungünstig gebauten Dammes), sodass fast keine Öffnung für das Wasser mehr blieb. Wenige Dutzend Meter unterhalb der Bahnbrücke war jedoch schon am Morgen des 8. April eine 2 m tiefe Rinne vorhanden, die sich mit Hilfe zweier kleiner Wasserfälle sehr rasch rückwärts einschnitt.

Bis heute geht die Vertiefung der Rinne ununterbrochen weiter.

Coupure 1932.

Sofort nach der Katastrophe wurden:

- Die gemauerte Postwegbrücke abgebrochen und durch eine eiserne Balkenbrücke ersetzt. Dadurch kam die Unterkante 3 m höher zu liegen.
- Beim Kampoeng Keron ein Durchstich vom Nongko zum alten Batang gegraben,

um künftige Lahars so viel möglich vom Nongko abzuhalten.

Bei den Grabarbeiten zeigte sich, dass die Transportkraft des Wassers sehr gross ist. Auf grosse Längen konnte man sich damit begnügen, den Sand mit der Hacke aufzulockern. Er wurde dann vom Wasser mitgenommen. Die grösseren Steine mussten entfernt werden.

3. Blongkeng.

Glutwolke und Ladoe 1930.

Vom neuen Auswurfsmaterial von 1930 war nur wenig in den Senowo und Lamat gekommen. Wie so oft schon musste auch diesmal wieder der Blongkeng das Meiste aufnehmen.

Vor allem im grossen Blongkeng, jedoch auch im Lamat und im kleinen Blongkeng sind die Täler hoch mit Schutt gefüllt und die Ränder überströmt. Die Ufer der alten Talung bleiben fast überall erhalten, ragen sie auch nur 5 — 20 m heraus.

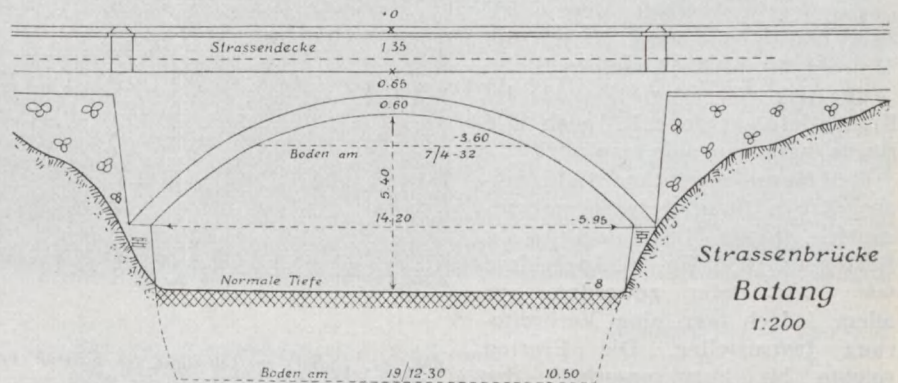


Abb. 49. Batangbrücke nach P. W.



Aufnahme Schmidt.

Abb. 50. Bäume im Salamfeld. April 1932.
Bäume bleiben im Laharfeld unbeschädigt stehen.

Nur im Boenoetgebiet spannt sich ein Schuttfeld in geschlossener Decke über die Talung und begräbt die alten Ufer unter sich.

Im Blongkeng findet sich bei ± 1500 m (unterhalb der neuen Lava) eine 500 m breite Schuttfüllung. Wasserrinnen waren 1931 fast keine vorhanden. So porös und in sich verkittet sind die Schuttmassen dort, dass unter dem schweren Schritt des Europäers ein metallisch Dröhnen erklingt. Der Topograph Petroeschewsky vom Vulkandienst schätzt, dass früher an jener Stelle der alte Talboden 75 m tiefer lag. Sicher können wir die Auffüllhöhe bei Maron aus Vergleich von alten mit neuen Messungen zu 44 m angeben. Die Breite des Flussbettes ist dort 350 m. Zwischen Glagaran und Kembang (Seehöhe 725 m) war nach Angabe des Irrigatiedienstes 10 m, bei Djoeana (Seehöhe 500 m) noch 5 m Ladoe im Flussbett. Diese Angaben genügen, um unter dem gemessenen Längsprofil der Ladoe das alte Talprofil rekonstruieren zu können (Siehe Abb. 34).

Neue Erosion 1931. Aufsandung.

Schon im Dezember 1930 setzte in der Ladoemasse die Talbildung wieder ein. 1931 fanden sich 10 m breite und ebenso tiefe Furchen dicht unter der neuen Lava. Weiter stromab wurde die Tiefe geringer. Bei ungefähr 1100 m (oberhalb des Zusammenflusses mit dem Kali Sat) betrug sie etwa 7 m, die Breite ± 10 m. An derselben Stelle hatte sich bis August 1932 die Rinnentiefe verdoppelt, auch die Breite hatte zugenommen.

Bei Maron war schon 1931 wieder eine ± 20 m tiefe Rinne entstanden. (Siehe Neumann van Padang 1933, fig. 2). Auch diese war 1932 tiefer geworden, vor allem jedoch war eine Verbreiterung festzustellen. Die Erosion reichte bis kurz unterhalb der Abzweigung des Kali Poetih, von da

ab wurde bald geschürft, bald aufgesandet, bis schliesslich vom Profil 3 aufgehört wird. Nur bei Profil 2 wurde vorübergehend erodiert. Am Progo selbst wurde ungefähr 1 m erodiert.

Sehr bezeichnend ist, dass bei den Profilen 9 und 10 alle kleineren Lahars (19. März, 27. April (!) 1931, 17. Februar, 26 Mai 1932) aufsandeten, während die grossen Lahars vom 7. April '32, wahrscheinlich auch die Januarlahars 1931 erodierten (nach Messungen der Irrigatie).

Kurz oberhalb des Postweges verursacht fast jede Lahar Aufsandung, die jedoch durch nachfolgende Rinnenbildung immer wieder unschädlich gemacht wird. Die Schulterhöhe der Laharterrasse erhält dabei mehr Materialzufuhr als der Rinnenboden. Gefährlich wurde im April '31 die Aufsandung bei Profil 3. Im Dezember '31 wurde sogar die Uferhöhe erreicht. Leider fehlen Messungen von Juli '31 — Jan. '32.

Bei den Brücken selbst war ein Kampf um die Fundierungen niemals nötig (vergleiche Abb. 2). Am 2. Januar 1931 war der Boden dort schon 1 m gestiegen, am 14. Januar 1,2 m, bis 20. Januar 2,8, bis April 3,8 m. Von da ab war es bis zum Ende der Regenzeit regelmässig so, dass die grösseren Lahars eine Rinne erodierten und auf der Laharterrasse Material deponierten. Selbst die schwere Lahar vom 27. April '31, die weiter oben auch die Rinne versandete, machte hier keine Ausnahme. Erst 1932 änderte sich dies Verhalten. Die Lahar vom 7. April erhöhte die mittlere Tiefe um $\pm 0,6$ m, der Rinnenboden wurde ± 2 m aufgesandet. Von Januar 1931 bis Mai 1932 ist der Boden bei der Blongkengbrücke langsam über ± 5 m gestiegen. Er steigt noch immer, nachdem in der Trockenzeit vorübergehend erodiert wurde.

Dicht unterhalb der Postwegbrücke findet an Lahartagen schwache Aufsandung statt, die jedoch bei



Aufnahme Schmidt, Aug. 1931.

Abb. 51. Lahars im Oberlauf des Krasak bei 1200 m.
Auch höher am Berge wurde der Wald nicht mehr beschädigt, wenn die Lahar ihre Kraft verloren hatte.



Aufnahme Van Es, April 1932.

Abb. 52. Dampfmaschine im Salamfeld.

Selbst Maschinen können im Sedimentationsraum erhalten bleiben. Der Dampfkessel wurde wohl von der Stelle gerückt, doch nicht beschädigt.

der geringen Uferhöhe bedeutungsvoll ist. Weiter unterhalb liegt die Hauptversandung zwischen den Lahartagen.

4. Lamat.

Vom Lamat ist sehr wenig zu berichten. Der javanische Name „der schmale unbedeutende“ liess schon erwarten, dass der Lamat sich ruhig verhalten würde. Dass am 2. Januar 1931 eine Lahar ablief, welche die Gebäude der Mission bedrohte, kann fast merkwürdig genannt werden. Wie Verfasser erwartet hatte, blieb dies auch bisher die einzige Katastrophe.

Im allgemeinen führte der Lamat so wenig Sandmaterial mit, dass der Fluss an den Pfeilern der Postwegbrücke sehr stark erodierte. Die Unterwaschung wurde so bedrohlich, dass sich die Irrigatie genötigt sah, unterhalb der Brücke einige schwere Staudämme zu bauen. Eine dritte Erscheinung ist noch zu erwähnen: es wurde bereits berichtet, dass der Lamat aus dem Schuttfeld des Blongkeng entspringt und sich noch an der Entwässerung des Nordrands der neuen Lava beteiligt. Betrachtet man den spitzen V-förmigen Durchbruch, der morphologisch in grossem Gegensatz zu allen laharführenden Merapitälern bildet, so kann kein Zweifel sein, dass der Durchbruch sehr jung ist. Die von der Ladoe

geschliffenen Wände lassen vermuten, dass der Durchbruch durch Ladoeerosion vorbereitet wurde.

5. Senowo.

Der Senowo und die weiter nördlich liegenden Quellflüsse des Pabelan haben sich 1930 im Gegensatz zu früher (1822) sehr ruhig verhalten.

Es war nur ganz wenig Ladoe-material in den Senowo gekommen, schon die ersten durchlaufenden Lahars haben — wahrscheinlich am 2. Januar — wieder ein normales Bett durchgerissen. (Die Javaner berichten eine Woche nach dem Ausbruch!). Dort wo der Senowo in den breiten Pabelan mündet, schlug er sein Material nieder und bildete ein kleines Laharfeld. Als aber 1/4 Stunde der Bandjir durch Trising und Apoe

daherbrauste, musste er durch dieses Feld seinen Weg bahnen, er nahm von neuem Material auf, bildete unterhalb des Postwegs ein kleines Laharfeld und schlug eine Brücke weg. Spätere Lahars haben bei ± 900 m noch ziemlich erodiert. Der Flussboden ist beim Pabelan langsam hochgekommen. Die Schwankungen stehen aber in keinem Vergleich zu jenen im Blongkeng und Batang. Beim Betrachten der Bodentiefenkurven fällt der Gegensatz zwischen dem ruhigen Verlauf der Pabelanlinie und dem der beiden anderen Flüsse auf.



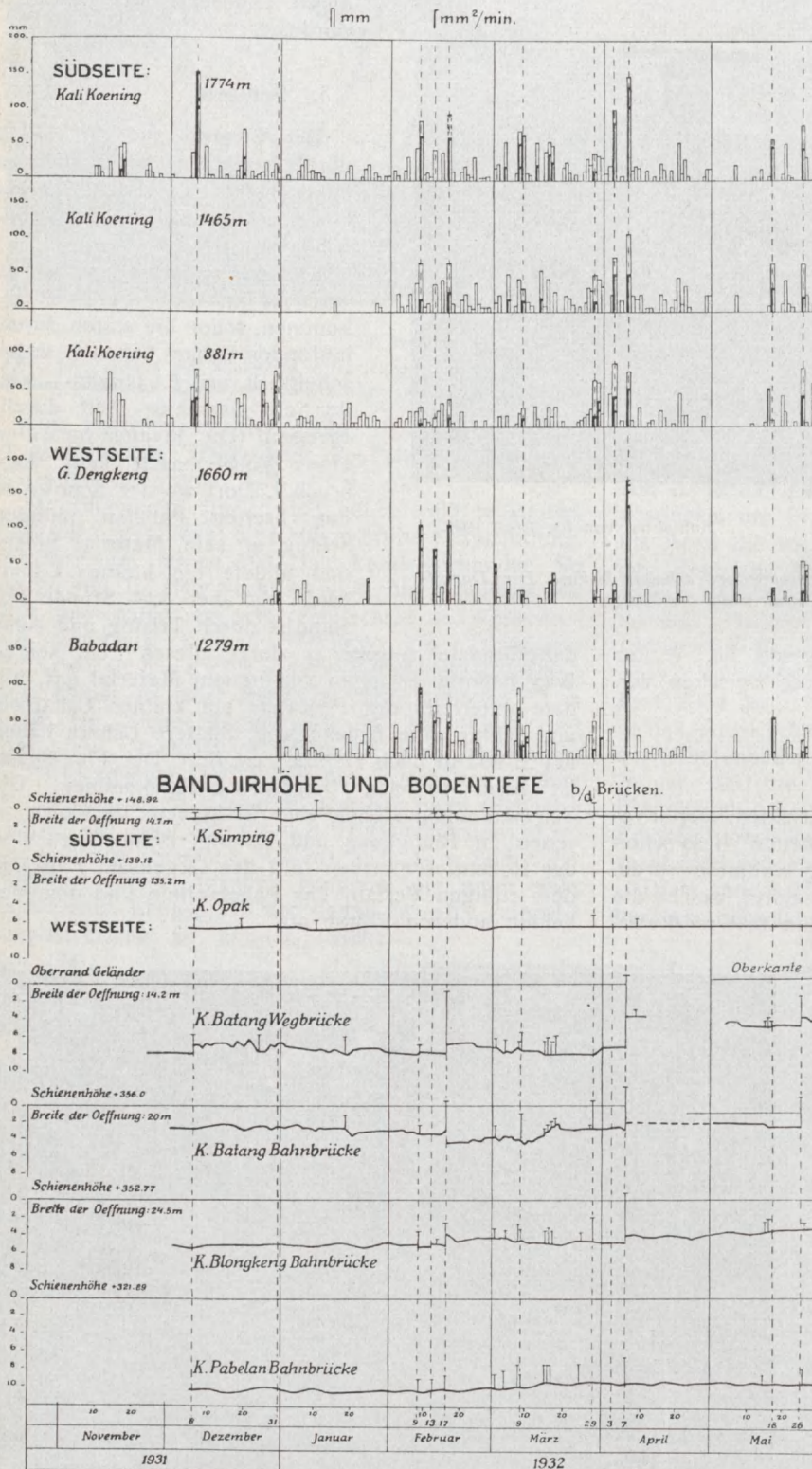
Aufnahme Van Es, April 1932.

Abb. 53. Zerstörte Häuser in Randoesari.

Die leichten Kampoenghäuser werden selbst von sekundären Schuttströmen zerstört. Durch den abgebildeten Teil des Dorfes schlug nur ein seitlicher schwacher Durchbruch, der wohl Sand, aber keine Felsblöcke mitführte.

REGENZEIT 1931/32.

REGENFALL



Bandjirhöhe

Abb. 54.

B. SCHLÜSSE.

Versengtes Gebiet und Ladoeniederschläge.

Neumann van Padang hat 1933 gezeigt, dass sich die Glutwolken (das feine Material!) aus den

ablaufenden Ladoes entwickelt hatten. Aus dem von Neumann gegebenen Verbreitungsgebiet der Wolken lässt sich ableiten, dass nur die Täler oberhalb 1100—1200 m richtunggebend auf die Wolke wirkten. In den Mittelläufen schwenkt die Ladoe aus den Achsen des versengten Gebietes heraus, hier war die Bewegung weniger turbulent, sie hatte mehr fließenden Charakter. Im Gebiet des Blongkeng lassen sich selbst drei Zonen unterscheiden:

- Das versengte Gebiet der „Glutwolken“, das sich auf Flugzeugaufnahmen durch sein Grau scharf vom blendenden Weiss der „Ladoe“-gebietes abhebt.
- Die vollkommen glattrasierten Rücken zwischen 1000 und 750 m, die von „Ladoe“ überströmt wurden. Die Ladoe-oberfläche im Tal steht immer noch 15—20 m unterhalb der Geländeoberfläche.
- Die breiten Schuttflächen unterhalb 750 m mit niederen Flussufern. Die Schuttstirn ist konvex, Bäume blieben ungefällt stehen, kleine Geländeunebenheiten gewinnen Einfluss auf die Bewegungsrichtung. Hier ist kochender Schutt zu Feldern auseinandergeflossen.

Dies Geländebild kann nur unter der Annahme verstanden werden, dass die Ladoe während des Fließens das gesamte Tal erfüllte. Was sich über die Talränder verbreitete, kam zum Stillstand. Jener Teil der Ladoe jedoch, der zwischen den Uferwände eingeschlossen blieb, behielt Energie und floss weiter, bis auch er weiter unterhalb über die niedriger werdenden Ufer getrieben wurde und echte „Ladoefelder“ bildete. Wir haben also genau dieselbe Erscheinung wie bei den Laharfeldern des Gendol, oder wie bei den Blongkenglahars oberhalb der Brücken (pag. 149). Wie die

Aufnahmen bei den Brücken selbst zeigten, kann der in Rinnen fließende Teil des Schuttstroms sogar erodieren. Auch Lacroix schreibt (1904) von moränenartigen Absätzen zu beiden Seiten der Hoch-

wasserrinnen. Die Figur 207, pag. 455, die er hiervon gibt, zeigt, dass am Grunde der Rinne kein Material abgelagert ist, dass also das Bett leergefegt wurde.

Ablakfeld ein Ladoefeld.

Vergleicht man nun das Ablakfeld mit den Feldern bei Blongkeng und Poetih, so fällt die grosse Aehnlichkeit der Lage auf. In beiden Flüssen liegt unterste Grenze und grösste Breite genau auf gleicher Höhe. Es ist unverständlich, dass normale Lahars bei diesem Gefälle ein tiefes Tal gefüllt und ein Feld erzeugt haben sollten. Viel wahrscheinlicher ist es, dass die Ablakfläche durch eine Ladoe erzeugt wurde. Während jedoch beim Blongkeng sofort nach einem Ausbruch kräftige Erosion einsetzt, täuscht das Feld am Batang so sehr Stabilität vor, dass alle Lahars der zwanziger Jahre hier aufgefangen werden konnten. Verfasser sucht die Ursache darin, dass das Stromgebiet des Blongkeng zwischen der 750 m und 1500 m Linie weit grösser als das des Batang ist. Bei 900 m hat das Stromgebiet vom grossem und

kleinen Blongkeng eine Breite von 1800 m, das des Batang nur eine solche von 400 m. Die Rinnenbildung durch Klarwasser ist also im Blongkeng viel kräftiger als im Batang. Kemmerling betrachtete (1921) das Ablakfeld als Aequivalent des Worodreiecks und schrieb ihm alle Schutzwirkungen für den Unterlauf zu. Die Katastrophen von 1930 zeigten, dass diese Auffassung unrichtig war. Die frühen Lahars vom Jan. 1931 waren zum ersten Male gross genug, um das Ladoefeld durchbrechen zu können; was weiter folgte war nichts Anderes als ein stürmischer Ablauf des jahrzehntelang ausgeschalteten Zyklus. Während der Jahre 1931 und 1932 wurde der Mittellauf auf normale Tiefe und Breite gebracht. Späte Lahars entstanden und lagerten ihr Material im Salamfeld ab.

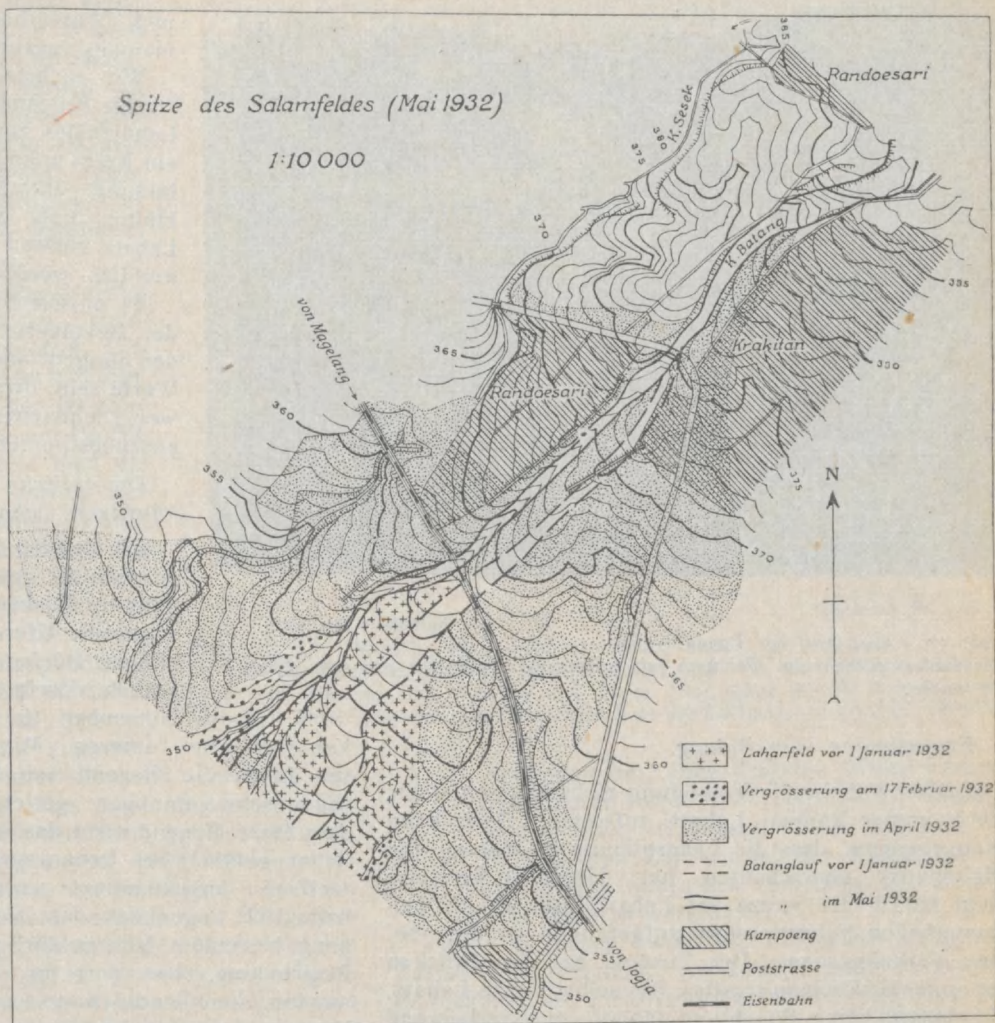
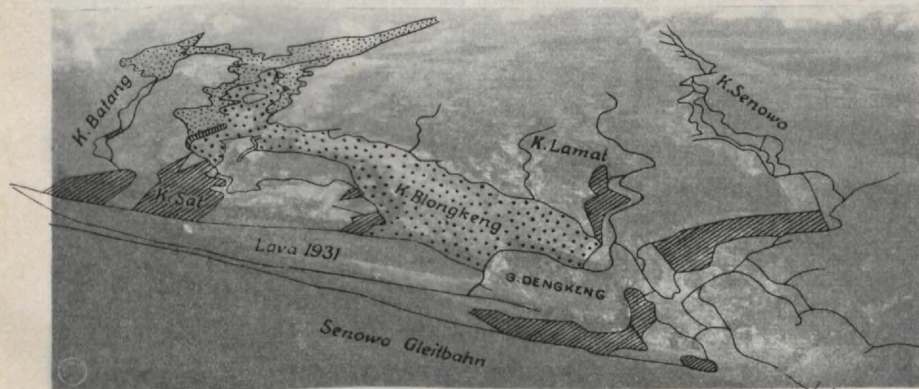


Abb. 55. Ueber dem alten Batanglauf bildet sich an der Spitze des Laharfeldes ein Stauwulst.

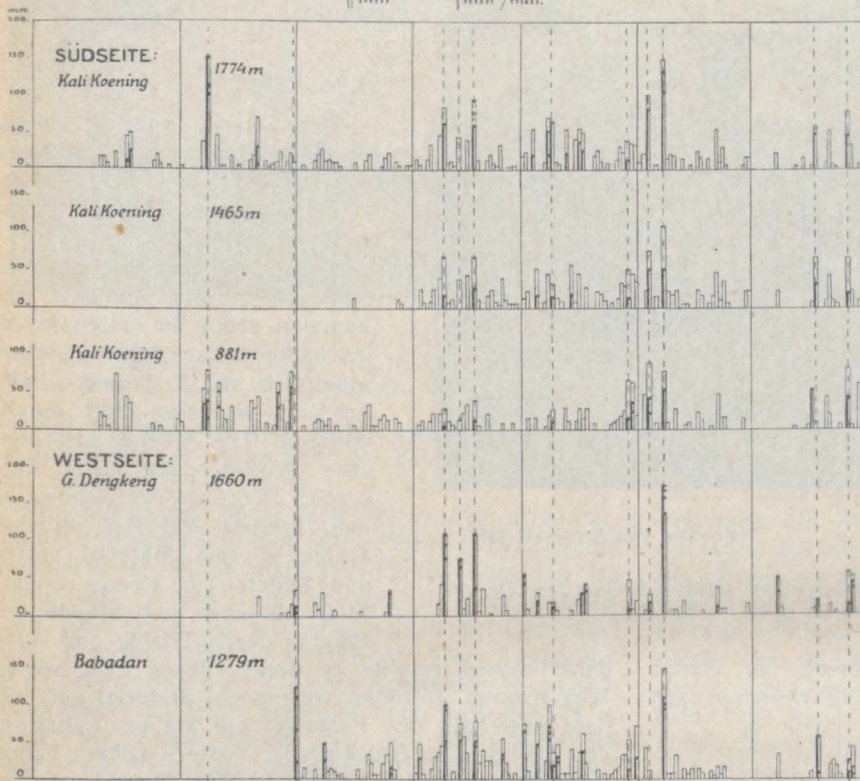


Aufnahme Ecoma Verstege 1931.

Abb. 56. Batang, Blongkeng, Lamat, Senowo vom G. Djengger aus. Links die Lava von 1931, im Vordergrund der G. Dengkeng, auf welchem nun der elektrische Regenmesser steht. Das mit Schutt erfüllte Blongkeng im Gegensatz zur tiefen normalen Senowoschlucht. Im Mittellauf von Blongkeng und Batang die Ladoefelder.

REGENZEIT 1931/32.

REGENFALL

mm mm²/min.

BANDJIRHÖHE UND BODENTIEFE b/d Brücken.

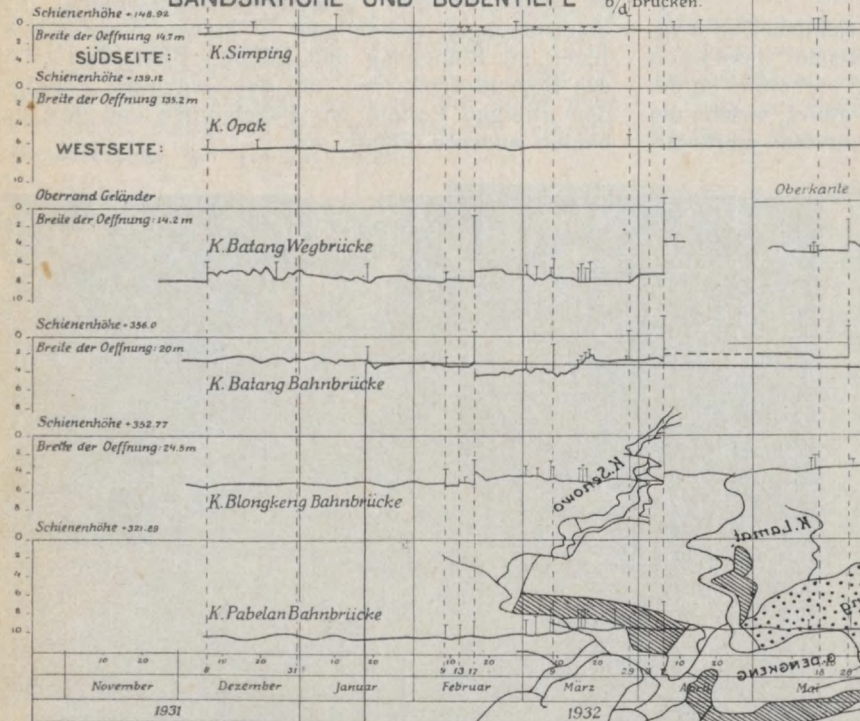


Abb. 54.

ablaufenden Ladoes entwickelt hatten. Aus dem von Neumann gegebenen Verbreitungsgebiet der Wolken lässt sich ableiten, dass nur die Täler oberhalb 1100 — 1200 m richtunggebend auf die Wolke wirkten. In den Mittelläufen schwenkt die Ladoe aus den Achsen des versengten Gebietes heraus, hier war die Bewegung weniger turbulent, sie hatte mehr fließenden Charakter. Im Gebiet des Blongkeng lassen sich selbst drei Zonen unterscheiden:

- Das versengte Gebiet der „Glutwolken“, das sich auf Flugzeugaufnahmen durch sein Grau scharf vom blendenden Weiss der „Ladoe“-gebietes abhebt.
- Die vollkommen glattrasierten Rücken zwischen 1000 und 750 m, die von „Ladoe“ überströmt wurden. Die Ladoe-oberfläche im Tal steht immer noch 15 — 20 m unterhalb der Gelände-oberfläche.
- Die breiten Schuttflächen unterhalb 750 m mit niederen Flussufern. Die Schuttstirn ist konvex, Bäume blieben ungefällt stehen, kleine Gelände-unebenheiten gewinnen Einfluss auf die Bewegungsrichtung. Hier ist kochender Schutt zu Feldern auseinandergefloßen.

Dies Geländebild kann nur unter der Annahme verstanden werden, dass die Ladoe während des Fließens das gesamte Tal erfüllte. Was sich über die Talränder verbreitete, kam zum Stillstand. Jeder Teil der Ladoe jedoch, der zwischen den Uferwänden eingeschlossen blieb, behielt Energie und es weiter, bis auch er weiter unterhalb der niedriger stehenden Ufer getrieben wurde und echte „Ladoefelder“ bildete. Wir haben also genau dieselbe Erscheinung wie bei den Laharfeldern des Gando, oder wie bei den Blongkenglahars oberhalb der Brücken (pag. 149). Wie die

B. SCHLÜSSE.

Versengtes Gebiet und Ladoeniederschläge.

Neumann van Padang hat 1933 gezeigt, dass sich die Glutwolken (das feine Material!) aus den

Aufnahmen bei den Brücken selbst zeigten, kann der in Rinnen fließende Teil des Schuttstroms sogar erodieren. Auch Lacroix schreibt (1904) von moränenartigen Absätzen zu beiden Seiten der Hoch-

wasserrinnen. Die Figur 207, pag. 455, die er hiervon gibt, zeigt, dass am Grunde der Rinne kein Material abgelagert ist, dass also das Bett leergefegt wurde.

Ablakfeld ein Ladoefeld.

Vergleicht man nun das Ablakfeld mit den Feldern bei Blongkeng und Poetih, so fällt die grosse Aehnlichkeit der Lage auf. In beiden Flüssen liegt unterste Grenze und grösste Breite genau auf gleicher Höhe. Es ist unverständlich, dass normale Lahars bei diesem Gefälle ein tiefes Tal gefüllt und ein Feld erzeugt haben sollten. Viel wahrscheinlicher ist es, dass die Ablakfläche durch eine Ladoe erzeugt wurde. Während jedoch beim Blongkeng sofort nach einem Ausbruch kräftige Erosion einsetzt, täuscht das Feld am Batang so sehr Stabilität vor, dass alle Lahars der zwanziger Jahre hier aufgefangen werden konnten. Verfasser sucht die Ursache darin, dass das Stromgebiet des Blongkeng zwischen der 750 m und 1500 m Linie weit grösser als das des Batang ist. Bei 900 m hat das Stromgebiet vom grossem und

kleinen Blongkeng eine Breite von 1800 m, das des Batang nur eine solche von 400 m. Die Rinnenbildung durch Klarwasser ist also im Blongkeng viel kräftiger als im Batang. Kemmerling betrachtete (1921) das Ablakfeld als Aequivalent des Worodreiecks und schrieb ihm alle Schutzwirkungen für den Unterlauf zu. Die Katastrophen von 1930 zeigten, dass diese Auffassung unrichtig war. Die frühen Lahars vom Jan. 1931 waren zum ersten Male gross genug, um das Ladoefeld durchbrechen zu können; was weiter folgte war nichts Anderes als ein stürmischer Ablauf des jahrzehntelang ausgeschalteten Zyklus. Während der Jahre 1931 und 1932 wurde der Mittellauf auf normale Tiefe und Breite gebracht. Späte Lahars entstanden und lagerten ihr Material im Salamfeld ab.

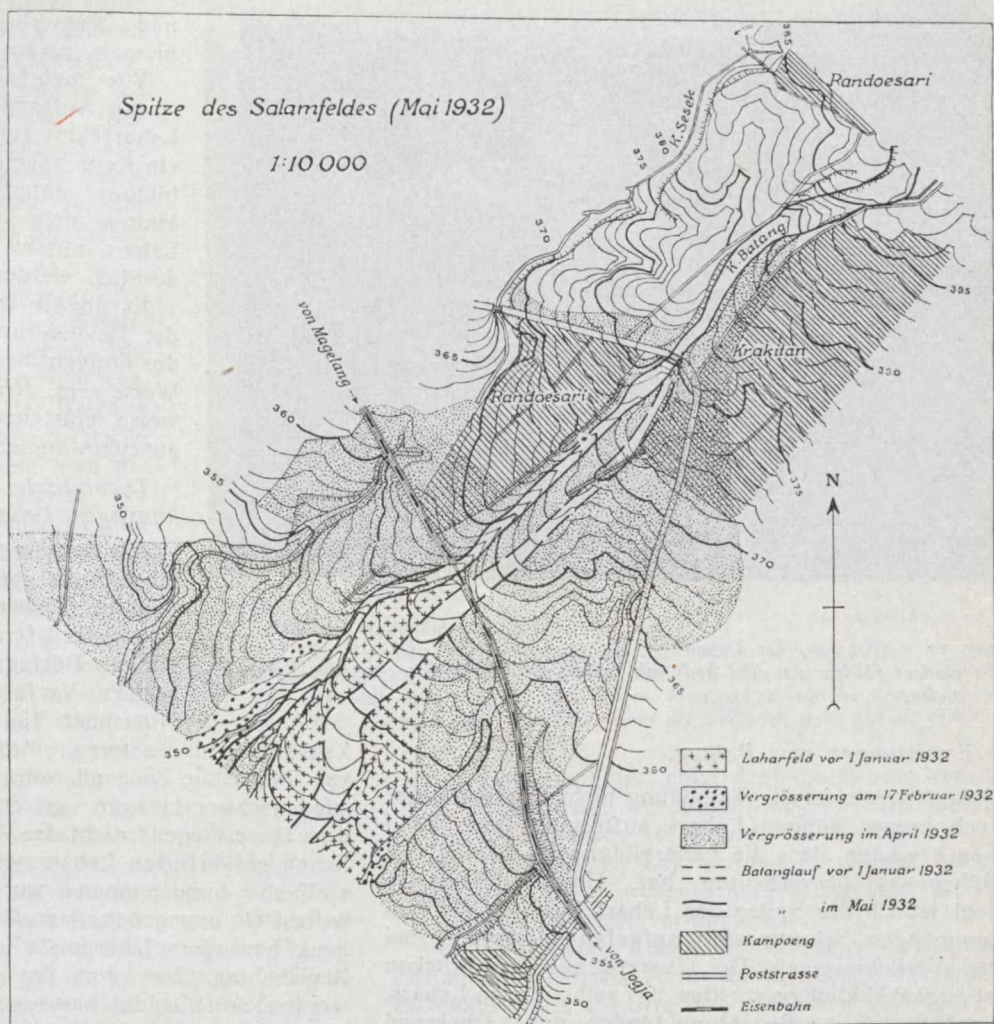
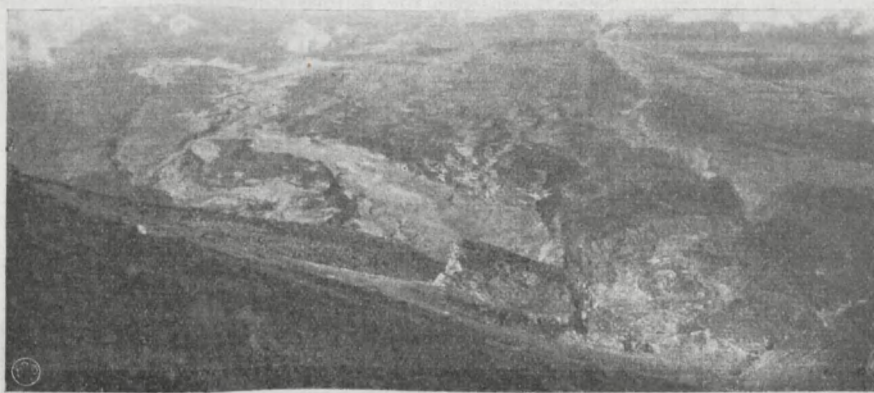


Abb. 55. Ueber dem alten Batanglauf bildet sich an der Spitze des Laharfeldes ein Stauwulst.



Aufnahme Ecoma Verstege 1931.

Abb. 56. Batang, Blongkeng, Lamat, Sencwo vom G. Djengger aus. Links die Lava von 1931, im Vordergrund der G. Dengkeng, auf welchem nun der elektrische Regenmesser steht. Das mit Schutt erfüllte Blongkeng im Gegensatz zur tiefen normalen Senowoschlucht. Im Mittellauf von Blongkeng und Batang die Ladoefelder.



Aufnahme De Jager.

Abb. 57. Mittellauf des Lamat.
Die Ladoes füllten das Tal hoch mit Schutt auf. Bald war eine neue Rinne entstanden.

Erwartungen vom Batang.

Auch heute ist die Talbildung nicht abgeschlossen, noch immer können Lahars auftreten. Doch kann man erwarten, dass die Laharbildung im Batang den Höhepunkt überschritten hat. Unglücklicherweise liegt jedoch die Spitze des Laharfeldes, wo die beikommenden Schuttmassen aufgefangen werden, bei den Verkehrswegen. Der Zustand bei den Brücken ist augenblicklich so trostlos, das selbst kleine Lahars, die früher keine Beachtung fanden, nun verheerend wirken.

Uebrigens sei darauf gewiesen, dass der untere Batanglauf abnormal schmal ist und besonders grosses Gefälle besitzt (siehe Längsprofil), sodass man mit besonders kräftiger Erosion durch Wasserbandjirs rechnen kann.

In der Blongkenglade war schon 1931 die Talbildung in vollem Gange.

Talbildung im Blongkeng.

Es konnte 1931 keinem Zweifel unterliegen, dass die Ausbildung des normalen Flussbettes weiter durchgeführt werden musste. Tatsächlich wurde der Fortschritt 1932 nachgewiesen (Abb. 58, 59). Nahm man an, dass in der Ladoe ein Bett von 50 m Breite ausgebildet wird und, dass die neue Sohle ebenso hoch liegen sollte wie die alte vor dem Ausbruch, so müssten mindestens 14 Millionen m³ Schutt abtransportiert werden.

Ob dies ohne gefährliche Aufsandung des Unterlaufs geschehen kann, war eine der brennendsten Fragen dieser Untersuchung. Günstig für den Blongkeng ist der bereits erwähnte Klarwasserreichtum. Folgen sich daher die aufsandenden Lahars in grossen Abständen so kann immer wieder ein Rinne von so grosser Tiefe und Breite ausgespült werden, dass die Wirkung der kleinen Lahars geschwächt oder aufgehoben wird. Die Aufeinanderfolge von Lahars

und Wasserbandjirs kann natürlich niemals vorausgesehen werden.

Wie mehrfach gezeigt wurde, hat starke Aufsandung die Bildung eines Laharfeldes zur Folge. Ist jedoch erst ein Keim angelegt, so wird die Rinnenbildung unterbunden, es gibt kein Halten mehr und alle nachfolgenden Lahars müssen für die Umgebung verderblich werden.

Es musste daher für die Sicherheit der Bevölkerung und zur Beurteilung der nötigen Massnahmen von grösstem Werte sein, den Platz eines möglicherweise entstehenden Laharfeldes vor auszubestimmen.

Theoretische Lagebestimmung eines künftigen Laharfeldes.

Zur Zeit der Geländeuntersuchungen geschah die grösste Aufsandung unterhalb des Postweges bei Sriwidari. Dort waren die Ufer sehr niedrig, der Rand einiger Dörfer schon unter Sand begraben. Verfasser erlebte jedoch im November 1931 einen riesigen Wol-

kenbruch im unteren Mittellaufgebiet, in dessen Folge die Gegend von Sriwidari unter Treibsandanschwemmungen geriet. Es war also klar, dass diese Gegend nicht das Absatzgebiet der eigentlichen gefährlichen Lahars sein konnte, obgleich das vielfach angenommen wurde. Kemmerling hatte 1921 angegeben, dass die Gegend von Ketoengang besonders lahargefährlich sein sollte, mit der Begründung, dass dort das Tal beginnt enger zu werden. Am Gendol hatte sich jedoch gezeigt, dass Veranungen auch im Gebiet von Laharfeldern keine Verstopfung sondern erneute Erosion zur Folge haben. Der Schluss Kemmerlings war also nicht zuverlässig. Verfasser versuchte daher, die Lage eines eventuellen neuen Laharfeldes theoretisch zu bestimmen.

Da Lahars durch Regenfälle, deren Heftigkeit begrenzt ist, verursacht werden, können sie eine gewisse Mächtigkeit nicht überschreiten. Auf der einen Seite kann also die untere Erosionsgrenze nicht un-



Aufnahme Schmidt.

Abb. 58. Der Blongkeng bei ± 900 m. August 1931.

beschränkt weit vom Gipfel abliegen, auf der andern Seite können Lahars erst im untern Mittellauf, wo die Ufer niedrig werden zu Feldern auseinanderlaufen. Der Platz der Laharfeldbildung ist also einerseits durch allgemein gegebene klimatische Faktoren, auf der andern Seite durch den besondern Flusscharakter gegeben.

Ein Vergleich von Längsprofilen musste über den Platz der Laharfeldbildung Aufschluss geben. Unter Mithilfe der Wasserschafften, der Wasserleitung und der Irrigatie standen bald gut gemessene Profile zur Verfügung. Zeichnete man die Profile so, dass die Spitze des Berges als gemeinsamer Punkt diente, so lagen die Laharfelder des Woro, Gendol, Batang ungefähr auf gleicher Zone, bei Gefällen von 1 : 23 bis 1 : 40 (Abb. 34). Nahm man an, dass am Blongkeng in derselben Zone ein Feld entstehen würde, so kam man auf die von Kemmerling schon angewiesene Gegend dicht unterhalb und oberhalb des Postweges, keinesfalls aber auf Sriwidari. Die Richtigkeit dieses Schlusses wurde bei der Ausarbeitung der Querprofilmessungen von 1931 bestätigt, als sich erwies, dass zwischen den Profilen 1 und 3 an den Lahartagen bedeutende Aufhöhungen stattgefunden hatten, ja, dass der Fluss einigemal bereits bis zum Rande mit Schutt gefüllt gewesen war. Glücklicherweise hatte sich immer wieder eine tiefe Rinne gebildet.

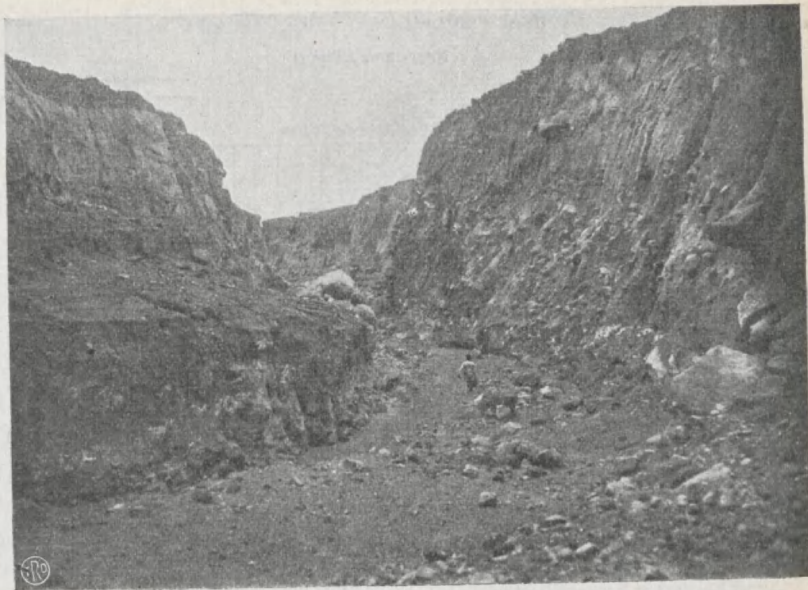
Erwartungen vom Blongkeng.

Eine unglückliche Häufung von Lahars kann jedoch verhängnisvoll werden, da die Geländegestalt eine Reihe von Durchbrüchen nach dem dichtbevölkerten Moentilan und Kaweron begünstigt (Abb. 14). Es müssen also besondere Massregeln zum Schutze dieses Gebietes genommen werden. Kapitel XI soll hierüber berichten. Bis heute ist im Blongkeng noch kein Unglück geschehen. Die wichtige Frage ist jedoch: Wie ist die Gefahr für die Zukunft zu beurteilen? Die Erwartungen waren und sind noch ungünstig.

Der Gefahrmoment wird von zwei Faktoren beeinflusst:

- a. Die Lahargefahr wird vermehrt, je grösser die Uferhöhe im Oberlauf ist. Wird bei einem starken Bandjir das Ufer unterwaschen, so wachsen die einstürzenden Massen proportional der Wandhöhe.
- b. Die Lahargefahr wird kleiner, je breiter die Rinne wird. Mit zunehmender Rinnenbreite wird im oberen Mittellauf die Erosionskraft der Bandjirs vermindert, im unteren Mittellauf die Bremswirkung grösser.

Zu a: Muss darauf gewiesen werden, dass sich 1931-'32 die Rinnentiefe oberhalb Maron



Aufnahme Schmidt.

Abb. 59. Der Blongkeng bei ± 900 m. August 1932. Im hoch mit Ladoe aufgefüllten Blongkeng muss sich eine neue Schlucht ausbilden. 1931 war diese nur etwa 7 m tief und 10 m breit. 1932 war sie doppelt so tief und etwas breiter geworden. Auf dem Bilde links der Talboden von 1931 als Terrasse.

verdoppelt hat, ohne dass die Breite wesentlich grösser wurde (Abb. 58, 59). Die Gefahr wird dadurch vergrössert.

Zu b: In derselben Zeit wurden die Rinnen unterhalb Maron wesentlich verbreitet. Die Gefahr wird dadurch vermindert.

Vorläufig jedoch behält die Verschlechterung des Zustands die Oberhand, wie aus der stetig steigenden Bodenkurve am Postweg zu entnehmen ist. Man hat also allen Grund, noch stets mit einem Gefahrzustand Rechnung zu tragen.

Erwartungen vom Lamat.

Vom Lamat selbst erwartet Verfasser keine grössere Gefahr mehr. Die gefährliche Lahar vom 2. Januar hing wahrscheinlich mit dem Durchbruch des Lamat zum Blongkeng zusammen. Heute ist im Lamat überall eine breite und tiefe Rinne vorhanden, die für den kleinen Fluss genügend sein dürfte. Verfasser fürchtet nur eine Gefahr: der Lamat nähert sich oberhalb Moentilan dem Blongkeng auf 150 m! Bildet sich dort ein Laharfeld, so muss der erfahrungsgemäss nach dem Blongkengbandjir ankommende Lamatbandjir in das Feld hineinfahren, sich ein neues Bett wühlen und die neu aufgenommenen Massen gegen die Gebäude der Missionsschule werfen in der etwa 2000 Personen, meist Kinder vornehmer indischer Familien, untergebracht sind.

Erwartungen vom Senowo-Pabelan.

Den Senowo-Pabelan hält Verfasser augenblicklich für ungefährlich. Das breite und tiefe Bett des Pabelan kann die im Senowo entstehenden Lahars glänzend verarbeiten, da schon das normale Bett infolge des grossen Stromgebietes auf regelmässige wiederkehrende hohe Bandjirs eingestellt ist.

Als 1932 bei einem Uferabsturz ein 30 m tiefer

Veränderungen der Bodenhöhen im Blongkeng.

Regenzeit 1930/31

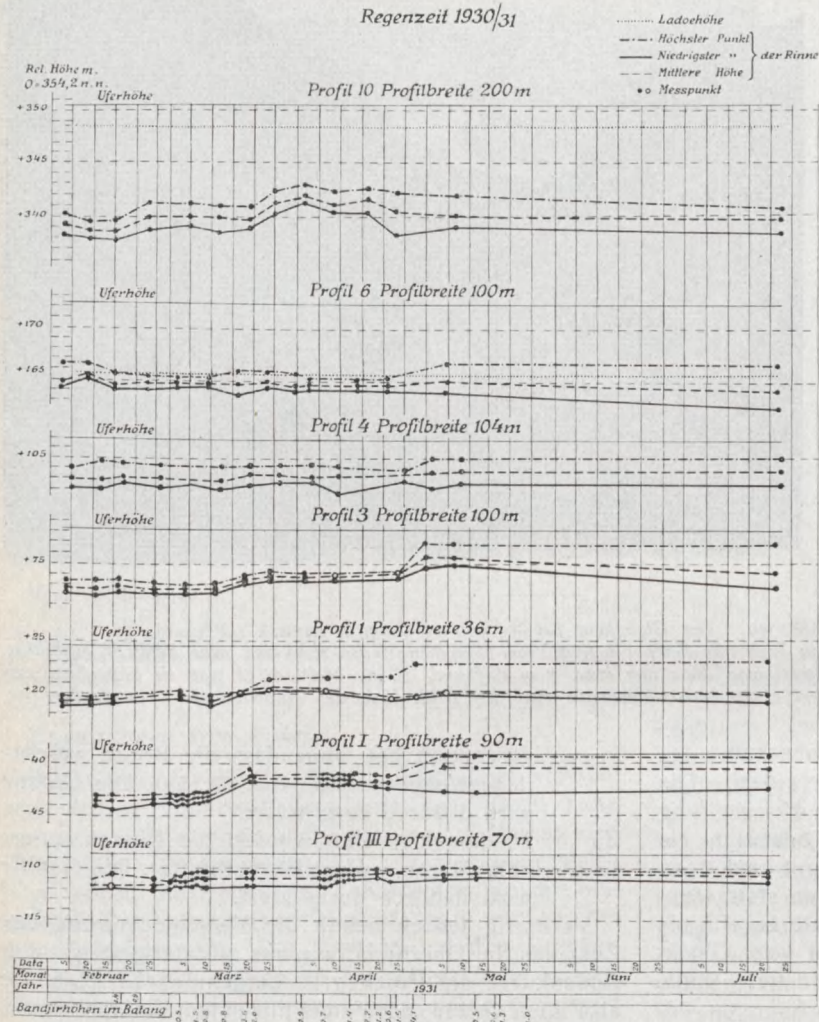


Abb. 60.

See aufgestaut wurde, ist beim nachfolgenden Dammbruch absolut nichts geschehen. Die Bevölkerung muss nur in der Nähe der beiden Laharfelder vorsichtig sein.

Ausgesprochen bedroht ist die N. I. S. Brücke, da die Stabkonstruktion hängend angeordnet ist.

Der Fluss, der die gesamte Nordseite entwässert, muss jedoch verheerend wirken, wenn der Vulkan nach jener Seite arbeitet. (Vergl. 1822).

Erwartungen vom Progo.

Der Progo nimmt die Flüsse Pabelan, Lamat, Blongkeng und Batang auf und muss daher die gesamte Sandzufuhr von der Westseite des Merapi verarbeiten.

Versandung des Van der Wijck Kanals und Verstopfung einer Spülschleuse am Kamidjoro Kanal waren die Folge.

Während in den laharführenden Flüssen nur während der Regenzeit Gefahr drohte, entsteht im Progo die Hauptschwierigkeit in der Trockenzeit, wenn die grossen Massen Klarwasser aus dem nördlichen Tertiärgebirge ausbleiben. Da zu erwarten stand, dass in den folgenden Jahren noch grosse

Sandmengen abgeführt werden müssen, interessierte die Frage, ob im Progo besonders gefährliche Punkte vorhanden sind.

Beim Aufstellen eines Längsprofils ergab sich die Tatsache, dass zwischen der Fläche von Magelang und der von Jogja eine Stufe vorhanden ist, die vom Fluss noch nicht ausgeglichen wurde. Der obere Flusslauf wird am Minorehgebirge aufgestaut, (Säkuläre Hebung des Gebirges?)

So kommt es, dass zwischen der Blongkeng- und Krasakmündung Gefälle von 1 : 110 — 1 : 130 auftreten, während das Normalgefälle 1 : 260 — 1 : 270 sein müsste. Das Gefälle ist also 110 bis 135% zu gross. Da die Transportkraft eines Flusses ausgedrückt werden kann durch die Gleichung: $S = 1000 i \cdot t$ (i = Gefälle, t = empirischer Wert. Hütte III. p. 492) bedeutet dies, dass der Progo zwischen Blongkeng- und Krasakmündung eine 110 — 135% erhöhte Schleppkraft hat. Man muss also in der Nähe des Van der Wijck Kanals höchstens vorübergehend mit gefährlichen Aufsandungen rechnen. Im weiteren Unterlauf ist die Versandungsgefahr grösser. Auch dort wird sich jedoch nach einigen Jahren wieder ein Normalprofil entwickeln.

Sedimentationsraum kleiner Lahars im oberen Mittellauf.

Es bleiben schliesslich noch einige Einzelheiten zu besprechen. Die Lahars vom März 1931 und Februar 1932 waren nach den Messungen bei den Brücken nur klein. Im Blongkeng sind sie schon im Mittellauf liegen geblieben, haben sich also ähnlich verhalten wie die kleinen Lahars im Bojong und Krasak, oder wie die Dezemberlahars im Gendol. Diese Fälle mögen als Beispiel dienen für eine pag. 117 aufgestellte theoretische Ableitung.

Treibsandbeladenes Wasser empfindlich gegen Gefälleschwankungen.

Am Batang ist deutlich zu erkennen, dass Lahars im Mittellauf erodieren, im Feld Material niederschlagen, weiter unten erodieren. Dass dies durch ablaufendes entlastetes Wassers erfolgt, beweist die neue Rinne, die am 27. April in der untern Hälfte des Feldes gebildet wurde, wobei ein sekundärer Sandbandjir entstand. Gleiche Rinnen hat Verfasser an einem Murfeld beim Lawoe beobachtet. Die Treibsandmassen der Laharfreien Tage wurden 1931 im Feld — wie beim Gendol — aufgefangen, an der Batangmündung wurde erodiert.

Nach de Jager (1932, bijlage 7) wurde unter-

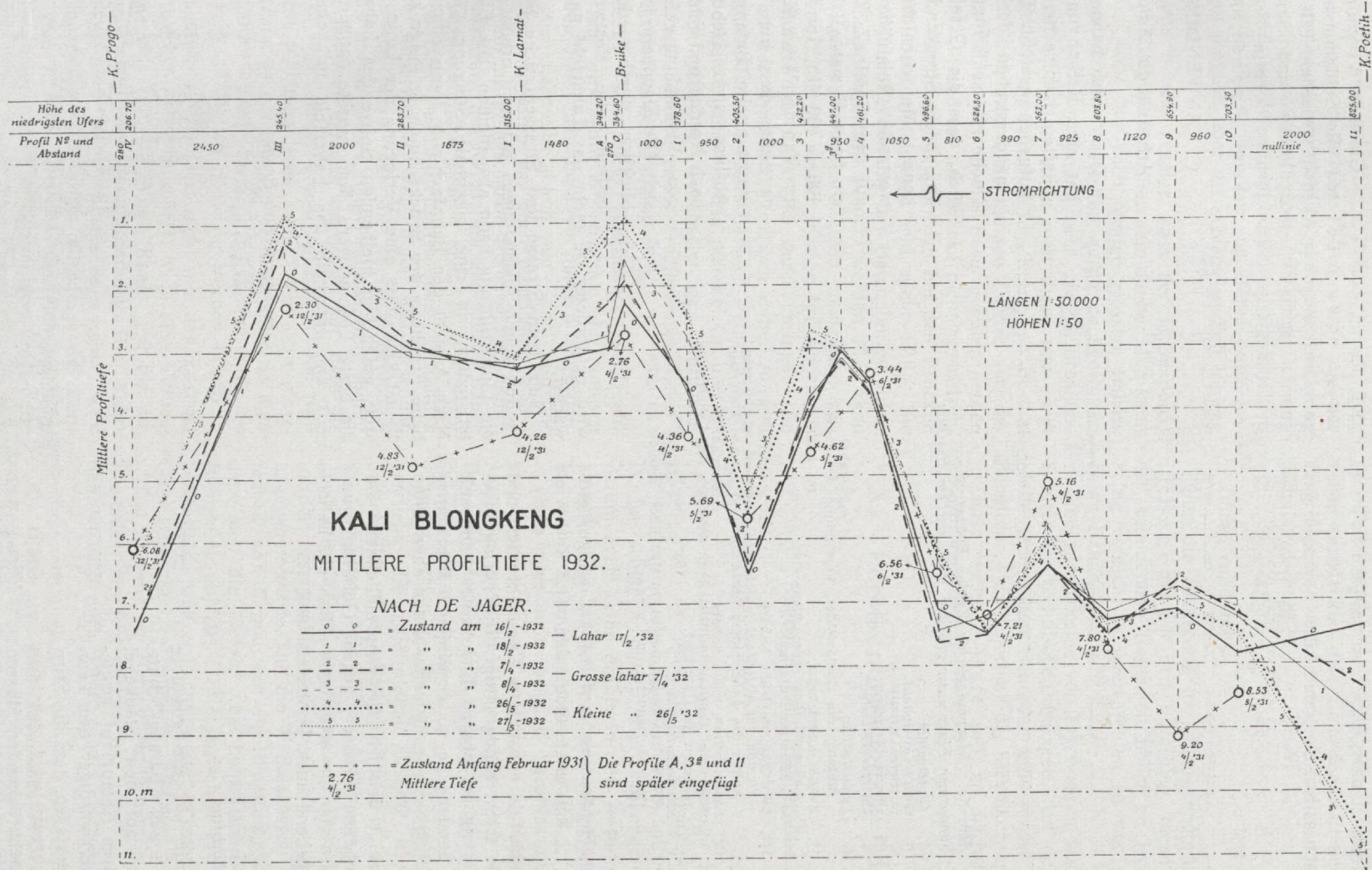


Abb. 60a.

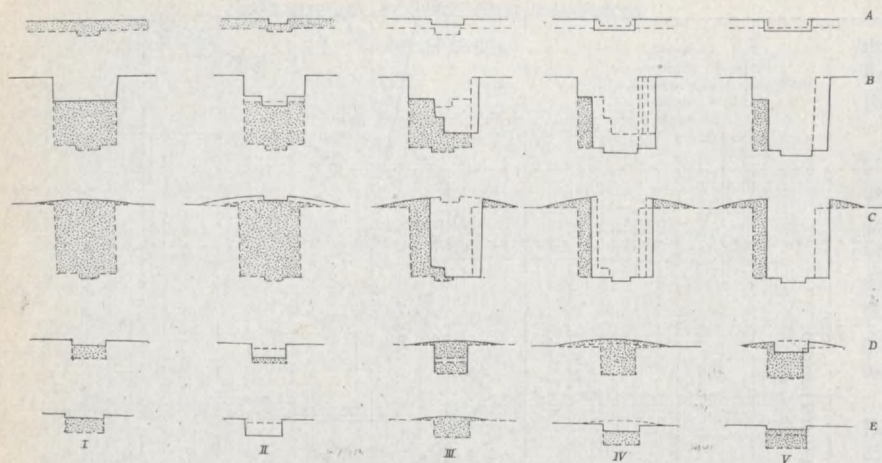


Abb. 61. Morphologischer Zyklus Batangtyp.
Sandarmer Fluss unter grossem Vulkanischem Einfluss.

- A. Gipfelgebiet.
B. Oberer Mittellauf.
C. Mittlerer Mittellauf.
D. Oberer Unterlauf.
E. Unterer Unterlauf.
- I. Ladoestadium, Jahr? Bildung des Ladoefeldes, Versandung des ganzen Laufes.
II. Zyklus ausgeschaltet, bis 1930. Ladoefeld fängt alle Lahars auf; Erosion im Unterlauf.
III. Laharstadium, frühe Lahars, 1930. Erosion im Mittellauf und oberen Unterlauf anschliessend Anlage des Laharfeldes; Aufsandung im unteren Unterlauf.
IV. Laharstadium, späte Lahars, 1931-'33. Weitere Erosion im Mittellauf; Wachsen des Laharfeldes; Erosion im Unterlauf.
V. Sandwasserstadium, 1934 (?) Fluviales Gleichgewicht im Mittellauf; Erosion im Laharfeld; Aufsandung im Unterlauf.

halb des Laharfeldes erst (auf 3,4 km Länge) erodiert, dann (1,2 km) angesandet, dann (1,3 km) wieder erodiert.

Das im Laharfeld entsandete Wasser erodiert und wird dadurch selbst sandgesättigt. Die geringe Gefälleverminderung am oberen Ende einer Sandbank genügt, um Sandabgabe zu erzwingen. Die neuerliche Entsandung verursacht weiter unten abermalige Erosion.

All dies zeigt deutlich die Empfindlichkeit von treibsandbeladenem Wasser gegen Gefälleschwankungen, sodass man erwarten muss, dass ein Laharfeld vorübergehend auch Treibsand aufhält.

Staukegelbildung.

Oben wurde auf die gewölbte Form des neuen Batang-Schuttkegels, sowie auf den Staukegel über dem alten Batanglauf gewiesen. Diese merkwürdige Form kann man nur so erklären, dass die Stirn der Lahar gebremst wird, dass sich jedoch die nachrückenden Massen hineinwühlen und so eine Aufstauung verursachen. Der wasserreiche Schlussteil der Lahar muss dann ausweichen und zur Seite fließen, wie dies u.a. von der Worolahar angenommen wurde.

Gleichen Vorgängen dürfen alle Schlammströme, die nicht zwischen Tälern eingeschlossen sind, ihre wulstförmige Form verdanken (Vergl. Perret, Abb. 64).

C. ANWENDUNGEN.

Arbeiten am Salamfeld.

Das neue Salamlaharfeld hat eine Reihe von Körperschaften vor sehr schwere Aufgaben gestellt. Das Auseinanderstreben der kleinen Nachbarflüsse bringt es mit sich, dass die Gefahr jeden Tag andere Strecken bedrohen kann. Menschenleben und wertvolle Reisfelder stehen auf dem Spiel. (Z. Zt. kostet ein bouw Sawah = 0,7 ha = 400 — 700 fl.). Im Interesse des Van der Wijck Kanals ist es nötig, dass nur der alte untunnelte Batanglauf als Abfluss wirkt. Ueberschläge nach Norden und Süden bringen Versandungsgefahr mit sich. Die Eisenbahn ist augenblicklich durch jede Lahar bedroht, die Postwegbrücke

wird gefährdeter, je mehr das Laharfeld nach oben wächst.

Nun kann Strasse und Strassenbrücke bei eventuellen neuen Ansandungen jederzeit erhöht werden, die Linienführung kann also bleiben. Die Eisenbahn ist jedoch an eine maximale Steigung gebunden. Nach Ansicht der Bahnfachleute kann eine wesentliche Erhöhung der Brücke kaum in Frage kommen. Es ist klar, dass eine Verlegung der Linie von der stets gefährlich bleibenden Spitze des Laharfeldes, die beste Lösung wäre. Man müsste dann entweder ± 1 km unterhalb das Laharfeld mit einer sehr

Längsprofil Kali Progo

Längen 1:750.000

Höhen 1:7.500

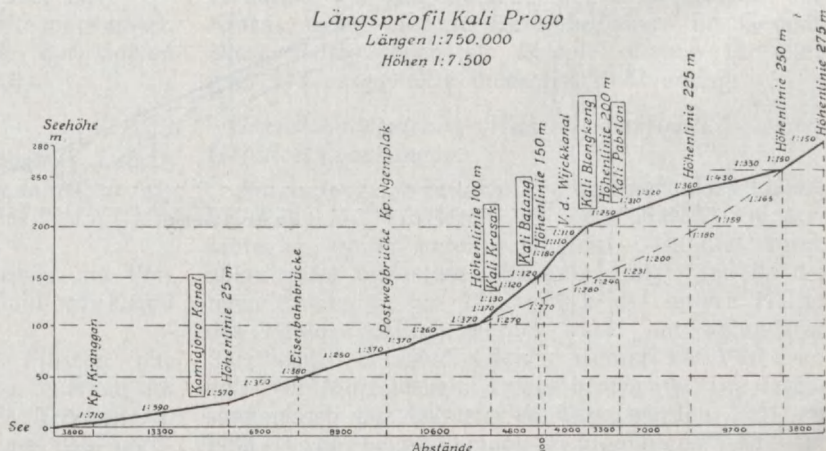


Abb. 62. Der Progo hat bei der Einmündung der Merapiflüsse übernormal grosses Gefälle.

langen Brücke kreuzen, oder ± 1 km oberhalb über den Fluss gehen. In beiden Fällen würde die zur Höhenüberwindung notwendige Längenentwicklung Schwierigkeiten machen. Jede derartige Lösung kommt jedoch bei der augenblicklich wirtschaftlichen Lage nicht in Frage. Man hat sich daher entschlossen, so gut möglich über die schwierige Zeit hinweg zu kommen.

Es wurde bereits gezeigt, dass der Höhenpunkt der Laharbildung überschritten sein dürfte. Man kann also hoffen, dass nur noch wenige grössere Lahars ankommen werden. Weiterhin wurde nachgewiesen (pag. 152), dass am Batang sehr grosse Erosionstendenz herrscht. Unterstützt man diese und sorgt für die Ausbildung einer tiefen Rinne, so besteht die Möglichkeit, dass viele kleinen Lahars von der Spitze des Feldes weg an die Basis geleitet werden und so der Zustand bei der Brücke nicht verschlechtert. „Die Mittel, um eine Erosion bei den Brücken zu fördern, sind beschränkt und nicht billig. Sie müssen in einer Verkürzung des Batanglaufes unterhalb der Eisenbahnbrücke gesucht werden. Man kann unnötige Krümmungen abschneiden, man kann versuchen, den Fluss mit einem grossen Durchstich geradeaus durch das Laharfeld durchzubringen. Im ersten Teil des Durchstichs müssen dabei Ausgrabungen stattfinden, die wahrscheinlich während einer ganzen Periode ergänzt werden müssen. Im unteren Stück ist es vielleicht vorteilhafter, den Fluss einzudeichen und dadurch selbst erodieren zu lassen“ (Schmidt, Februar 31. pag. 85).

Besonderen Wert legt Verfasser (Konferenz 13/8-32) auf eine gute Konstruktion der unteren Dammenden. Lässt man diese wie Mauern abbrechen, so muss sich dort eine durch den Kanal laufende Lahar sofort ausbreiten was einer plötzlichen Widerstandsvermehrung gleichkommt. Stauung und unmittelbare Auffüllung des Kanals auf der ganzen Länge müssen unvermeidliche Folgen sein. In der Natur taucht das Ufer des Mittellaufes ganz allmählich unter die Laharfläche. Von einer ankommenden Lahar fließen zuerst nur die obersten Schichten über, dann immer tiefere. Die Bremswirkung nimmt also sehr langsam zu, was zur Folge hat, dass die Lahar sich meist unter einem spitzen Winkel ausbreitet, ein schlankes Feld formt. Will man plötzliche Stauung so gut möglich verhindern, muss man die Verhältnisse der Natur nachahmen und die Mauern ganz allmählich niedriger werden lassen.

Der Durchstich verbessert nicht nur den Zustand bei den Brücken, sondern schafft auch eine Verbesserung für den Van der Wijck Kanal und für die Bevölkerung am Nongko und Rombong. Die Wahrscheinlichkeit eines Ueberschlages nach jener Seite wird geringer. Betrachtet man allerdings die Bandjirkarte vom 7. April, so muss man sich gestehen, dass Ueberschläge mit allen nachteiligen Folgen für den Van der Wijck Kanal noch immer möglich sein werden. Eine vollkommene Sicherheit wäre nur durch einen sehr teuren langen Abschlussdamm erreichbar.

Van der Wijck Kanal.

Man muss daher die Frage prüfen, den tiefliegen-

den Teil des Van der Wijck Kanals wenigstens teilweise abzudecken. Die Geländegestalt beim Wasserrfang lässt eine vollkommene Abschlüssung des ersten Kanalstückes zu ⁶⁾.

Blongkengbrücke.

Für die Sicherung der Blongkengbrücke machte ir. Begemann den Vorschlag, diese schon vor der kommenden Regenzeit höher zu legen. Gleichzeitig verdient es anempfohlen zu werden, die Pabelan Bahnbrücke umzubauen.

Eine ganze Reihe von Ingenieuren wacht für den Schutz der technischen Anlagen. Auf der Westseite bleibt jedoch den Behörden eine grosse Sorge vorbehalten: die Sicherheit der Bevölkerung.

Diese wichtige Frage soll im nächsten Kapitel besprochen werden.

XI. Bevölkerungsschutz auf der Westseite.

Regenfall und Bandjirhöhe.

Die bedrohten Gebiete.

Schon bei den ersten, vom Berge kommenden Lahars war es jedermann deutlich, welche Verheerungen entstehen mussten, wenn solche durch die Dörfer schlagen sollten. Der Vulkandienst scheute darum auch keine Mühe, in den Ausbruchsmomente Unheil zu verhüten. Die getroffenen Massregeln sollen weiter unten beschrieben werden.

Noch weit mehr bestand Veranlassung zur Vorsorge, als sich im Lauf dieser Untersuchung herausstellte, dass die Hauptgefahr noch bevor stand. Dabei war höchste Eile nötig, da die neue Regenzeit schon begonnen hatte.

Bei der Geländeaufnahme im August 1931 wurde versucht, die gefährdeten Gebiete kartographisch darzustellen. Die erhaltene Karte ist auf *Abb. 14* wiedergegeben. Hierbei ist zu bemerken, dass das „bedrohte Gebiet“ am Blongkeng unterhalb Profil I in der ursprünglichen Fassung als „sehr bedroht“ angegeben wurde. Um die Weihnachtszeit 1931 wurde jedoch auf Grund der Profilmessungen bewiesen, dass sich die Gefahr von Laharflächenbildung im Blongkeng auf das Gebiet zwischen Profil 1 und 3 beschränkt, während das weiter stromab gelegene Gebiet nur durch Treibsand gefährdet ist.

Der Zustand am Batang wurde bereits geschildert. Besonders bewacht musste der Djoerang Djero werden, wo sich noch immer eine Ueberschlagsmöglich-

6) Dieser plan wurde inzwischen durch die Wasserschafft — unabhängig von diesem Vorschlag — ausgearbeitet und wegen zu hoher Kosten verworfen. Man hat nun vor dem Tunnel eine Falltür aufgehängt. (Konstruktion: ir. von Wiederhold). Bei unerlaubt grossem Wasserzufluss reissst eine Klappe die Stütze weg, sodass die Tür zufällt.

Das offene Kanalstück mag versanden. Wiederholtes Aufsanden (mit Unterstützung einer Spülschleuse, vorwiegend jedoch durch Grabarbeit) ist noch immer billiger als der Kapitalsdienst einer Abdeckung.

keit zum Kali Poetih bot. Ein grösserer Absturz von der neuen Lava konnte eine Ladoe, oder zähe Lahar entwickeln lassen, die den Blongkeng zufällig unterhalb der Ueberschlagsmöglichkeit verstopfte, sodass die Bandjirs ihren Weg durch den Poetih nehmen mussten. Diese Gefahr ist nun infolge der Vertiefung der Blongkengrinne bedeutend geringer geworden.

Warnungsdienst.

Innerhalb der bedrohten Gebiete wohnten so viele Menschen, dass eine Räumung nicht in Frage kommen konnte. Allein in der näheren Umgebung von Moentilan wohnen 30 000 Leute. Daher musste zunächst alle Sorgfalt darauf gerichtet sein, einen brauchbaren Warnungsdienst einzurichten, welche der Bevölkerung in der Stunde der Gefahr rechtzeitig ein Fluchtzeichen geben konnte. Kemmerling hatte 1920 zwei Bandjirposten in Maron und Sisir errichtet. Maron, sowie ein später neu errichteter Posten bei Bakalan (Kemiren) erhielten Telefonanschluss mit Moentilan. Nach dem Ausbruch 1930 veranlasste der Vulkandienst die Errichtung von Polizeiposten in Moentilan, Kalibening, Ngepos und Kemiren. Die Vulkanologen sassen auf dem G. Gono und hatten von dort aus die Leitung des ganzen Dienstes (vergl. Neumann van Padang 1932). Die Bandjirs im Blongkeng und Lamat erzeugten damals noch Dampf Wolken die weithin sichtbar waren. Deshalb konnte man immer rechtzeitig den Wedono von Moentilan von herannahender Gefahr unterrichten. Mit der Alarmtrommel wurde ein Zeichen von Ort zu Ort weitergegeben. Tatsächlich ist auch nie ein Unglück geschehen.

Diese Arbeitsweise konnte 1931 nicht mehr beibehalten werden. Abgesehen davon, dass die Dampfentwicklung und damit ein Hauptwarnungszeichen nun wegblieb, war im Gebiet der Unterläufe niemand mehr, der den Warnungsdienst hätte leiten können. Der neue Vulkanposten Babadan dicht beim Berggipfel war zu weit von dem gefährlichen Stromgebiet weg, um aus eigener Anschauung handeln zu können.

Polizeiposten.

Man war also zunächst ausschliesslich auf Polizeiposten angewiesen, so wie das früher geschah.

Drei Gründe veranlassten Verfasser, auf diese Posten nicht allein zu vertrauen:

1. Die Posten Kemiren, Kalibening, Ngepos liegen 6,5 bzw. 8,5 und 6 km vom Postweg entfernt. Nur die beiden ersteren hatten Telefonanschluss. Kemiren liegt dicht am Batang, Kalibening und Ngepos sind je 15 min. vom Blongkeng bzw. vom Batang entfernt. Rechtzeitige Warnung aller bedrohten Gebiete schien daher nicht gesichert zu sein.

2. Höher gelegene Posten, wie sie Kemmerling zur Verfügung hatte, konnte am Blongkeng nicht mehr errichtet werden. Die Gebiete oberhalb 750 m Höhe waren auf der Westseite mit vieler Mühe amtlich geräumt worden. Die Behörden lagen in stetem Kampf mit den Bauern, die zu Feld und Haus zurück wollten. Es war daher aus psychologischen

Gründen unmöglich, hochgelegene Posten aufzustellen.

Dicht am Blongkeng wäre der höchstgelegene Punkt ausserhalb des geräumten Gebietes zwischen Profil 6 und 7 gelegen, d.h. nur auf 3 km Abstand von der Gefahrzone.

3. Die Angaben der eingeborenen Polizei sind ungenau, besonders wenn sie allein auf das Gehör (Kalibening) begründet sind. Sehr oft wird „Bandjir“ gemeldet, ohne dass irgendwie Lahargefahr besteht. Die Behörden wünschten aufs schärfste, ein Alarmsignal zu bekommen, das nur im äussersten Notfall gegeben wird, um die Bevölkerung nicht gegen Alarm abzustumpfen. (Mündl. Resident von Kedoe).

Elektrischer Regenmesser.

Es war daher wünschenswert, neben den bestehenden Posten andere Hilfsmittel zu besitzen. Verfasser schlug vor, im Gipfelgebiet der Westseite einen Regenmesser aufzustellen, der auf elektrischem Wege den Regenfall nach Babadan meldet, sodass man von dort aus den Gefährzustand beurteilen könnte. Der Resident und der Regent zu Magelang, die Chefs des Opsporingsdienstes und des Vulkandienstes, der Post des meteorologischen Observatoriums sagten sofort ihre Mitwirkung zu. Verfasser entwarf in einer Nota vom 23. Okt. die Konstruktionsprinzipien von 4 verschiedenen Apparaten, von denen einer in verbesserter Form vom Meteorologischen Dienst gebaut wurde. Am 4. Dezember schon konnte der Apparat aufgestellt werden.

Da grundsätzlich nur die hoch am Berg fallenden Regen berücksichtigt werden sollten, wurde für den elektrischen Regenmesser ein hochgelegenen Platz ausgesucht, der jedoch noch ohne Gefahr von Babadan erreichbar sein musste.

Der obere Blongkeng war 1931 immer noch durch Abstürze von der heissen Lavazunge bedroht und nur bei guter Sicht passierbar. Man musste daher mit dem Regenmesser nördlich vom Blongkeng bleiben. Aus demselben Grunde musste man auf die Aufstellung weiterer Regenmesser weiter südlich verzichten. Als einziger brauchbarer Platz erwies sich der G. Dengkeng bei etwa 1660 m gegenüber der Lavazunge.

Die Lage des Regenmessers ist hier am Rande der bedrohten Stromgebiete nicht ideal. Wenn ein schwerer örtlicher Regenguss über Kali Sat und Batang fällt, so ist es möglich, dass in beiden Flüssen Lahars auftreten, obgleich der elektrische Regenmesser in diesem Falle nur den weniger heftigen randlichen Teil des Regens registrieren kann. Wie sich später ergab, fällt meist im Batanggebiet schon schwerer Regen, wenn das Unwetter noch nicht den Dengkeng erreicht.

Wegen der nachteiligen Lage war es allen Eingeweihten klar, dass der Regenmesser nur ein Hilfsmittel, kein absolut zuverlässiges Werkzeug sein konnte. Dies muss besonders betont werden, da von Presse und Publikum das Instrument vielfach als unfehlbarer Prophet betrachtet wurde.

Der Regenmesser ist folgendermassen konstruiert: Es wurde ein Hellmann-Regenmesser ohne Schreib-

einrichtung gebaut, dessen Sammelgefäß bei je 5 mm Regen überfließt. Das aus dem Saugheber ablaufende Wasser wird in einem Trichter mit etwa 3 mm Bohrung aufgefangen. Der Trichter hängt an einer Wippe, die mit Hilfe eines verschiebbaren Gegengewichtes so ausgeglichen ist, dass sie beim Auslaufen von 5 mm Regenwasser ± 10 sek. lang umkippt. Ueber der Kippachse ist eine geschlossene Glasröhre angeordnet, die etwas Quecksilber enthält. An einem Ende sind zwei Platinstifte eingeschmolzen, die mit den elektrischen Leitungen verbunden sind. Beim Kippen wird ein Stromkreis geschlossen. Eine Sicherung gegen Blitzschlag vervollständigt die Einrichtung. Im Beobachtungsraum zu Babadan befinden sich Batterie, Relais, Chronograph und Signallocke.

Ein Hilfsschalter durch dessen Oeffnung man den Strom unterbrechen kann, wenn der Relaisanker bei starker Induktion kleben bleibt, sowie ein Hauptschalter, der die Regenmesserleitung mit dem Telefon Babadan und der Telefonleitung nach Moentilan verbindet, vervollständigen die Einrichtung. Die Aussenleitung war erst nur eindrahtig. Da jedoch von Anfang an Schwierigkeiten mit Induktionswirkungen entstanden, wurde ein zweiter Draht gespannt, auch wurde die Kapazität der Sicherung stets vergrößert.

Im Januar war es der Telegraphenverwaltung gelungen, die Induktionswirkungen soweit auszuschalten, dass auch bei sehr schlechtem Wetter brauchbare Messungen angestellt werden konnten. Die noch immer auftretenden kurzen Stöße infolge Induktion oder Kurzschluss der Leitung sind gut von den langen echten Regensignalen zu unterscheiden, während die Schreibeinrichtung beide Signale gleichmässig notiert, sodass persönteil Bewachung nötig ist (die Anlage eines sicheren arbeitenden Grundkabels war unmöglich, da man die Senowogleitbahn und zahlreiche Täler überschreiten musste).

Am 17-2-'32 zerstörte ein Blitzschlag um 17⁰³ Uhr die Telefonleitung nach Moentilan. Aus dem Relais des Regenmessers schlugen Funken. Der Beobachter schaltete daher den Apparat von 17²⁵ — 18⁰⁰ Uhr aus ⁷⁾. Als 18³⁰ die Telefonverbindung wieder in Ordnung kam, war bereits eine kleine Lahar abgelaufen. Neue Isolierungen wurden angebracht und tatsächlich glückte es dem Beobachter de Karsky am 7-4-'32 eine ausgezeichnete Aufnahme des Gewitterregen und rechtzeitig zu warnen.

Mancherlei andere Schwierigkeiten verursachte Zerstörungswut und Unverstand der Bevölkerung, sodass die Bedienung des Regenmessers an das Personal des Vulkandienstes hohe Anforderungen stellte.

Die Vorgänge am 7-4-'32 haben jedoch bewiesen, dass es grundsätzlich möglich ist, auf Grund von Regenmessungen brauchbare Alarmsignale zu geben.

Regenintensitäten und Alarm.

Bei der Einrichtung des Alarmdienstes wurde angenommen, dass nur 15 Minuten verstreichen vom

⁷⁾ Es ist bedauerlich, dass man über den Regen vom 17.2. keine genauen Angaben hat. Man kann jedoch annehmen, dass die Minutenintensität höchstens 1,5 — 1,8 betrug. In diesen beiden Fällen wären in der störungszeit 55 bzw. 63 mm Regen gefallen.

Anfang des Regens bis zur Bandjirbildung. Weitere 30 Minuten sollten nötig sein, bis die Lahar die hochgelegenen Dörfer erreicht. Ein Alarm muss also tunlichst schon 25 — 35 min nach Beginn eines Regens durchgegeben werden. Diese Forderung ist schwer, da die meisten Regen stark einsetzen, jedoch bald nachlassen. Je länger man also wartet, desto sicherer kann man einen gefährlichen Regen erkennen.

Die Alarmgrenze wurde daher erst auf 30/35 mm/min, dann auf 50/30 mm/min Regen gestellt. Diese Intensität kam in Djokja in 2 Jahren 1 Mal vor; nach den Angaben von Boerema (1918) war das Jahresmaximum in Batavia während 37 Jahren 6 Mal, in Buitenzorg während 14 Jahren 8 Mal, in Pasoeroean während 14 Jahren 4 Mal, in Pontianak während 12 Jahren 4 Mal und in Ambon während 10 Jahren 0 Mal höher als dieser Quotient gelegen. Irrtümlicherweise wurde angenommen, dass bei 1600 m bereits die Grenze erreicht sei, wo (nach Braak, vergl. pag. 198) die Intensitäten wieder geringer werden sollten. Nach den ersten schweren Regens vom 9. und 13. Februar schlug jedoch Verfasser vor, die Alarmgrenze auf 80/40 mm/min zu setzen. Diese Grenze wurde auch am 7. April nahezu erreicht.

Uebersieht man die Erfahrungen von 1932, so zeigt sich, dass die Grenze 80/40 mm/min etwas hoch gegriffen ist; man kann schon bei 70/35 mm/min warnen und gewinnt dadurch wieder 5 Minuten Zeit. Weiterhin ist es wünschenswert, schon früher das Alarmzeichen zu geben, wenn kurz vor schweren Güssen grössere, jedoch weniger heftige, Regen gefallen sind.

Bei schwerem Regen werden in Babadan die Signale des elektrischen Regenmessers fortlaufend in ein mm/min Koordinatensystem eingetragen. Mit Hilfe eines verschiebbaren, durchsichtigen Deckblattes, auf dem Intensitäten angegeben sind, kann der Beobachter leicht erkennen, ob die Alarmgrenze erreicht wird.

Fluchtwege.

Ein Alarm wird telefonisch an den Wedono von Moentilan durchgegeben, der in gebräuchlicher Weise auf der Holztrommel, das Zeichen zur Flucht schlagen lässt. Um Verwirrung auf Hauptwegen und Brücken zu vermeiden, waren die wichtigsten Fluchtlinien auf der Karte des bedrohten Gebietes angegeben worden. An drei Punkten, wo die Flucht durch gefährliche Flüsse angeschnitten war, wurden auf Rat Verfassers starke Hängebrücken gebaut.

Anfang Dezember rief der Regent von Magelang die Dorfältesten zusammen und unterrichtete sie eingehend über die Warnungszeichen, die bedrohten Punkte und die Fluchtrichtung.

Sicherheit auf Bäumen.

In der direkten Umgebung von Moentilan sind einige sehr grosse Kampoengkomplexe. Dort wurde empfohlen, feste Leitern und Plattformen an den Kokospalmen anzulegen, um eine Rettung in jedem Falle zu ermöglichen.

Kemmerling hatte nämlich gefunden (1921

Keloet), dass Lahars Hauswände glatt eindrücken, aber vielfach an Bäumen vorüberfliessen. Ähnliches hatte Verfasser beim Krasak beobachtet (*Abb. 51*); später wurde dasselbe im Batang festgestellt (*Abb. 50*).

Dies scheint im Widerspruch mit den Erfahrungen an alpinen Muren zu sein, die grosse Verheerungen im Waldbestand anrichten. Die Lahar hat jedoch am Merapi nur dann Gelegenheit, Bäume zu treffen, wenn ihre Kraft schon gebrochen ist. Die tiefen Mittel- und Oberläufe sind frei von Waldbestand. Dass sich vulkanische Schuttströme in den Oberläufen wie Muren benehmen, zeigen die, durch Schneeschmelze verursachten Ströme des Lassen Peak in Californien, die quer durch Hochwald hindurchschlugen und breite Bänder ausrasierten. Die Bilder, die Day und Allen 1925 geben (Foto 1, 12, 13, 15, 18) erinnern durchaus an Stiny'sche Murenbilder (Stiny 1922, Fig. 275). Andererseits können auch Muren im Auslauf sehr ruhig sein. Der Bericht Stiny's (1910, pag. 35), dass eine ostalpine Mure ein Schmelzwerk umschloss, das heute noch durch den Schornstein zugänglich ist, erinnert an unsere Dampfmaschine (*Abb. 52*).

Fluchthügel.

Vom Bau von künstlichen Fluchthügeln, wie dies beim Semeroe geschehen war (Kemmerling 1922), nahm Verfasser Abstand. Erstens ist die Anlage genügend hoher Erdschüttungen teuer. Zweitens ist nicht genügend Sicherheit gegeben, dass die Lahar flache Hügel verschont. Am 9. Oktober 1922 fanden am Galoenggoeng viele Leute, die auf wenigen hohen Hügel geflüchtet waren, den Tod (Van Es 1924).

Flussbewachung.

Selbst ein ideal arbeitender Warnungsdienst musste jedoch als grobes Hilfsmittel betrachtet werden. Man jagt im Augenblicke der Gefahr tausende von Menschen in die Flucht und kann doch nicht verhindern, dass in einem kleinen Gebiet wertvolle Güter vernichtet werden. Wohl wurde der Rat gegeben, dass grosse Warenbestände aus den Lager- schuppen der chinesischen Kaufleute und des Pfand- hauses von Moentilan entfernt werden sollten. Es wird aber doch stets Hausrat zurückbleiben. Eine eingehende, fortwährende Bewachung der Flüsse durch Fachleute, die gefährliche Aufsandungen erkennen und so von Fall zu Fall die besonders be- drohten Gebiete näher bestimmen könnten, war darum wünschenswert. Besonders hatte dieser Beobachtungsdienst darauf zu achten, ob durch kurz hintereinander folgende Aufsandungen Keime zur Bildung von Ueberschlägen und Laharfeldern ent- stehen.

Die Einrichtung eines solchen Dienstes schien zunächst aus Mangel am Geldern unmöglich. Selbst die regelmässigen Messungen im Blongkeng und Batang wurden nicht mehr durchgeführt; die Tele- fonverbindung nach Kemiren war aufgegeben worden. Es gelang jedoch Anfang Dezember 1931 eine Kon- ferenz im Hause des Residenten von Magelang ab-

zuhalten, wobei alle Dienste, die in der Umgebung des Merapi beschäftigt sind, vertreten waren. Das Resultat dieser Besprechung war eine detaillierte Beobachtungsorganisation, der wir das Zahlenmate- rial von 1931-'32 verdanken. Von besonderer Bedeutung war, dass ir. Begemann, Pro- vincial Chef der Irrigatie, zusagte, Personal zur Bewachung der Flüsse eigens zur Verfügung zu stellen. Ein Monat später konnte ir. de Jager mitteilen, dass er die persönliche Ueberwachung der Flüsse von dem dichtbeigelegenen Semarang aus über- nehmen könnte. Ir. de Jager liess die Kam-

Regenfall und Bandjirhöhen im Batang 1930/31.

Bandjir- tage	Bandjir- höhe bei Bahn- brücke	Regen- tage	Regenfall	
			Maron 961 m	Deles 1250 m
19-12-'30	3,8		?	?
20-12-'30	3,4; 3,4		?	?
1-1-'31	1,4		?	?
2-1-'31	8,5		?	?
11-1-'31	5,0		?	?
14-1-'31	10,5		?	?
15-1-'31	3,0		?	?
		21-1-'31	67 (30)	?
24-1-'31	3,0	24-1-'31	66 (26; 7)	?
27-1-'31	2,0	27-1-'31	32 (4,4)	?
29-1-'31	2,0	29-1-'31	37 (21)	?
30-1-'31	1,0	30-1-'31	27	
2-2-'31	1,6	2-2-'31	50 (16)	72 (22)
		11-2-'31	31	47 (5; 13)
		16-2-'31	59 (22; 5,2)	35 (10)
17-2-'31	1,4		6	3
		18-2-'31	67 (10; 7; 17)	60 (24; 5)
		19-2-'31	26	58 ?
		21-2-'31	70 (24; 3)	41 (15)
22-2-'31	0,8		1	0
		2-3-'31	43 (5)	36 (10)
3-3-'31	0,5	3-3-'31	33 (9)	36 (10; 14)
		5-3-'31	70 (11; 15; 5)	39 (6)
7-3-'31	1,5	7-3-'31	40 (27)	31 (15)
8-3-'31	0,8	8-3-'31	5	35 (32; 10)
14-3-'31	0,8		18	5
		17-3-'31	15	45 (28)
19-3-'31	3,6	19-3-'31	13	56 (18)
20-3-'31	2,0		21 (13)	29
21-3-'31	1,4	21-3-'31	20	36 (6)
1-4-'31	0,9	1-4-'31	46 (4; 5; 2)	51 (1; 5; 2)
		5-4-'31	36 (9)	11
6-4-'31	0,7		9	17
		9-4-'31	36 (2; 5)	24
12-4-'31	1,4		22	9
		13-4-'31	32 (1; 4)	29
		15-4-'31	9	47 (21)
16-4-'31	2,2		0	9
18-4-'31	1,2	18-4-'31	38 (4; 3; 7)	10
21-4-'31	0,6	21-4-'31	33 (22)	10
23-4-'31	1,5		15	18
27-4-'31	4,1	27-4-'31	46 (23)	56 (36)
		29-4-'31	45 (30)	41 (36)
11-5-'31	0,5	11-5-'31	17	40 (30; 10)
		12-5-'31	36 (8)	?
16-5-'31	0,6	16-5-'31	92 (52)	89 (83)
17-5-'31	1,3	17-5-'31	65 (42)	101 (62; 8)
24-5-'31	1,0		28	11

(62) = 62 mm²/min.

poengs Tjandisalakan und Adisalam räumen, ausserdem ordnete er eine Reihe von kleinen Arbeiten, Dammbauten, Bambusbepflanzungen und Flusskorrekturen an.

Ueber die Zusammenhänge von Regenfall und Bandjirbildung wurden folgende Erfahrungen gemacht.

Lahars unabhängig vom Regenfall am Vulkanfuss.

Die Regenmessungen von Maron (961 m) und Deles (1250 m) (siehe Neumann van Padang 1933, pag. 96) von Januar bis Mai 1931 zeigen ⁸⁾, dass an den meisten Bandjir-Lahartagen keine oder mässige Regen fielen, während an schweren Regentagen keine oder mässige Bandjirs abliefen (Abb. 2 und Tabelle). Aus dieser Zusammenstellung geht deutlich hervor, dass die Bandjirtage kaum Zusammenhänge mit den Regentagen zeigen, dass heisst, der Regenfall zwischen 900 und 1200 m ist für die Laharbildung nicht ausschlaggebend.

Erwähnt sei, dass die Apparate von Deles und Maron starke Regen zu klein angaben, da der Registrierstreifen nur eine Breite von 10 mm Regenfall hat und pro Stunde nur 2,36 mm Streifenlänge zur Verfügung stehen.

Noch sprechender kommt dies zum Ausdruck, wenn man die am Fuss des Berges an Lahartagen gemachten Regenwahrnehmungen betrachtet (Abb. 63). Am 19. Dezember verzeichnete nicht eine einzige Fussstation grösseren Regen, am 14. Januar wurde nordöstlich vom Berg ein stärkerer Regenfall beobachtet. Am 2. Januar gruppieren sich die grösseren Regen-ziffern um den Gipfel.

Gipfelregen und Lahars 1930-'32.

Frühe Lahars sind also bestimmt durch hochfallenden Regen erzeugt worden. Wir haben jedoch gesehen,

8) Die Bedeutung eines Regens für die Bandjirbildung kommt in einem Koordinatensystem plastisch zum Ausdruck, wenn man auf der Ordinate die absolute Regenmenge und auf die Abszisse die Minutenintensität mm/min oder den Tangens des Neigungswinkels der Regenkurve aufträgt.

Berechnet man den Inhalt der erhaltenen Quadrate in mm²/min, so ergibt sich eine Kennzahl, die zur Beurteilung der Bedeutung eines Regens für die Bandjirbildung recht wertvoll ist. Da die Darstellung dieser Zahl nur eine Dimension beansprucht, ist sie für umfangreiche Statistiken sehr geeignet.

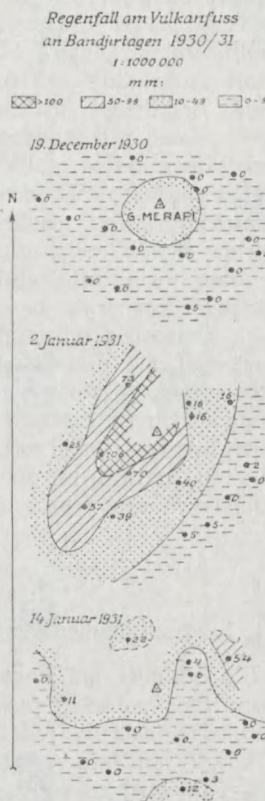


Abb. 63. Regenfall an Lahartagen, 1930-'31.

An den Tagen der stärksten Laharbildung fiel am Vulkanfuss wenig oder kein Regen.

dass späte Lahars durch Unterwaschung von Talwänden auch noch im Mittellauf entstehen. Es wäre also möglich, dass derartige Lahars z.B. durch Regen, die auf ± 1200 m Höhe fallen, erzeugt werden können. Verfasser möchte diesen jedoch weniger Bedeutung beimessen denn:

1. Das Gefälle und damit die Sammelgeschwindigkeit ist gering, die früher geschilderten (pag. 106) hemmenden Wirkungen der Gartenlandschaft sind wirksam, sodass die ablaufenden Wasser weniger hohe Bandjirs liefern.
2. Das Zusammenlaufende Wasser führt im Vegetationsgebiet weniger feste Stoffe mit.
3. Der Abstand zwischen Niederschlags- und Erosionsgebiet ist gering, sodass sich die besonders wirksamen hohen Bandjirstirnen vermutlich nicht entwickeln können.

Verfasser glaubte daher, auch späte Lahars vor allem bei hochfallenden Regen erwarten zu müssen. ⁹⁾

Um Tatsachen zu sammeln, bemühte sich Verfasser, ein Netz von Regenmessern über den ganzen Gipfel zu bekommen. Die beiden Apparate von Deles und Maron waren im August 1930 ausser Betrieb. Ein Instrument stand am neuen vulkanologischen Beobachtungsposten bei Babadan auf 1279 m Höhe, eines in der Stadt Djokja. Dank der Hilfe von ir. Begemann und Ing. Riis konnten nun entlang dem Kali Koenig bei 881 m, 1465 m, 1774 m und 2200 m selbstregistrierende Regenmesser aufgestellt werden. Der erste und der dritte waren bereits im November tätig, der bei 1465 m wurde im Februar errichtet, der von 2200 m kam erst im Mai auf seinen Platz, sodass er für die Auswertung der Regenfälle 1932 nicht mehr in Frage kam.

Von diesen Instrumenten sind die bei 881 und bei 1465 m aufgestellten sehr gut. Die Registrierstreifen des letzteren sind doppelt so breit und doppelt so lang, als die der alten Apparate, das Sammelgefäss wird jeweils nach 40 mm Regen leergesaugt. Der Apparat bei 881 m Höhe ist als Schnellläufer gebaut. Ende April wurde auf Veranlassung von ir. de Jager auch der Apparat von Babadan als Schnellläufer umgebaut.

Ausserdem besitzt man die Messungen des elektrischen Regenmessers, sodass nun vier zuverlässige Instrumente zur Verfügung stehen. Die beiden andern Instrumente haben die früher schon beschriebenen Nachteile.

Ueberblickt man zunächst die absoluten Regenmengen von 1931-'32 (Abb. 54), so fällt sehr auf, dass sowohl die Mengen als auch die Intensitäten am Berge ganz allgemein von unten nach oben zunehmen. Beim Merapi ist also bei 1700 m Höhe noch nicht die Grenze erreicht, bei der (nach Braak) die Intensität der Regenfälle wieder abnimmt.

An den beiden Tagen, an denen ausgesprochen grosse Lahars abliefen (17/2, und 7/4.), fielen die grössten Regenmengen oberhalb 1700 m (Abb. 64).

9) Es sei jedoch besonders darauf hingewiesen, dass in Zukunft Treibsandverfrachtung aus dem Mittellauf nach dem Unterlauf erhöhte Bedeutung gewinnen wird. Es ist von selbst sprechend, dass sandbeladene Bandjirs sehr gut durch niedrig fallende Regen erzeugt werden können.

Die Beobachtungsreihen am Koenig einerseits, Babadan-Dengkeng andererseits zeigen dies deutlich. Am 31/12. fiel bei Babadan ein stärker Regen, am Dengkeng nahezu nichts. Am 13/2. und 18/5. fiel bei Babadan ebensoviel Regen als am 17/2., während am Dengkeng belangreich weniger fiel. An allen drei Tagen liefen keine Lahars ab.

Diese Beobachtungsreihe liefert eine neue Stütze der Theorie, dass nur hochfallende Regen laharbildend sind.

Die Beobachtungen vom 9/2., 13/2., 18/5. und 27/5. zeigen weiterhin, dass Regenfälle von 40 mm mit Kennzahlen bis zu 80 mm²/min ungefährlich sind, auch wenn, wie am 9/2. an einem Tage zwei Mal hintereinander grosse Regen fielen.

Durchfeuchtung des Flussgebietes günstig für Laharbildung.

Sehr interessant ist jedoch, dass am 17/2. eine kleine Lahar abging, obgleich die grosste Intensität am Dengkeng höchstens 55/35 mm/min betrug (pag. 160), also nicht viel grosser als die vom 9. und 13. Febr. war. Der Regen vom 9/2. fiel jedoch am Ende einer trockenen Zeit, der Regen vom 17/2. während einer nassen Periode. Die Regen vom 9. und 13/2. setzten mit voller Stärke ein, der schwere Guss vom 17/2. wurde durch eine minder starke Einleitung vorbereitet. Der Bergkegel, vor allem aber die Ladoemassen im Blongkeng waren also am 17/2. vor dem Einsetzen der schwersten Intensität schon durchnässt, was eine viel stärkere Auswirkung des Regens zur Folge hatte.

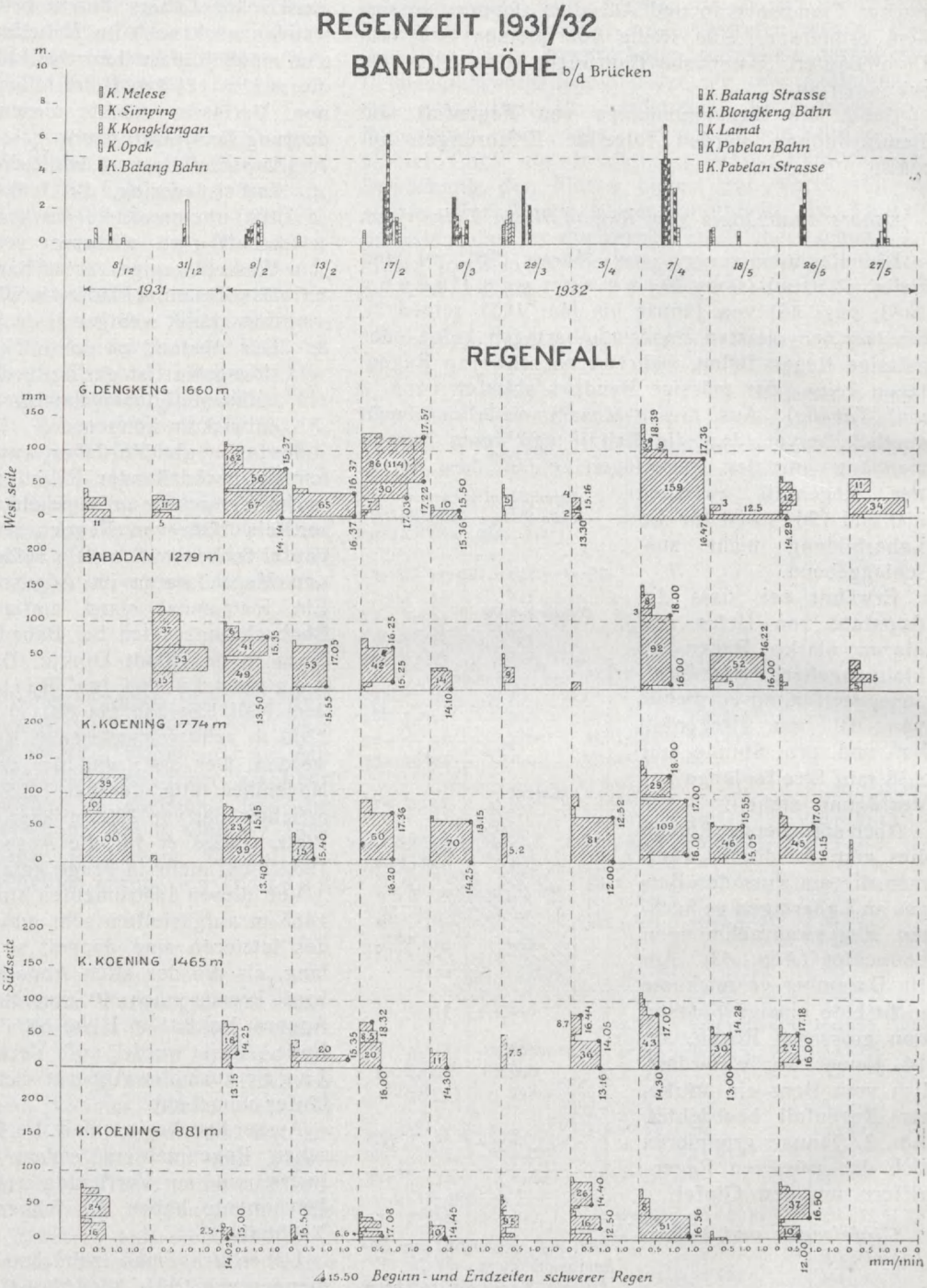


Abb. 64. Regenfall und Bandjirhöhe 1932.
Die Lahars von 1932 wurden durch hochfallenden Regen verursacht.

Auch der schwere Regen vom 7. April fiel in einer nassen Periode.

Von noch grosserer Bedeutung ist der Zug der Gewitterwolke über den Berg. Am 9/2., 13/2. und 7/4. beginnt der schwere Regen auf der Südseite bei 1465 m, breitet sich gleichzeitig nach oben, unten und nach Nordwest aus und setzt zuletzt erst am Dengkeng ein. (Die Fortpflanzungsgeschwindigkeit zwischen den Regen Süd 1774 m und West 1660 m

betrug $2800/47 = 60$ m/min). Ähnlich ist es am 18/5. und 26/5., wenn man von früher fallenden kleinen Regen auf der Westseite absieht. Am 17/2. beginnt der Regen auf der Westseite bei 1279 m, setzt sich dann bei Süd 1465 m, dann Süd 1774 m, dann West 1660 m und Süd 881 m fort. (Die Fortpflanzungsgeschwindigkeit betrug $2800/43 = 65$ m/min). Am 9/3. beginnt es ungefähr gleichzeitig auf der ganzen Südseite und West 1279 m zu regnen, zuletzt kommt wieder West 1660 m. Eine einzige Ausnahme bildet der 3/4., wo der Regen auf der Südseite zuerst bei 1775 m einsetzt. An diesem Tage ist kein Bandjir abgelaufen!

Aus diesen Zahlen kann man ableiten, dass an den schweren Lahartagen die Gewitterbildung bei ungefähr 1500 m beginnt, dass das Gewitter meist von Süd nach West fortschreitet und sich dabei nach oben und unten ausbreitet. Am Katastrofontag des 7/4. setzte der Regenfall in 1465 m 90 min, am 17/2. nur 20 min. vor dem Gipfelregen ein. Ist es nun ein Zufall, dass am 2. Januar 1931 Regen, der die allergrössten Lahars brachte, auch am Vulkanfuss fiel?

Das gibt nun ausserordentlich lehrreiche Aufschlüsse. Es wurde oben wahrscheinlich gemacht, dass starke Regen bei ± 1200 m allein nichts ausrichten können. Ein etwas später vom Gipfel ablaufender sandreichere Bandjir findet jedoch bereits Hochwasser im Flussbett und kann mit voller Wucht weiterlaufen. Gelangt derselbe Gipfelbandjir in ein nahezu trockenes Bett (vergl. 3/4.), so wird viel Wasser versiegen und die Kraft des Bandjirs gebrochen.

Besonders lahargefährlich sind also die Tage, an denen das Gewitter dem Fluss entlang bergauf zieht. An solchen Tagen wird im Unterlauf zu beobachten sein, dass der Lahar ein Wasserbandjir voraufgeht.

Es bleibt zum Schlusse noch zu prüfen, ob ein elektrisches Regenmesser für die ganze Westseite genügt.

Bewährung des elektrischen Regenmessers.

Am 7-4-'32 begann der Regen bei Dengkeng 16 Uhr 47. 17 Uhr 30 wurde von Babadan alarmiert, ungefähr 18 Uhr kam die Lahar zu den Brücken. Zwischen dem Anfang des Regens und der Ankunft der Lahar verstrichen also ± 73 min. Am 17-2-'32 setzte der Regen usw. 17 Uhr 03 ein. Die Zeit des höchsten Bandjirs wird durch die Irrigatie zu 18 Uhr 15 angegeben. Man geht wohl nicht fehl, den Zeitpunkt des Klimax mit dem Eintreffen der eigentlichen Lahar zu identifizieren. Demnach wäre die Lahar 72 min nach Einsetzen des Regens am Dengkeng bei den Brücken gewesen. Nimmt man noch an, dass die Regenwolke die südlichsten Blongkengarme ± 12 min vor dem Regenmesser erreichte und dass vom Beginn des Regensfalls bis zur Laharbildung ± 5 min verstrichen, so ergibt sich für die 17 km lange Strecke eine Lahargeschwindigkeit von ± 5 m/sec.

Am 7-4-'32 wurde der Babadanalarm früher als der Kemirenalarm gegeben. Eine kritische Nachprüfung aller Ziffern ergibt jedoch, dass die Laharbildung im Batang irgendwie verzögert wurde. Es wurde folgendes festgestellt.

Datum	b.d. Brücken Klimax	bei K. Koenig 1774 m. Anfang Regen	Diff.	Geschwindigkeit ⁹⁾
17/2.	17 ^h 35	16 ^h 20	75 min	4,5
7/4.	$\pm 18^h$	16 ^h	120 min	2,5

Auf was diese Unterschiede zurückzuführen sind, ist vorläufig unbekannt. Ungleichförmige Fortpflanzungsgeschwindigkeit des Regens dürfte die wahrscheinliche Erklärung sein. Hiermit stimmt überein, dass Verfasser über dem Südwesthange Luftwirbelbildungen beobachtete. Ein von Süden aufziehender Nebel wirbelte an einem Beobachtungstage etwa 2 Stunden lang über dem Bojonggebiet, ohne den Batang erreichen zu können.

Wie dem auch sei, bei einer gleichmässigen Fortpflanzungsgeschwindigkeit des Gewitters von 60 m/min kann der Regen im Batanggebiet 32 min früher als am Dengkeng einsetzen. Bei einer Lahargeschwindigkeit von 5 m/sec hat die Batanglahar 7 min kürzere Laufzeit als die Blongkenglahar. Die Batanglahar könnte also schon bei den Brücken sein, wenn der Regen am Dengkeng erst 34 min lang dauert.

Man kommt so zum Schluss, dass es in Ermangelung hochliegender Bandjirposten grundsätzlich möglich ist, durch Aufstellen von elektrischen Regenmessern im Gipfelgebiet, Lahargefahr zu erkennen. Beim Merapi ist jedoch ein Regenmesser am Dengkeng nicht für die ganze Westseite ausreichend.

Nach künftigen Ausbrüchen muss trotz aller Schwierigkeiten versucht werden, weiter südöstlich einen elektrischen Regenmesser aufzustellen. Wenn einer oder zwei der bestehenden Kali Koenig Regenmesser elektrisch mit Kalioerang verbunden werden könnte, hätte man ein ausgezeichnetes Mittel in der Hand, um die Westseite sehr früh warnen zu können. Noch besser wäre die Aufstellung eines elektrischen Regenmessers im oberen Batanggebiet. Auch dieser müsste von Kalioerang aus bedient werden.

Lokale und regionale Regenfälle.

Der 7. April 1932 war ein ausgesprochener Gewittertag. Es traten Bandjirs an der West- und an der Südseite des Berges auf. Der Progo brachte Hochwasser aus dem weiter nördlich gelegenen tertiären Faltengebirge. Am selben Tage erlebte Verfasser ein grosses Hochwasser in Kediri, 200 km südöstlich vom Merapi.

Bei genauer Prüfung der Beobachtungen ergibt sich jedoch, dass diese Erscheinung nicht die Regel zu sein braucht. Nach Beendigung der Ausbruchperiode treten die meisten Bandjirs an der Süd- und Westseite an verschiedenen Tagen auf (vergl. Tabelle „Regenfall und Bandjirhöhen 1931-'32"). Am 27-5-'32 zeichnete nur der Dengkeng einen grösseren Regen auf, am 31-12-'31 nur Babadan. Am 29-3-'32 er-

9) Bei Annahme von 15 min. Zeitdifferenz zwischen Regenfall im Koenig- und Batanggebiet und weiteren 5 min. bis zum Beginn der Laharbildung. Streckenlänge 15 km.

schienen sowohl auf der West- als auch auf der Südseite hohe Bandjirs, ohne dass eine der Stationen stärkeren Regen meldete. Zweifelsohne wurden sie durch örtliche Güsse verursacht.

Derartige örtliche Güsse sind in den Tropen nichts Seltsames. Jeder kennt Fälle, wo es in einem Stadtteil stark regnet, während direkt daneben alles trocken bleibt. Boerema gibt 1925, p. 11, die Ausbreitung eines Regens in Batavia von 60/60 mm/min. an. Die grösste Achse mass 2,8 km, die kleinste 1,6 km. Die Stationen Dengkeng und Kali Koning haben jedoch einen Luftabstand von ± 3 km. Hieraus muss der Schluss gezogen werden, dass die vorhandenen Regenstationen zu weit auseinander liegen, um ein lückenloses Bild zu geben. Auch aus diesem Grunde müsste also noch ein weiterer Regenmesser über dem Batanggebiet aufgestellt werden (Schmidt, 32. Stellingen).

XII. Zusammenfassung.

Nach dem Ausbruch des Merapi auf Java vom 19/20 Dez. 1930 liefen zahlreiche Schuttströme ab. Auf der Westseite des Berges bildeten die Auswurfsmassen zusammen mit dem Material der einstürzenden Kraterbresche trockene Schuttströme. Die schwere Fraktion, die Ladoes folgte den Tälern, während die leichte Fraktion — die eigentliche Glutwolke — geradeaus über das Gelände rollte. Die Richtung der Glutwolken wurde durch die Täler am Berggipfel gegeben.

Die grösste Ladoe folgte dem Kali Blongkeng. Von 1000 m abwärts kochte Ladoematerial zu beiden Seiten des Blongkeng über. Unterhalb 800 m floss die Ladoe aus dem Tale heraus und bildete ein Ladoefeld.

Als Folge grosser Regengüsse bildeten sich sowohl auf der West- als auch auf der Südseite verheerende nasse Schuttströme (Schlammströme), die als Böschunglahars bezeichnet werden. Soweit Ladoematerial aufgenommen wurde, waren die Lahars warm oder heiss. Böschunglahars treten an allen indischen Vulkanen auf. Sie sind charakteristisch für den tropischen Regengürtel. Lahars entwickeln sich aus gewöhnlichen Hochwässern (Bandjirs).

Lahars unterscheiden sich von Wildwässern dadurch, dass selbst grosse Blöcke nicht mehr über den Grund rollen, sondern frei in einem Gemenge von Asche, Sand, Steinen und Wasser treiben. Die Dichte grosser Lahars wurde zu 2,0 bis 2,1 bestimmt. Das Ende der Lahar wird wasserreicher, also bandjirähnlich. Wenn das Gewitter im Stromgebiet bergauf wandert, läuft der Lahar ein Wasserbandjir voraus.

Die Geschwindigkeit wird im Mittellauf auf 4 — 6 m/sec geschätzt. Laharsedimente bestehen aus kantigem Blockschutt mit sandig-steiniger Zwischenfüllung.

Lahars sind vulkanische Muren. Lahars sind identisch mit den „torrents boueux“ der Montagne Pelée.

Die Lahartätigkeit beginnt mit der ersten Regenzeit nach dem Ausbruch und hört nach einigen Jahren wieder auf. Erfolgt der Ausbruch während der Regen-

zeit, so kann er verstärkte Gewitterbildung zur Folge haben. Aus Regenmessungen wurden „Gewitterzahlen“ berechnet. Es kann wahrscheinlich gemacht werden, dass während des Ausbruchsperiode feuchte Bodenluft angesaugt wurde. Während der Ausbruchsperiode 1930 — '31 war am Gipfel ein Ueberschuss, am Fuss ein Defizit der Gewitterzahlen.

Nur die am Gipfel fallenden Regen sind fähig, Lahars zu erzeugen. Schwere Regen am Vulkanfuss erzeugen sandreiche Bandjirs. Die Täler, die nicht am Gipfel entspringen, sind laharfrei.

Bei Ausbildung einer geschlossenen Aschdecke hat die Vulkanböschung eine verringerte Aufnahmefähigkeit für Wasser. Der Ablaufkoeffizient ist vergrössert. Alle Unebenheiten sind ausgeglichen, sodass auch die Ablaufgeschwindigkeit erhöht ist. Das ablaufende Wasser nimmt ausserdem Asche auf und verwandelt sich in Schlamm. So entsteht ein schweres Gemenge, dessen Masse grösser als die des Normalablaufs ist.

Die Rinnenprofile, die auf normale Maximalabfuhr eingerichtet waren, sind zu klein und werden vergrössert. Dabei wird wiederum Material vom Schlammstrom aufgenommen. Neue Materialaufnahmen bedeutet neue Massenvergrösserung und neue Erosionskraft. Im Mittellauf befördern einstürzende Talwände die Laharbildung. Die so entstehenden Lahars werden frühe Lahars genannt.

Ist die lose Asche vom Berg abgespült, so hört die Bildung der frühen Lahars auf. Im August 1931 war dies am Merapi praktisch der Fall.

Kleine Schuttströme laufen nach hochfallenden Gewitterregen jährlich von den Sandfeldern des Gipfels ab. Sie werden jedoch in den breiten und tiefen Schluchten der Mittelläufe aufgefangen. Der Vulkanfuss bleibt in normalen Jahren laharfrei. Nach dem Auffüllen einiger Täler mit Ladoematerial, nach dem Durchlaufen der frühen Lahars sind jedoch die Gleichgewichtsprofile gestört. Im ersten Falle muss eine neue Normalrinne entwickelt werden, im zweiten sind im Mittellauf Laharrinnen vorhanden, die für das Auffangen der jährlichen kleinen Lahars zu schmal sind. Die Lahars müssen weiter erodieren und durchlaufen bis zum Vulkanfuss. Sie werden als späte Lahars bezeichnet. Sind im Mittellauf Normalprofile entwickelt, so ist die Bildung grösser Lahars zum Abschluss gekommen.

Im Oberlauf und oberen Mittellauf wächst die freie Energie der Lahars mit der Materialaufnahme. Nach den für Geschiebetransport geltenden Schleppkraftgesetzen, sollte die freie Energie mit der Materialaufnahme abnehmen. Für Lahars sind also im oberen Teil des Laufes die Schleppkraftgesetze ungültig. Die hohe innere Reibung der Lahar macht sich erst bei geringer Geschwindigkeit geltend. Von diesem Punkte ab, der unteren Erosionsgrenze, hört die Erosion auf. Die untere Erosionsgrenze liegt umso tiefer im Tal, je grösser die ablaufende Masse, je geringer ihre Dichte ist und je glatter Boden und Wände des Tales sind.

In den Mittelläufen und Oberläufen der Flüsse sind steilwandige, tiefe Schluchten ausgebildet, während die Unterläufe am Vulkanfuss, beim Merapi auch die Gipfelläufe nur wenig hohe Ufer aufweisen.

Im unteren Mittellauf und im Oberlauf geschieht es häufig, dass die Mächtigkeit der ablaufenden Lahar grösser als die Taltiefe wird. Die Lahar breitet sich dann zu beiden Seiten aus und schlägt Material nieder. Grosse Lahars verlieren dabei so viel Energie, dass ihre Geschwindigkeit plötzlich abnimmt, das Flussbett verstopft und die nachfolgenden Massen zu einem langgestreckten breiten Laharfeld auseinanderlaufen.

Auch Ladoes können Felder bilden.

Ein Laharfeld fängt die meisten später kommenden Massen auf und bildet einen Schutz gegen die Versandung des Unterlaufes. Das Laharfeld wächst dabei flussaufwärts. Die Oberfläche des Laharfeldes ist stark konvex. Ueber der ursprünglichen Rinne bildet sich ein Stauwulst. Spätere Lahars gleiten daher meist nach rechts und links ab. Es können so seitliche Durchbrüche erfolgen, die für die Unterläufe wiederum gefährlich sind.

Das von der totgelaufenen Lahar abfliessende Wasser ist wieder erosionskräftig. Während der Feldbildung entstehen Rinnen von der untern Hälfte des Laharfeldes ab.

Auch Treibsandmassen werden vom Laharfeld aufgefangen. Hört weitere Laharzufuhr auf, so schieben sich neue Rinnen im Laharfeld von unten nach oben und von oben nach unten vor. Haben sich beide getroffen, so wird von neuem Sand in den Unterlauf durchgeleitet, bis im ganzen Lauf wieder normale Profile entwickelt sind.

Man kann so einen Zyklus feststellen, in welchem die vulkanische und die fluviatile Phase Gegenpole bedeuten und worin Aschfall-Glutwolke-Ladoestadium, Laharstadium, Sandwasserstadium und Klarwasserstadium einander ablösen. In der Reihenfolge der Stadien verlegt sich der Platz grösster Materialaufhäufung vom Gipfel aus abwärts.

Die drei Stadien entsprechen drei morphologischen Elementen des Berges. In erster Anlage wird vom Aschfall und von trockenen Schuttströmen ein steilgeböschter Kegel gebildet. An diesen schliesst sich der Mantel aus nass geflossenem Schutt, an diesen der breite Fuss vorwiegend aus Flussschlebe. Die Profillinie des Berges entspricht den Gleichgewichtskurven von Aschfall Ladoe-, Lahar- und Geschiebeschüttung bei ungehinderter Ausbreitungsmöglichkeit. Die Täler entsprechen den Gleichgewichtskurven der Flüsse während des Klarwasserstadiums.

Die Elemente des Bergmantels stossen mit deutlichem Knick aneinander. Das Flussprofil ist knickfrei, wenn Zeit genug war, die Lavabänke im Oberlauf zu durchschneiden.

Bei der Ueberlagerung von Fluss- und Bergprofilen, ergeben sich zwangsläufig die tiefen Täler im Gebiet des ältesten Lahar und Ladoemantels.

Wird bei einem Vulkan mit abgeschlossener Talbildung durch einen Ausbruch ein neuer Zyklus eingeleitet, so können sich Lahars und Ladoes nicht mehr frei ausbreiten. Sie werden durch die Schluchten gezwungen, weiter talwärts zu laufen. Es formen sich Ladoefelder (Gefälle 1 : 15 bis 1 : 20) an der Grenze zwischen Oberlauf und Mittellauf und Lahar-

felder an der Grenze zwischen Mittellauf und Unterlauf (Gefälle 1 : 23 bis 1 : 40). Schuttfelder, jüngere Aschdecken usw. verwechseln vielfach die ursprüngliche Gliederung des Bergprofils, sodass mehr oder weniger stetige Kurven entstehen. Das gesetzmässige Auftreten des Laharstadiums im Ablauf von Zyklen berechtigt uns, die Lahars an tropischen Vulkanen grundsätzlich von Muren, die in allen schuttreichen Hochgebirgen auftreten, zu unterscheiden.

Die sandführenden Merapiflüsse erodieren in der Trockenzeit und sanden in der Regenzeit auf. Im fremdwasserreichen Progo ist es umgekehrt.

Auf der Südseite des Berges werden ausgebreitete Bewässerungsanlagen für Zucker- und Tabakkulturen von den Flüssen gespeist. Hier muss der Sand aus den Flüssen weggehalten werden. Es empfiehlt sich daher, künstlich Laharfelder anzulegen, bezw. deren Bildung zu stützen. Rinnenbildung im Laharfeld muss so gut möglich unterbunden werden.

Im Unterlauf des Woro wird die Sandabfuhr behindert infolge Aufstauung des Vulkanfusses am Zuidergebirge. Durch Abfuhr nach dem Kongklangan und Durchstich nach dem Opak ist eine Verbesserung zu erreichen.

Der Gendol hat grössere Transportkraft als der Woro.

Der Koenig hat als „Wasserfluss“ wenig durch späte Lahars zu leiden. Ein Laharfeld kann nicht angelegt werden.

Auf der Westseite geht es vor allem um den Schutz der Bevölkerung. Ausserdem ist eine Landstrasse, eine Bahnlinie und ein Hauptkanal bedroht.

Im Batang begann sich ein normales Flussprofil in einem alten Ladoefeld zu entwickeln. Die abgeführten Schuttmassen bildeten weiter stromabwärts ein Laharfeld. Während des Ausbruchs lag die Erosionsgrenze unterhalb der Brücke. Sie hat sich nach oben verlegt. Nachteilig im Batang ist geringe Klarwasserzufuhr, vorteilhaft sein grosses Gefälle. Die Hauptgefahr dürfte im Batang vorbei sein. Da die Absandung im Batang gut ist, sucht man das Laharfeld möglichst wieder auszuschalten.

Im Blongkeng müssen 14 Millionen m³ Sand abtransportiert werden. Man fürchtet die Bildung eines neuen Feldes, das Gefahr für die Stadt Moentilan mit sich bringen würde. Von Vorteil ist der Reichtum an Klarwasser. Im Blongkeng haben die ersten Lahars bei den Brücken aufgesandet, später erodierten die grossen Bandjirs, heute wird aufgesandet. Die Gefährlichkeit des Flusses wächst mit zunehmender Uferhöhe, sie nimmt ab mit zunehmender Breite der neuen Rinnen. Augenblicklich wird der Zustand ungünstiger.

In beiden Flüssen ist das Laharstadium noch nicht vorbei. Bahn, Strasse und Niederlassungen sind weiterhin bedroht.

In allen andern Flüssen ist weniger Gefahr.

Zum Schutze der Bevölkerung wurde der Warnungs- und Flussbewachungsdienst weiter ausgebaut. Die Flüsse Batang und Blongkeng werden dauernd beobachtet, um gefährliche Aufsandungen rechtzeitig bemerken zu können.

Mit Hilfe eines besonders konstruierten elektrischen Regenmessers wird der am Berg fallende Regen in der vulkanologischen Beobachtungsstation registriert. Auf diese Weise hat man ein neues Hilfsmittel zur Erkennung von Lahargefahr, das besonders

in Anwendung kommen kann, wenn es unmöglich ist, im Oberlauf der Flüsse Warnungsposten aufzustellen. Regenfälle von 70/35 mm/min werden als gefährlich betrachtet. Vermutlich sind flussauf wandernde Regen besonders gefährlich.

Bandjirdauer (nach Irrigatie).

Datum	Pabelan	Lamat	Blongkeng		Batang	
	Dauer	Dauer	Dauer	Max.	Dauer	Max.
31-12-'31	18.15 — 21.00	17.45 — 19.30	18.05 — 19.30		15.15 — 16.00	
19- 1-'32	18.15 — 19.00					
6- 2-'32	16.30 — 18.00		18.00 — 18.30			
9- 2-'32	16.30 — 18.45	17.00 — 18.30			17.00 — 18.20	
17- 2-'32	17.30 — 18.30		17.30 — 18.30	18.15	17.20 — 18.30	17.35
1- 3-'32	15.30 — 18.30		15.30 — 18.30		15.00 — 16.30	
4- 3-'32			16.00 — 16.30		16.00 — 16.30	
8- 3-'32	17.00 — 19.00	17.30 — 18.30	17.30 — 18.30		16.30 — 17.30	
9- 3-'32		17.20 — 18.00	16.30 — 17.50		16.20 — 17.50	
15- 3-'32	16.20 — 19.10	16.05 — 17.30	15.50 — 17.30		16.00 — 17.15	
16- 3-'32	17.30 — 18.30				17.45 — 18.30	
17- 3-'32					19.35 — 20.30	
18- 3-'32			16.10 — 17.35		16.30 — 17.30	
25- 3-'32	16.40 — 19.00	17.10 — 19.05	17.10 — 19.05			
7- 4-'32	18.15 — 19.30		17.30 — 21.00		17.30 — 21.00	
10- 4-'32					18.15 — 19.00	
16- 5-'32			20.30 — 22.00		17.20 — 18.45	
17- 5-'32			15.45 — 18.00		16.15 — 18.00	
18- 5-'32					16.15 — 17.30	
26- 5-'32		18.15 — 20.00	18.15 — 19.45		18.10 — 19.20	
27- 5-'32	15.45 — 17.00	16.15 — 16.30	14.15 — 17.00		14.00 — 14.45	

REGENFALL UND BANDJIRHÖHEN 1931-'32.

Datum	Bandjirhöhen in m bei Brücken												Regenfall in mm (mm ² /min).				
	Süd-Ost-Seite			Süd-Seite		West-Seite							West-Seite		Süd-Seite		
	Mele-se	Sim-ping	Kong klan-gan	Opak	Tjode	Kra-sak	Ba-tang	Ba-tang	Blong-keng	Lamat	Pabe-lan	Pabe-lan	Dengkeng	Babadan	K. Koening		
	Bahn	Bahn	Bahn	Bahn	Bahn	Bahn	Bahn	Stras-se	Bahn	Bahn	Bahn	Stras-se	1660 m	1279 m	1774 m	1465 m	881 m
5-12-'31	—	—	—	—	0,45	—	—	—	—	—	—	—	?	—	—	—	—
7-12-'31	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	50,8 (37)
8-12-'31	—	0,30	—	0,95	—	—	—	1,5	—	—	—	0,40	45 (11)	—	148,4 (100; 10; 39)	—	80,2 (16; 24)
10-12-'31	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	48,1 (9)	—	63,3 (32; 21)
15-12-'31	—	—	—	—	0,45	—	—	—	—	—	—	—	?	—	0,4	—	—
19-12-'31	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	10,5	—	40,5
20-12-'31	0,10	0,70	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	?	—	17,7	—	29,9
21-12-'31	—	—	—	0,90	—	—	—	—	—	—	—	—	25	—	71,5 (5; 31)	—	45,9
26-12-'31	—	—	—	—	—	—	0,45	0,40	—	—	—	—	0	—	8,6	—	60,8 (32; 19)
30-12-'31	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	26,2	—	78,5 (46; 8)
31-12-'31	—	—	—	—	—	—	—	—	1,25	2,65	—	—	35 (5; 11)	124 (15; 53; 37)	9,7	—	1,0
7-1-'32	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	30	50 (23; 22)	—	?	—
9-1-'32	0,45	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	0	12	10,5	?	15,8
11-1-'32	1,20	1,60	1,75	0,85	—	—	—	—	—	—	—	—	0	5	9,5	?	4,5
18-1-'32	1,10	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	?	1	1,5	?	0,6
19-1-'32	—	—	—	—	—	—	1,38	1,15	—	—	—	1,20	?	27	15,5	?	21,5
24-1-'32	0,90	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	35 (32)	31	21,7	?	16,3
25-1-'32	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	0	44 (7; 6)	—	—	—
2-2-'32	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	0	42 (26)	—	—	—
6-2-'32	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	1,25	0	28	32,3	28,1	20,4
7-2-'32	1,40	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	15	37	21,7	21,6	14,4
8-2-'32	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	40	40	45,5	42,8	21,8
9-2-'32	—	—	—	—	—	—	0,60	0,85	1,10	1,25	1,45	1,35	110 (67; 56; 16,2)	101 (49; 41; 6)	85,7 (39; 23)	71,7 (18)	19 (2,5)
13-2-'32	—	0,50	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	48 (65)	71 (53)	44 (15)	41,5 (20)	26,5
14-2-'32	—	—	—	—	—	—	—	—	0,50	1,15	1,40	—	12	56 (18)	33,3	25,9	23,5
15-3-'32	—	0,60	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	24	39	42,9	44,1	32,3
17-2-'32	0,80	—	—	—	—	—	3,47	6,50	1,90	1,40	1,60	1,30	115 (?) (7; 30; 86,2)	76 (2; 42; 2)	93 (62)	69,2 (20; 8,5)	40,1 (6,6)
18-2-'32	0,50	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	8	18	13,5	11,5	3,5
19-2-'32	—	0,50	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	36	36	—	—	—
20-2-'32	0,40	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	0	22	15,7	15,8	20,4
24-2-'32	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	28	52 (20; 5)	35,5	38,1	6,6
27-2-'32	0,50	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	0	3	5,2	4,7	7,4
28-2-'32	—	0,90	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	0	6	6,5	3,1	1,2
1-3-'32	—	—	—	—	—	—	1,40	0,55	0,55	0,60	1,55	1,80	44 (53)	71 (66)	18,8	12,4	2,5
4-3-'32	—	0,40	—	—	—	—	—	0,85	0,65	0,50	1,90	—	36 (13; 3)	73 (39; 7)	57,2 (22)	51,3 (14)	16,7
8-3-'32	—	—	—	—	—	—	—	0,60	1,30	0,70	2,50	2,5	16	96 (48; 4; 7)	72,2 (19; 36)	45,7	17,1
9-3-'32	—	—	—	—	—	—	2,80	1,60	1,5	0,55	1,50	—	16 (10)	30 (14)	66,2 (70)	29,2 (11)	27,5 (10)
10-3-'32	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	8	46 (16; 6)	—	—	—
12-3-'32	—	0,40	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	0	4	1,3	2,6	28,2
13-3-'32	1,40	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	8	38	57,3 (24)	56,7 (10,5; 9)	9,2
15-3-'32	—	—	—	—	—	—	0,50	0,65	0,80	0,65	2,25	1,55	20	34	41,5	44,4	11,3
16-3-'32	0,80	—	—	—	—	—	1,00	1,00	1,00	0,45	2,25	1,30	36 (32)	61 (33)	56,1 (37)	22,6	27,5
17-3-'32	—	0,35	—	—	—	—	1,15	0,85	1,00	0,45	2,25	—	36 (37; 10)	19	51,5	26,2	15,8
18-3-'32	0,40	—	—	—	—	—	1,68	1,45	—	—	—	—	0	0	0,2	0,1	28,5
20-3-'32	0,40	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	0	13	19,8	22,3	7,8
24-3-'32	0,60	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	0	4	6,5	6,5	3,1
25-3-'32	—	—	—	—	—	—	—	—	0,70	1,10	2,10	1,00	0	10	0,8	1,6	8,7
27-3-'32	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	30	28,9	36,7	27,1
28-3-'32	—	—	—	—	—	—	0,30	—	—	—	—	—	0	30	23,1	23,7	26,3
29-3-'32	1,30	1,50	1,95	1,35	—	—	3,46	—	2,34	—	—	—	48 (5)	53 (9; 1)	40,4 (5,2)	49 (7; 5)	65,5 (9,5)
30-3-'32	—	—	—	—	0,65	—	—	—	—	—	—	—	8	18	38,6	47,1	64,3 (20; 12)
31-3-'32	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	70 (27)	33,4	34,6	13,9
1-4-'32	1,50	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	0	2	8,5	8,8	4,5
2-4-'32	0,40	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	4	39	20,7	23,7	46,8
3-4-'32	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	28 (2; 4)	10	100,1 (81)	78,7 (36; 8,7)	90,5 (16; 26)
7-4-'32	—	—	—	—	—	—	4,95	7,20	4,97	3,30	3,35	1,00	136 (159; 9; 5)	55 (2; 92; 3; 8)	147,2 (109; 29)	107,8 (43)	79 (51; 8)
9-4-'32	1,5	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	8	6	17,9	15,3	6,8
10-4-'32	0,90	0,60	—	0,85	—	—	—	0,15	—	—	—	—	8	31	16,6	21,5	27,5
17-4-'32	0,40	0,70	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	5	6	13,3	15,5	12,5
21-4-'32	0,80	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	35 (2; 6)	11	54,2	46,6	47,9
23-4-'32	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	5	13	30,5	34,5	14,5
7-5-'32	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	35 (53)	31	—	—	—
16-5-'32	—	—	—	—	—	—	—	0,55	0,40	0,35	0,40	—	0	10	1,2	—	3,5
17-5-'32	1,20	0,45	—	—	—	—	—	1,00	0,90	—	—	—	5	4,5	4,8	5,6	53,5 (45; 8)
18-5-'32	0,80	1,00	—	—	—	—	—	0,70	—	—	—	—	20 (12; 5; 3)	56 (5; 52)	59,2 (46)	66,5 (30)	11,8 (1)
20-5-'32	—	1,20	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	0	2	5,7	7,4	45,1
21-5-'32	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	15	19	52,5	42,7	21,5
26-5-'32	—	—	—	—	—	—	2,00	3,65	—	—	—	—	60 (12)	23 (0,6)	77,25 (45)	66,5 (22)	83,4 (10; 37)
27-5-'32	—	—	—	—	—	—	—	—	0,50	0,95	1,90	0,40	35 (34; 11)	44 (5; 5)	31,5	1,6	4,6

ABLAUF DER GROSSEN REGENFÄLLE.

1. Deles 1250 m.

Datum	Anfang	Ablauf mm/min	Grösste Intensitäten mm/min	Kennzahl mm ² /min
2-2-'31	12.00	1/75; 11/104; 11/180; 15/210; 15/305; 54/375; 70/510; 72/580.	39/70	22
11-2-'31	16.00	20/85; 47/140	20/85; 27/55	5; 13
16-2-'31	23.15	33/115; 35/175	33/115	10
18-2-'31	15.20	28/33; 54/170; 60/320	28/33; 26/137	24; 5
21-2-'31	21.00	3/170; 33/230; 41/530	30/60	15
2-3-'31	10.30	4/10; 4/170; 25/215; 36/500	21/45	10
3-3-'31	10.20	10/10; 11/50; 23/60; 30/130; 36/670	10/10; 12/10	10; 14
5-3-'31	11.00	4/80; 4/220; 6/245; 22/290; 39/680	16/45	6
7-3-'31	14.00	1/160; 31/220	30/60	15
8-3-'31	10.10	3/18; 18/25; 18/345; 22/355; 22/420; 32/435; 34/520	15/7; 10/15	32; 20
17-3-'31	14.20	45/75	45/75	28
19-3-'31	13.50	48/130; 55/250; 55/740; 56/970	48/130	18
21-3-'31	14.10	6/420; 30/510; 36/660	24/90	6
1-4-'31	6.00	1/75; 2/910; 11/1000; 21/1022; 31/1062; 43/1240; 51/1440	9/90; 10/22; 10/40	1; 5; 2
15-4-'31	18.00	10/30; 47/95	37/65	21
27-4-'31	15.10	53/78; 56/340	53/78	36
29-4-'31	18.00	1/120; 41/165	40/45	36
11-5-'31	14.10	30/30; 30/110; 40/120	30/30; 10/10	30
16-5-'31	13.30	10/40; 86/110; 89/190	76/70	83
17-5-'31	11.30	5/5; 6/260; 89/370; 91/470; 100/480; 101/560	83/110; 9/10	62; 8

2. Maron 961 m.

Datum	Anfang	Ablauf mm/min	Grösste Intensitäten mm/min	Kennzahl mm ² /min
21-1-'31	17.30	4/60; 42/110; 52/165; 62/330; 67/600	38/50	30
24-1-'31	14.50	28/30; 48/90; 58/170; 66/300	28/30; 20/60	26; 7
27-1-'31	15.30	9/20; 22/58; 22/198; 31/248; 32/330	9/20; 13/38	454
29-1-'31	15.00	4/90; 32/128; 36/106; 37/200	28/38	21
2-2-'31	13.10	2/240; 30/290; 40/360; 50/480	28/50	16
16-2-'31	14.20	31/40; 31/480; 53/570; 57/700	31/40	22; 5; 2
18-2-'31	14.30	16/25; 26/60; 38/80; 45/135; 58/145; 67/330	16/25; 12/20; 13/10	10; 7; 17
21-2-'31	10.00	3/5; 4/275; 4/660; 50/750; 60/780; 70/1200	46/90; 10/30	24; 3
2-3-'31		22/40; 32/70; 43/260	22/40	5
3-3-'31	11.00	2/10; 25/70; 25/150; 33/270	23/60	9
5-3-'31	11.20	18/30; 23/70; 23/250; 40/270; 50/290; 60/430; 70/610	18/30; 17/20; 10/20	11; 15; 5
7-3-'31		40/60	40/60	27
20-3-'31	16.20	20/30; 21/100	20/30	13
1-4-'31	6.00	2/840; 25/960; 35/1250; 46/1320	23/120; 11/70	4; 5; 2
5-4-'31	19.50	3/5; 3/425; 26/485; 36/625	23/60	9
9-4-'31	12.50	1/50; 11/92; 27/140; 28/170; 34/200; 36/280	10/42; 16/56	2; 5
13-4-'31	19.15	5/10; 5/125; 7/255; 10/325; 10/415; 29/505; 32/645	3/70; 19/90	1; 4
18-4-'31	15.20	2/5; 2/100; 12/125; 22/160; 32/175; 38/200	10/25; 10/35; 10/15	4; 3; 7;
21-4-'31	16.00	30/40; 30/600; 33/720	30/40	22
27-4-'31	15.35	45/90; 46/330	45/90	23
29-4-'31	15.30	1/140; 31/170; 45/240	30/30	30
12-5-'31	13.40	4/28; 28/100; 30/160; 34/200; 36/480	24/72	8
16-5-'31	13.00	6/40; 78/140; 88/220; 92/300	72/100	52
17-5-'31	16.00	50/60; 60/130; 65/480	50/60	42

3. Dengkeng 1660 m.

Datum	Anfang	Ablauf mm/min	Grösste Intensitäten mm/min	Kennzahl mm ² /min
8-12-'30	13.80	15/21; 20/85; 30/102; 45/263	15/21	11
10-12-'30	12.21	20/112; 25/158; 40/208; 45/252	20/12; 15/50	4; 4; 5
31-12-'30	16.19	10/21; 15/50; 30/71; 35/89	10/21; 15/21	5; 11
24-1-'30	15.31	5/11; 15/95; 30/102; 35/249	15/7	32
9-2-'30	14.14	40/20; 45/67; 75/83; 105/138; 110/188	40/24; 30/16; 30/55	67; 56; 16,2
13-2-'30	16.29	4/8; 40/28; 44/38; 48/174	36/20	65

3. Dengkeng 1660 m. (Vervolg.)

Datum	Anfang	Ablauf mm/min	Grösste Intensitäten mm/min	Kennzahl mm ² /min
17- 2- ³ 30	11.46	4/209; 8/261; 12/282; 28/317; 52/336; 107/371(?); 11/384(?)	16/35; 24/19	7; 30; (86 ?)
1- 3- ³ 30	13.52	40/30; 44/35	40/30	53
4- 3- ³ 30	14.16	12/11; 28/88; 36/184	12/11; 16/77	13; 3
9- 4- ³ 31	15.36	12/14; 16/90	12/14	10
16- 3- ³ 31	15.37	8/33; 32/51; 36/64	24/18	32
17- 3- ³ 31	17.46	16/7; 20/20; 32/35; 36/55	16/7; 12/15	37; 10
29- 3- ³ 31	12.01	8/100; 16/206; 32/261; 48/489	16/55	5
3- 4- ³ 31	13.30	8/33; 12/106; 28/165	8/33; 16/59	2; 4
7- 4- ³ 31	16.47	88/49; 100/65; 116/112; 136/298	88/49; 12/16; 16/47	159; 9; 5
21- 4- ³ 31	12.30	10/40; 15/245; 25/298; 35/314	10/53; 10/16	2; 6
7- 5- ³ 31	16.04	35/23	35/23	53
18- 5- ³ 31	14.29	5/2; 10/87; 20/120	5/2; 10/33	12; 5; 3
26- 5- ³ 31	12.45	5/23; 10/217; 15/233; 40/286; 50/314; 60/563	25/53	12
27- 5- ³ 31	12.24	5/11; 25/23; 35/75; 55/110	20/12; 20/35	34; 11

4. Babadan 1279 m.

Datum	Anfang	Ablauf mm/min	Grösste Intensitäten mm/min.	Kennzahl mm ² /min
31-12- ³ 30	15.18	30/61; 65/84; 114/150; 124/182	30/61; 35/23; 49/66	15; 53; 37
7- 1- ³ 31	8.20	7/50; 7/90; 9/95; 10/130; 10/165; 34/190; 34/125; 49/235; 50/245	24/25; 15/10	23; 22
25- 1- ³ 31	11.40	6/5; 8/136; 13/150; 17/230; 35/280; 42/600; 44/1100	6/5; 18/50	7; 6
2- 2- ³ 31	14.50	5/25; 39/70; 42/80	34/45	26
9- 2- ³ 31	13.50	46/43; 48/80; 80/105; 95/143; 101/340	46/43; 32/25; 15/38	49; 41; 6
13- 2- ³ 31	15.25	4/30; 65/100; 71/300	61/70	53
14- 2- ³ 31	14.00	5/50; 35/100; 38/280; 48/560; 101/950	30/50	18
17- 2- ³ 31	10.45	4/250; 11/280; 61/340; 75/430; 76/480	7/30; 50/60; 14/90	2; 42; 2
24- 2- ³ 31	12.00	1/40; 41/120; 45/160; 50/165; 52/330	40/80; 5/5	20; 5
1- 3- ³ 31	13.10	10/23; 70/78; 71/90	60/55	66
4- 3- ³ 31	12.00	11/65; 45/115; 51/145; 63/165; 72/300; 73/530	44/50; 12/20	39; 7
8- 3- ³ 31	13.25	7/20; 69/100; 78/120; 79/160; 89/175; 96/300	62/80; 9/20; 10/15	48; 4; 7
9- 3- ³ 31	14.10	26/50; 29/130; 30/600	26/50	14
10- 3- ³ 31	13.20	10/20; 30/45; 41/65; 45/140; 46/280	20/25; 11/20	16; 6
16- 3- ³ 31	8.50	4/5; 5/25; 5/335; 55/410; 61/650	50/75	33
29- 3- ³ 31	12.35	10/140; 33/200; 53/475	23/60; 20/275	9; 1
31- 3- ³ 31	6.00	10/520; 52/585; 60/620; 70/750	42/65	27
7- 4- ³ 31	14.05	5/15; 5/115; 110/235; 120/270; 140/320; 150/400; 155/490	5/15; 105/120; 10/35; 20/50	2; 92; 3; 8
18- 5- ³ 31	15.32	10/8; 20/28; 54/50; 56/80	10/20; 34/22	5; 52
26- 5- ³ 31	12.40	5/70; 5/250; 10/290; 20/600; 23/780	5/40	0,6
27- 5- ³ 31	12.10	1/20; 14/35; 23/50; 30/80; 43/120; 44/130	13/35; 9/15	5; 5

5. Kali Koenig 1774 m.

Datum	Anfang	Ablauf mm/min	Grösste Intensitäten mm/min	Kennzahl mm ² /min
16-11- ³ 31	18.18	15/220; 15/340; 16/400; 20/500; 41/580; 44/700	21/80	5,5
17-11- ³ 31	6.00	12/420; 18/540; 49/600	31/60	15,5
8-12- ³ 31	12.00	71/50; 74/75; 94/115; 127/143; 146/323; 148/603	71/50; 20/40; 33/28	100; 10; 39
10-12- ³ 31	11.40	15/22; 15/82; 29/137; 29/202; 48/262	15/22	9
21-12- ³ 31	11.40	16/50; 47/81; 47/271; 53/359; 53/929; 60/1019; 69/1041; 71/1101	16/50; 31/31	5; 31
9- 2- ³ 32	13.40	34/30; 38/61; 66/95; 78/135; 82/195; 85/375	34/30; 28/34	39; 23
13- 2- ³ 32	14.50	5/50; 29/90; 44/340	25/40	15
17- 2- ³ 32	11.35	2/20; 3/285; 71/361; 89/424; 93/504	68/76	60
4- 3- ³ 32	6.00	2/420; 39/483; 57/621	37/63	22
8- 3- ³ 32	11.00	2/60; 2/180; 17/192; 23/212; 54/239; 72/419	15/12; 31/27	19; 36
9- 3- ³ 32	14.25	59/50; 64/150; 64/450; 66/470	59/50	70
13- 3- ³ 32	10.00	6/20; 6/140; 41/190; 41/320; 57/570	35/50	24
16- 3- ³ 32	14.30	3/31; 50/91; 50/181; 56/401	47/60	37
17- 3- ³ 32	16.30	44/60; 48/85; 51/175	44/60	32
29- 3- ³ 32	14.35	40/130	40/310	5,2
3- 4- ³ 32	12.00	65/52; 78/112; 97/199; 100/340	65/52	81
7- 4- ³ 32	15.30	9/30; 90/90; 92/112; 125/150; 133/210; 145/330; 147/390	81/60; 33/38	109; 29
18- 5- ³ 32	13.20	4/10; 4/105; 52/155; 59/243	48/50	46
26- 5- ³ 32	11.55	8/80; 8/260; 53/306; 64/360; 71/570; 77/840	45/46	45

6. Kali Koenig 1465 m.

Datum	Anfang	Ablauf mm/min	Grösste Intensitäten mm/min	Kennzahl mm ² /min
9-2-'32	13.15	20/70; 61/165; 69/215; 71/330	41/95	18
13-2-'32	14.50	2/45; 22/86; 32/300; 41/350	11/6	20
17-2-'32	16.00	39/75; 59/122; 69/152	39/75; 20/47	20; 8,5
4-3-'32	12.50	10/26; 34/67; 41/116; 29/450	24/41	14
9-3-'32	14.30	25/55; 29/450	25/55	11
13-3-'32	9.00	1/88; 4/104; 4/214; 26/260; 27/380; 47/425; 49/475; 55/540; 57/636	22/46; 20/45	10,5; 9
29-3-'32	12.55	1/150; 48/450; 49/665	47/300	7,5
3-4-'32	13.16	42/49; 51/130; 77/208; 79/430	42/49; 26/78	36; 8,7
7-4-'32	14.30	80/150; 90/210; 100/300; 107/390	80/150	43
18-5-'32	12.00	1/60; 52/148; 56/206; 61/265	51/88	30
26-5-'32	10.56	5/74; 12/144; 12/304; 53/382; 61/612; 66/840	41/78	22

7. Kali Koenig 881 m.

Datum	Anfang	Ablauf mm/min	Grösste Intensitäten mm/min	Kennzahl mm ² /min
7-12-'31	10.50	9/35; 45/70; 51/160	36/35	37
8-12-'31	13.30	24/35; 31/60; 32/70; 63/110; 65/122; 74/140; 80/255	24/35; 31/40	16; 24
10-12-'31	13.20	32/32; 33/100; 58/130; 63/156	32/32; 25/30	32; 21
26-12-'31	13.25	27/23; 31/40; 31/205; 43/215; 57/240; 61/365	27/23; 26/35	32; 19
30-12-'31	13.32	3/28; 46/68; 46/88; 68/148; 69/173; 79/298	43/40; 22/60	46; 8
9- 2-'32	13.40	1/10; 1/22; 8/80; 19/128; 22/158; 26/348	11/48	2,5
10- 2-'32	15.50	15/140; 15/232; 21,5/190		
17- 2-'32	16.10	3/58; 13/75; 18/99; 28/115; 34/131; 40/211	10/15	6,6
9- 3-'32	14.45	23/55; 27/165	23/55	10
29- 3-'32	12.17	5/43; 5/98; 9/107; 18/186; 36/220; 43/305; 57/395; 65/465; 66/585	18/34	9,5
30- 3-'32	13.00	3/90; 3/210; 9/230; 28/248; 36/270; 38/330; 40/340; 51/350; 55/360; 55/385; 58/420; 58/540; 64/660	19/18; 11/10	20; 12
3- 4-'32	12.22	11/18; 17/28; 35/48; 39/72; 42/122; 47/138; 87/200; 90/278 91/458	18/20; 40/62	16; 26
7- 4-'32	15.36	2/54; 2/76; 4/80; 39/104; 63/204; 73/304; 77/354; 79/434	35/24; 28/100	51; 8
17- 5-'32	13.50	1/20; 31/40; 35/55; 46/70; 50/80; 54/110	30/20; 11/15	45; 8
18- 5-'32	14.00	2/10; 2/20; 9/90; 9/130; 12/180	2/10	1
26- 5-'32	11.45	3/15; 20/45; 23/75; 24/265; 29/305; 71/353; 77/375; 78/475 79/525; 84/805	17/30; 42/48	10; 37

8. Djokja 105 m.

(nach Riis)

Datum	5	10	15	20	25	30	35	40	45	50	55	60
	mm nach min:											
29- 4-'29	12	24	35	40	47	55	60	66	72	77	82	84
19-12-'30	14	21	29	37	44	52	60	66	70	75	78	81
19- 3-'30	12	21	27	35	42	49	56	59	61	64	66	68
13-10-'31	12	20	27	34	38	43	46	51	54	56	58	60
3- 3-'31	12	25	31	39	45	47	50	52	53	54	54	54
5-12-'28	13	21	26	32	37	42	45	47	49	51	53	54
14- 4-'30	12	20	27	34	40	44	47	49	50	51	51	51
14- 2-'29	6	12	17	24	29	34	39	42	45	47	50	53
31- 3-'30	7	14	20	26	31	36	39	43	45	47	49	51
7- 2-'30	7	14	21	30	36	39	42	44	46	47	47	47
22- 3-'29	11	17	25	30	34	37	40	44	45	46	47	47
4-12-'28	11	17	23	28	32	37	40	41	42	43	44	44
4-11-'31	11	20	29	34	36	39	41	41	42	42	43	43
24- 3-'30	6	11	17	23	27	31	36	40	44	46	49	50

ECONOMISCHE MEDEDEELINGEN**Productiecijfers van Aardolie in kg tonnen.**

	1934		1933	
	Juli	t/m Juli	Juli	t/m Juli
Java en Ma-				
doera	45 491,9	304 827,2	40 575,3	280 667,4
Noord-				
Sumatra ...	92 442,8	587 508,9	66 986,1	431 246,1
Palembang ..	193 247,6	1 298 106,4	167 931,-	1 146 301,1
Djambi	26 971,9	174 881,9	20 404,9	140 197,1
Oost-Borneo	92 817,5	643 752,7	104 178,3	714 502,6
Tarakan	70 717,3	471 129,3	59 740,3	486 573,2
Boenjoe	771,7	5 671,9	1 087,7	7 216,-
Ceram.....	3 074,2	21 156,4	3 214,-	23 095,8
Ned.-Indië...	525 534,9	3 507 034,7	464 117,6	3 229 799,3

Productiecijfers van Steenkolen in kg tonnen.

	1934		1933	
	Juli	t/m Juli	Juli	t/m Juli
Gouvernements-				
mijnen	52 438,-	358 990,-	52 958,-	380 644,-
Steenkolen Mij.				
„Parapattan”	19 600,-	133 205,-	18 499,8	140 104,7
Oost-Borneo				
Maatschappij.	7 273,-	59 742,-	7 047,-	53 946,-

Mijnbouw Maatschappij „Redjang Lebong”.

Gedurende de maand Juli werden:

8 310 tons erts vermalen van } 4,98 dwts. goud per ton.
gemiddeld } 30,30 „ zilver „ „

2 010 „ sands en

6 470 „ slimes behandeld.

Geëxtraheerd werden 1 826 ozs. goud en 10 510,9 ozs. zilver ter gezamenlijke waarde van f 98 519,54.

De bedrijfskosten over Juli bedroegen f 70 008,04
terwijl voor prospecteeren werd uitgegeven f 5 932,62

Totaal f 75 940,64

Mijnbouw Maatschappij „Simau”.

Gedurende de maand Juli werden:

7 795 ton erts vermalen van } 10,17 dwts. goud per ton.
gemiddeld } 155,5 „ zilver „ „

2 875 „ sands

4 604 „ slimes en

286 „ concentraten behandeld.

Geëxtraheerd werden 3 710,54 ozs. goud en 55 945,7 ozs. zilver ter gezamenlijke waarde van f 220 949,69.

De bedrijfskosten over Juli bedroegen f 111 187,15
terwijl voor montage enz. werd uitgegeven f 5 114,98en voor prospecteeren der nieuwe vergun-
ningen f 3 379,56

Totaal f 119 681,69

PERSONALIA.Ir. G. ter Bruggen, wegens zevenjarigen dienst,
negen maanden verlof verleend naar Europa, ingaande
16 Februari 1935.

IN NEDERLANDSCH-INDIË

V. VERKEERSWEZEN.

INHOUD: Aanleg en onderhoud van wegdekken in Ned.-Indië en hun economie. Toegepaste werkwijzen en omstandigheden, welke op de keuze van wegdek en werkwijze van invloed zijn, door ir. E. Fels.

Aanleg en onderhoud van wegdekken in Ned.-Indië en hun economie. Toegepaste werkwijzen en omstandigheden, welke op de keuze van wegdek en werkwijze van invloed zijn

door

ir. E. FELS,

Hoofd van de Afdeling Bruggen en Wegen van het Departement van Verkeer en Waterstaat te Bandoeng.

Toelichting.

Deze verhandeling is een poging tot beantwoording voor Ned.-Indië van het derde vraagpunt van Sectie I (Aanleg en Onderhoud) van het Internationale Wegencongres te München in September 1934, luidende „Mogelijkheden om wegdekken zoo economisch mogelijk te construeeren en te onderhouden, zoowel binnen als buiten bebouwde kommen. Toegepaste werkwijzen en onderzoek naar de omstandigheden, welke in verband met den toestand van den bodem en de klimatologische verhoudingen op de keuze van de verschillende werkwijzen van invloed zijn”. Het bij het congres ingediende praeadvies wijkt in belangrijke mate van dit artikel af; het is een samensmelting van deze verhandeling in zeer bekorten vorm met een verhandeling (eveneens bekort) over hetzelfde onderwerp, doch alleen Midden-Java betreffende, van ir. J. A d r i a a n s e, hoofdingenieur van den Provincialen Waterstaat van Midden-Java.

In onderstaande verhandeling wordt de economie van het wegdek in Ned.-Indië gezien van wegtechnisch standpunt. Om de totaalkosten van het verkeer voor verschillende verkeersdichtheden en dienovereenkomstige wegtypen te kennen, zouden dus de gegeven cijfers (wegkosten) nog vermeerderd moeten worden met de gemiddelde exploitatiekosten van de weggebruikers op het overeenkomstige wegtype.

In 1934, na de voltooiing van deze verhandeling, werd het aantal sterkte-klassen in de Wegverkeerswetgeving uitgebreid tot zes. Voor de nieuwe klasse IIIa werden tekst en figuren, voor zooveel nodig, aangevuld.

Korte Inhoud.

Achtereenvolgens worden in dit artikel besproken: de tijdelijke en blijvende functie van het wegdek gedurende het groeiproces van een wegconstructie, de eischen aan het blijvende gedeelte van den weg te stellen, de economie van het wegdek in verband met aard en mate van verkeer, de invloed van loonen en materiaalprijzen op de keuze van het dek, de wegdekken in bebouwde kommen, de invloed van de bodemgesteldheid op de toepassing van dekken, de invloed van het klimaat en tenslotte worden in een twaalfstal punten algemeene conclusies of stellingen betreffende wegconstructies samengevat.

Tijdelijke en blijvende functie van het wegdek gedurende het groeiproces van een wegconstructie.

Evenals overal elders zijn er in Indië maar weinig wegen van eenigen ouderdom, die dadelijk in hun tegenwoordigen toestand zijn aangelegd. Bijna elke verkeersweg is vanaf een zekere initiale constructie, welke voor het toenmalige verkeer toereikend was, mèt dat verkeer constructief gegroeid; en wel nu eens geleidelijk dan weer sprongsgewijze, afhankelijk van de wijze, waarop de verkeerstoe-namen vanaf den eersten aanleg van den weg tot den huidige toestand plaats had.

Welke constructie bij den eersten aanleg wordt toegepast, hangt geheel af van het op dat moment bestaande of in naaste toekomst te verwachten verkeer. Wanneer met eenige zekerheid te voorspellen valt, dat het verkeer langen tijd licht zal blijven en de dichtheid ervan zeer langzaam zal groeien, bijv. tot ca. 300 ton per dag in een tijdsverloop van niet minder dan 5 tot 10 jaar, dan kan van den aanvang af een geleidelijke opbouw van den weg worden toegepast, waarbij de voor dat verkeer vereischte sterkte geleidelijk wordt bereikt en geheel of nagenoeg geheel uit onderhoudsfondsen kan worden bekostigd. Gedurende dat tijdsverloop worden dan achtereenvolgens verschillende

steeds aan het verkeer aangepaste dekconstructies toegepast, waarvan resten overblijven, die cumulatief een goed gecompriëerde *blijvende* steenconstructie van 8 tot 12 cm op een eveneens onder het verkeer tot een draagvermogen van $3\frac{1}{2}$ à $2\frac{1}{2}$ kg per cm^2 geconsolideerden onderbouw geleidelijk opbouwen; een wegconstructie toereikend voor een snelverkeer van ± 300 ton per dag en zelfs sterk genoeg voor een licht vrachtverkeer met een maximum asbelasting van 2 ton.

Gedurende zulk een graduëlen opbouw doorloopt het *niet-blijvende* rijvlak dus verschillende niveaus van de dwarsdoorsnede van de uiteindelijke wegconstructie, vanaf den ondergrond tot den bovenbouw.

In deze verhandeling zullen meer bijzonderlijk in beschouwing genomen worden goedkoope wegdekken, vanaf de meest primitieve constructies tot en met de eenvoudige, niet-dichte asfaltconstructies (oppervlakte-asphalteering of paintcoat, dekimpregnaties, emulsies en asfaltmacadam of penetratie), welke in Nederlandsch-Indië overwegend zijn. Wegen met dekconstructies van hooger orde, geschikt voor zeer zwaar motorverkeer, komen hier in enkele groote steden en op havenemplacementen wel voor, en zelfs in zeer uiteenlopende typen, doch hun aantal en lengte is relatief klein. Alle wegen buiten deze verkeerscentra en zelfs verreweg het grootste deel der stadswegen zijn, wat de slijtlaag betreft, van eenvoudige constructie (meest gepaint macadam of steenslag), terwijl het grootste deel der landwegen nog ongeasphalteerd is en daaronder in de minder ontwikkelde gebieden zelfs met primitieve dekken voorkomen.

De dekconstructie, het (als zoodanig) *niet-blijvende* deel van de wegconstructie, is voorbestemd om bij verkeerstoename plaats te maken voor een daarop aan te brengen ander dek; doch vóór deze terugstelling tot cumulatieve materiaal in den weg, vereischt de slijtlaag, al naar den omvang van het verkeer, voortdurend onderhoud en periodiek vernieuwing. Deze totale kosten van instandhouding moeten uiteraard steeds zoo laag mogelijk zijn.

Het verdient voor de vergelijking van verschillende constructies aanbeveling deze kosten weer te geven in *gemiddelde jaarlijksche kosten*, zijnde de som van de gemiddelde kosten van onderhoud (plus eventueel herbehandeling) per jaar gedurende den levensduur van het dek en de gemiddelde jaarlijksche afschrijving (rente en aflossing gedurende denzelfden levensduur) van de kosten van aanleg (of vernieuwing) van het dek.

Het blijvende gedeelte van den weg.

Het succes van een bepaalde dekconstructie hangt in de eerste plaats af van de kwaliteit van het daaronder gelegen deel van den weg, dat gedurende de ontwikkelingsperiode van den weg voortdurend met voldoende veiligheid aangepast moet blijven aan den groei van het verkeer, in het bijzonder van het verkeersgewicht. Er is dus wel reden om ook aan dit onderdeel van den weg eenige aandacht te wijden.

Het onder de dekconstructie gelegen *blijvende* deel

van de wegconstructie vertegenwoordigt het sedert het ontstaan van den weg daarin vastgelegd kapitaal. De waardeering hiervan staat los van vroeger bestede aanleg- en onderhoudskosten. Ons interesseert (bijv. bij de beoordeeling of omlegging van een weg langs een nieuw trace economisch gemotiveerd is) alleen de *inventariswaarde* in geld op een bepaald moment, n.l. met betrekking tot de verkeerstechnische (gebruiks-)waarde van het blijvende deel van den weg, welke absolute waarde constant blijft zoolang de verkeersbehoefte ongeveer overeenstemt met de verkeerscapaciteit van den weg (naar gewicht en omvang van het verkeer). Uiteraard wisselt het geldswaardig bedrag van die inventariswaarde met den tijd, niet alleen wegens de veranderlijke waarde van het geld, doch ook wegens de veranderingen in de mogelijkheden van de wegentechniek. De vraag is dus, voor welk minimum geldswaardig bedrag op zeker moment een weg van gelijke verkeerswaarde is te bouwen.

Is echter de verkeersbehoefte belangrijk minder (geworden) dan de weg in staat is te bedienen, dan is de inventariswaarde van den weg niet meer dan de minimum kosten op dat moment van een weg, die ongeveer (desnoods nog met eenige overmaat) aan die lagere verkeersbehoefte beantwoordt. Alle andere aan den weg bestede kosten (n.l. boven de verkeerswaarde op een bepaald moment) hebben tot instandhouding van het verkeer in een afgeloopen periode gediend en behooren dus geheel voor dat doel afgeschreven te zijn.

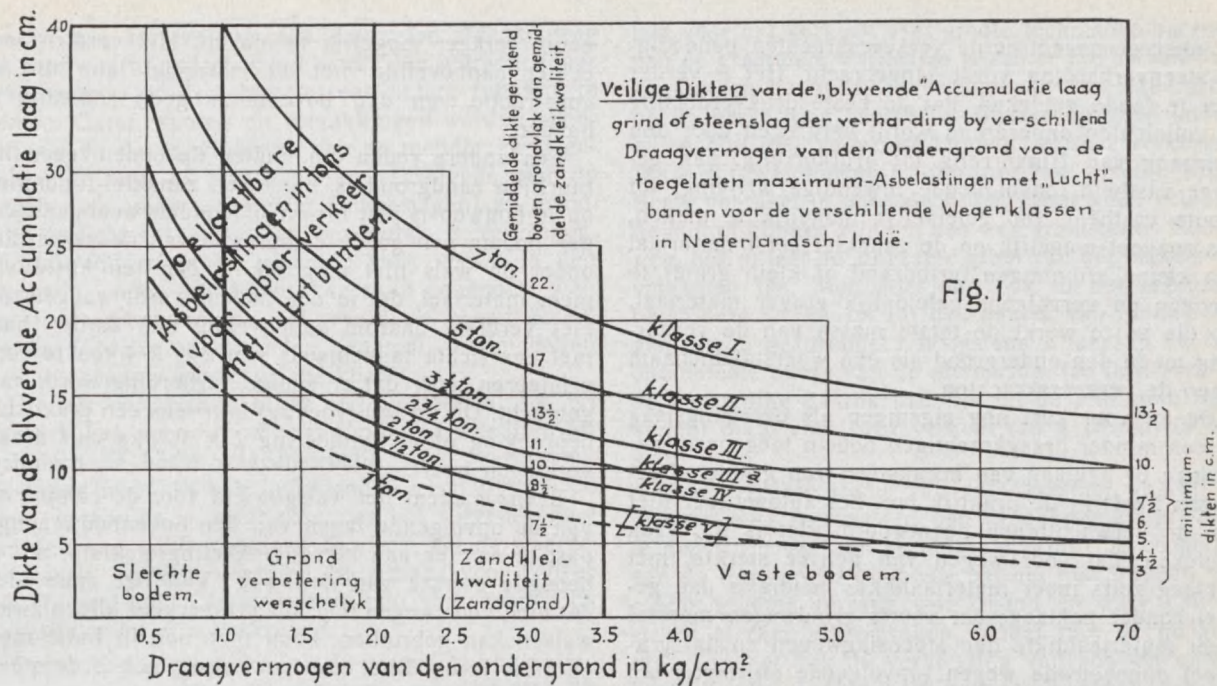
In het volgende moge het geval, dat de technische constructiewaarde de verkeerseeconomische of gebruikswaarde van een weg in betekenende mate overtreft, buiten beschouwing blijven.

Het spreekt wel vanzelf, dat één van de voornaamste eischen is, dat bovenbedoelde constructiewaarde in tact blijft en dat deze eisch te meer klemmend is, naarmate de weg in een verder stadium van ontwikkeling is gekomen. Er kan niet genoeg tegen worden gewaakt, dat de blijvende draagconstructie bestand is tegen het verkeersgewicht, n.l. de toegelaten maximum asbelasting, maar vooral, dat de fundeering (ondergrond plus overgangslaag) onder den bovenbouw of de verharding dusdanig is geconstrueerd en geconsolideerd, dat de weg alleen (en practisch gesproken steeds) door verzwarende van den bovenbouw voor zwaarder verkeer kan worden geschikt gemaakt zonder dat de fundeering ooit meer behoeft te worden verbeterd.

Op bijgaande grafiek (*figuur 1*) zijn aangegeven veilige dikten van de blijvende accumulatielaag van grind of steenslag, met inachtneming van de dynamische werking van automobielen uitgerust met luchtbanden ¹⁾ bij verschillend draagvermogen van den

1) Een andere uitrusting is volgens de met 1 September 1933 in werking getreden nieuwe wegverkeerswetgeving hier te lande voor motorrijtuigen alleen bij uitzondering en met bijzondere vergunning toegestaan.

De in die wetgeving opgenomen bepalingen tot bescherming der wegen zijn gericht tegen het zware bus- en vrachtautoverkeer; de belastingsgrenzen zijn bedoeld voor hoge druk luchtbanden met stijf karkas. Ter vergelijking zijn ook de asbelastingen, welke voor andere dan luchtbanden (holle ruimte of cushion- en massieve of vol-



ondergrond voor de op de 6 wegenklassen in Nederlandsch-Indië toegelaten maximum asbelastingen. Uit de figuur is duidelijk te zien, hoe de benodigde verhardingsdikten met de vermindering van het draagvermogen van den grond, vooral vanaf 2 kg/cm², progressief toenemen. Het blijkt dan ook meestal voordeliger om op een bodem van gering draagvermogen het bovenste gedeelte, dat de verharding tot fundament moet dienen, eerst middels zand of zandklei te verbeteren tot een draagkwaliteit van 2 à 3½ kg/cm² is bereikt, dan aan het onvoldoende draagvermogen tegemoet te komen door grotere verhardingsdikte. Op een dergelijke goede kwaliteit van fundeering zijn voor asbelasting van 1, 2, 2¾, 3½, 5 en 7 ton blijvende (n.l. zonder de slijtlaag) verhardingsdikten van respectievelijk 6½ — 10, 9 — 13, 10 — 15, 12 — 17, 15 — 21 en 20 — 28 cm veilig te achten ²⁾. Gemiddeld is dus per ton meer asbelasting 2½ à 3½ cm of ± 3 cm meer materiaaldikte (in gecompriëerde toestand gemeten) vereischt; op een funda-

ment met 1 kg/cm² draagvermogen bedraagt dit verschil echter reeds 4½ à 5 cm per ton meer asbelasting. Daar komt nog bij, dat men op een niet draagkrachtigen bodem (minder dan 1 kg/cm²) meestal, zonder bijzondere voorzorgen, ondanks overmaat van verhardingsdikte, van de stabiliteit van een weg met veel autoverkeer nooit geheel zeker is. Zulk een weg kan zich onder de stooten en trillingen van dezelfde verkeersbelasting, waaraan hij langen tijd

Fig. 2			Veilige max. Asbelastingen in tonnen op Wegsterkten van						Verhouding dergewichten	Opmerkingen.	
			(kl.V.)	kl.IV.	kl.III ^a	kl.III	kl.II	kl.I			
Voor voertuigen uit- gerust met:	Luchtbanden	Ballon banden	1.1-1.7	2.2	3.0	3.9	5.5	7.7	1.1	wel.	toegelaten volgens de Ned. In- dische Verkeers- Wetgeving.
		metstyf karkas	(1-1.5)	2.0	2.7 ^b	3.5	5.0	7.0	1.		
		Cushion banden.	(0.8-1.1) (0.7-1.0)	1.5 1.3	2.0 1.8	2.6 2.3	3.8 3.3	5.3 4.7	3/4 2/3		
	Ijzeren velgen	Massieve (volgnummer) banden.	(0.5-0.8)	1.0	1.4	1.8	2.5	3.5	1/2	niet.	
		met veeren	(0.3-0.5)	0.7	1.0	1.2	1.7	2.3	1/3		
		zonder veeren	(0.2-0.3)	0.4	0.6	0.7	1.0	1.4	1/5		
										Ondanks minder belasting op asfaltdekken meer onderhoud	

(Vervolg noot ¹⁾ van pag. 60).

gummi-banden) voor de verschillende wegenklassen veilig zouden kunnen worden toegelaten in een tabel (figuur 2) aangegeven. Bovendien zijn daarin opgenomen de veilige belastingen op geasfalteerde wegen van verschillende klassen voor inheemsche tweewielige vrachtkarren, uitgerust met ijzeren wielvelgen en voortbewogen door dierlijke tractie, welke door de Nederlandsch-Indische wetgeving niet worden geweerd; en wel voor vrachtkarren met en zonder veeren.

2) Op zeer harden grond (van meer dan 7 kg/cm² draagvermogen) verdient het aanbeveling voor de bovengenoemde asbelastingen dikten van respectievelijk 3 à 4½, 5, 6, 7½, 10 en 13½ cm als minima aan te houden met het oog op een rustigen gang (schokdemping) en de economie van de slijtlaag of asfaltheid zelf (golfvorming).

behoorlijk weerstand heeft geboden, onverwachts gegeven onder de typische verschijnselen van oppersing van slechten ondergrond (modder) tot het rijvlak en van wegzakking in den bodem van de onderste steenen der verhardingslaag. Dit is dus een inwendige degradatie van de verharding, aan de onderzijde daarvan, door onvoldoende inwendige wrijving en tegen-druk van den bodem.

Het meest afdoende middel hiertegen is bovenbedoelde verschraling van den bodem met zand tot een zandklei, een kunstmatige nabootsing dus van een schrale teelaarde of natuurlijken lichten zandgrond, alvorens de voor de overdracht van de min

of meer geconcentreerde verkeerskrachten benodigde steenverharding wordt aangebracht. Het is verder hier te lande gebleken, dat de beste drukverdeling op colloïdalen ondergrond wordt verkregen door den overgang van fijnkorrelig tot grofkorrelig, van geringe vastheid (onvoldoende inwendige wrijving) tot groote vastheid, zoo geleidelijk mogelijk te maken, dus zooveel mogelijk op de zandklei eerst materiaal van kleine afmetingen (grindzand of klein grind) te brengen en vervolgens geleidelijk grover materiaal. Op die wijze werkt de totale massa van de verharding tot in den ondergrond als één weerstandlichaam tegen de verkeerskrachten.

De tot voor kort nog algemeen als overgangslaag op een minder draagkrachtigen bodem toegepaste onderlaag of paklaag van breuksteen van groote afmetingen heeft in de praktijk met het autoverkeer niet aan de verwachtingen beantwoord. Het is n.l. vaak gebleken, dat voor wegen van gelijke sterkte, met paklaag zelfs meer materiaaldikte noodig is dan geheel zonder paklaag; dat voorts grindwegen meestal meer materiaaldikte dan steenslagwegen en dat gradueel opgebouwde wegen (opvolgende slijtlagen elk gedurende voldoende tijd aan regen en verkeer blootgesteld) gemiddeld de minste dikte voor een bepaalde sterkte vereischen. Bij opbouw van een weg ineens tot een bepaalde sterkte tracht men bedoelde gradueele bouwwijze dan ook na te bootsen door elk der lagen van niet te groote dikte achtereenvolgens goed nat te walsen tot de gewenschte compressie van elke laag is bereikt.

Alleen wanneer een weg ineens voor zwaar verkeer moet worden gebouwd, kan toepassing van een onderlaag van grooten breuksteen, als tenminste dit materiaal voldoende goedkoop is dan steenslag, besparing van kosten geven; daarbij dient echter in aanmerking te worden genomen, dat een goed gezette onderlaag niet minder werkloon vordert dan de verwerking van steenslaglagen. De onderlaag, goed aangewigd met kleinere steenstukken, dient dan gelegd op een geslept zandbed en met niet te zware walsen, nagenoeg droog als ondiep draineerbed, waarvan niet de vast- en dichtheid van slijtlagen behoeft te worden geëischt, bewerkt te worden.

Tenzij de ondergrond sterk scheurt in den drogen tijd, kan een zandbed, mits van scherp zand en tot niet te groote dikte, in plaats van zandklei worden toegepast, omdat de laag dan toch niet, zooals in gradueelen opbouw, tijdelijk als rijvlak moet dienen.

In sterk scheurende kalkmergels kan een zandklei (puddle) het werken van den ondergrond matigen en dus de stabiliteit van den weg bevorderen.

Nog minder dan bovengenoemde paklaag van bergsteen heeft de oude platte vlijlaag van riviersteen, direct op den bodem aangebracht, als overgangslaag voldaan. Dit is verklaarbaar wegens den geringen samenhang van den rolsteen (met gladde, vaak bolvormige of althans convexe oppervlakte) met het daarboven liggende materiaal.

Wel kunnen op versch gebouwde wegdammen, welke men nog wil laten inklinken met gebruikmaking van den natten moesson, mits ze uit geschikten ophoogingsgrond zijn opgebouwd, gewalste vlijlagen als tijdelijke dekconstructie van nut zijn om al dadelijk

eenig verkeer mogelijk te maken. Het verdient dan echter aanbeveling met dit materiaal later, bij de constructie van den bovenbouw geen rekening te houden.

Een andere reden om, indien de bodem geen natuurlijke zandgrond is, eerst een zandklei-fundament op te bouwen is, dat bij onvoldoenden weerstand van den bodem een goede compressie van de verharding onder de wals niet mogelijk is dan ten koste van meer materiaal, dat in den bodem wordt weggedrukt. Het verdient daarom aanbeveling den aarden baan met een lichte tandemwals van $2\frac{1}{2}$ à 4 ton te comprimeeren, vóór dat er eenige verharding wordt aangebracht. Dit walsen (vochtig) is tevens een praktische beproeving of de fundeering 2 à $3\frac{1}{2}$ kg/cm² draagvermogen heeft.

Evenzoo dient het walsgewicht voor de compressie van de opvolgende lagen van den bovenbouw aangepast te worden aan het ontwikkelingsstadium, n.l. de beoogde sterkte van den weg. Van het oude idee, dat men voor wegen met modern verkeer alleen zware walsen kan gebruiken, komt men ook in Indië meer en meer terug. Doel van het walsen toch is de steenstukken (met behulp van water) te comprimeeren en verband te geven. Te zware walsen drukken daarentegen het materiaal in de daaronder gelegen constructie of bodem van minder sterkte, waardoor het evenwicht in den onderbouw wordt verstoord; of indien deze wel weerstand kan bieden, vergruizen zware walsen het materiaal, voordat het doel bereikt is. De verbrijzelde stukken van kleine afmetingen in een onder zware walsen geëffend oppervlak worden, indien dit zonder andere afdekking of bijzondere bindstof blijft, eerder door het snelverkeer weggeslingerd dan een goed in verband gecompriëerde deklaag van grootere stukken. Men bereikt het doel beter door lang walsen met gematigd walsgewicht³⁾, vooral als het materiaal niet van groote vastheid is.

Op Sumatra komen eenige gedeelten voor in hoofdverkeerswegen, waar de bodemformatie ongunstig is en waar men destijds wegens de kosten en het tijdverlies consolidatie van den bodem heeft nagelaten dan wel slechten ophoogingsgrond heeft gebruikt. Door de toename van het snelverkeer overvallen, heeft men getracht hieraan weerstand te bieden door veel verhardingsmateriaal op den weg te brengen. Desondanks zijn die wegen nog voortdurend in slechte conditie; niet het minst de van een oppervlakte-asphalteering voorziene stukken. Voor zulke gevallen is de meest afdoende oplossing, welke dan ook waar mogelijk wordt toegepast, de verharding op de slechte gedeelten tijdelijk te verwijderen en opnieuw en uitsluitend bestaande uit kleinere stukken te leggen na op den aarden baan een overgangslaag van zandklei of zandgrond te hebben geconstrueerd. Waar het verkeer echter deze werkwijze onmogelijk maakt (en dit is op verscheidene weggedeelten het geval), moet met een andere verbetering genoegen genomen worden, welke het verkeer wel minder, doch gedurende

3) In Indië zijn voor sterkten als van bovengenoemde 6 klassen geëigend gebleken driewielerswalsen van respectievelijk 4, 5, 6, $7\frac{1}{2}$, 10 en 15 ton (zonder de extra-belasting), eventueel tandemwalsen van respectievelijk 5, 6, $7\frac{1}{2}$, 9, 12 en 17 ton.

langen tijd, last veroorzaakt. Door den steenen weg als zandweg te onderhouden wordt dan getracht (door verschraling) op den duur tot een betere fundatie te komen. Gaten, sporen en verzakkingen worden opengehaald en na verwijdering van de modder eerst gevuld met zand of grindzand en vervolgens met de uitgehaalde steen (zoonoodig stukgeslagen) en grindzand gedicht tot een effen bovenvlak is verkregen. Voortdurend wordt de verharde weg, vooral in den regentijd, onder een dunne laag zand gehouden, welke steeds moet worden aangevuld en bijgetrokken. Op de derwijze onderhanden genomen weggedeelten is thans reeds verbetering merkbaar.

Uit het voorgaande blijkt wel voldoende, dat bij geleidelijken opbouw, van het fundeeringsstadium af, technisch de beste wegconstructie wordt verkregen. De vraag is of dit ook inderdaad wegeconomisch de beste werkwijze is, want ook voor het blijvende deel van den weg geldt uiteraard de eisch, dat de waarde, die daarin vertegenwoordigd is, althans voor zoover van blijvend nut in de wegconstructie, zoo economisch mogelijk moet zijn verkregen.

Oppervlakkig gesproken, is de gradueele bouwwijze van een weg, wanneer de verkeersomstandigheden dit maar eenigermate toelaten, gedurende alle trappen van ontwikkeling van den weg de meest economische, omdat elk te-veel aan constructie ten opzichte van de directe verkeersbehoefte vastlegging van niet-productief kapitaal beduidt; zoodra daar echter niet inderdaad tegenover staat minstens een gelijkwaardige besparing op terugkeerende kosten van onderhoud en vernieuwing, werkt men oneconomisch. Nu komt het juist erop aan, hoe in de verhoudingen, welke de praktijk biedt, aan evengenoemde conditie wordt voldaan; en dan blijkt uit de cijfers, die voor Indië ter beschikking staan, dat de economie van de gradueele bouwwijze in het beginstadium van ontwikkeling, n.l. ongeveer tot het oogenblik, dat tot oppervlakte-asphalteering moet worden overgegaan (bij een verkeer van ± 300 ton per dag) vaak overschat wordt. Om bij het voorbeeld van het begin van deze verhandeling te blijven: bij langzamen groei van het verkeer van 0 tot 300 ton per dag in ± 10 jaar kan een weg in die periode gradueel worden opgebouwd tot een blijvende dikte van ± 10 cm op geconsolideerden bodem voor gemiddeld $f 1,75$ per cm^2 (d.i. 40% meer dan het gewoon onderhoud van een dadelijk op dikte gebrachten weg). Dit is een weg, waarop een asbelasting van 2 ton, ook wat de fundeering betreft, veilig kan worden toegelaten. Een gelijke sterkte wordt bij aanleg ineens tot dezelfde dikte alleen bij gunstige bodemcondities bereikt voor $f 0,30$ à $f 0,40$ per m^2 ; gemiddeld is echter om een gelijkwaardige kwaliteit te bereiken wegens den onvoldoenden ondergrond noodig rond $f 0,50$ per m^2 . De rente en aflossing in 10 jaar van deze constructiewaarde van $f 0,50$ à 5% is $f 0,65$, waartegenover staat, dat de onderhoudskosten lager zijn, gemiddeld $f 1,25$ per m^2 , in de periode, zoodat bij aanleg ineens de totaal-kosten in 10 jaar bedragen $f 0,65 + f 1,25 = f 1,90$ per m^2 , terwijl hetzelfde resultaat in gradueelen bouw met $f 1,75$ per m^2 wordt bereikt; dus nauwelijks $8\frac{1}{2}\%$ goedkooper, doch ten koste van zeer veel moeite en zorg van het onderhoudspersoneel en langdurige

last voor het verkeer. Het groote technische voordeel van de gradueele werkwijze is echter het soliede fundament en de hechte overgang van den ondergrond op de verharding, welke kwaliteiten op geen andere wijze ooit zóó volmaakt kunnen worden verkregen. Ware dit wel mogelijk, dan zou het geringe financiële voordeel in normale tijden zeker geen voldoende motief kunnen zijn om een weg gradueel op te bouwen, ook al laat de langzame groei van het verkeer dit volkomen toe. Men doet dan ook in het algemeen beter deze werkwijze bij den aanleg van nieuwe wegen alleen gedurende 1 hoogstens 2 jaar, in de fundamentele phase van de uitvoering, toe te passen en de verharding daarna dadelijk op de minimum (blijvende) dikte voor licht verkeer (10 à 15 cm) te leggen.

In de verdere stadia van ontwikkeling, waarbij de steenen weg metterdaad een afdekking krijgt, bijv. in den vorm van een asphalthuid, wordt de economie van de tragsgewijze opbouw, zij het met trappen van steeds grooter omvang wat kosten en duur betreft, steeds sterker uitgesproken, omdat met de hogere orde van het dek de verhouding van gewoon onderhouds- tot aanleg-(vernieuwings-)kosten daarvan kleiner wordt en bovendien de gewoon onderhoudskosten zelf (zonder vernieuwing) voor de getrapte bouwwijze betrekkelijk weinig hoger zijn dan bij directen aanleg van een dek van hooger orde. In het jeugd stadium van den weg daarentegen scheelt dit juist veel, gemiddeld 30 à 40%, in de fundeeringsphase zelfs 50%.

Terloops zij hier nog gewezen op de ook in Indië voorkomende gevallen, waar een dek van zandklei (eventueel van zand (grond), grindzand, mergel, kwartshoudend lateriet, ijzerkies e.d.) niet meer als fundamentele phase in de ontwikkeling van een wegconstructie (van 1 à 2 jaar) wordt toegepast, doch uit nood (wegens afwezigheid of den buitengewoon hoogen prijs van steen) wordt gehandhaafd, ook voor met betrekking tot deze primitieve dekconstructie groote verkeersintensiteiten. De onderhoudskosten van zulk een dek zijn relatief hoog; doch het kan voorkomen, dat deze tot zekere verkeersdichtheid nog opwegen tegen de kosten ter plaatse van een steenen dek. Ook hier dus uitstel van het technisch betere tot het economisch moment daarvoor bereikt is.

Uit dit alles blijkt, dat in de wegeconomie de dekeconomie maatgevend is. Wijkt men in de fundeeringsphase schijnbaar hiervan af door deze werkwijze langer voort te zetten dan voor de stimulans en het comfort van het eerste verkeer wel wenschelijk is, zoo kan dit offer om een toekomstige risico-factor te elimineeren ook worden opgevat als een dekeconomie met ruimer of verder gezichtsveld. Zooals vroeger immers reeds opgemerkt werd, is het succes van de latere dekken voor groote verkeersintensiteiten in de eerste plaats afhankelijk van de stabiliteit van het blijvende deel, in het bijzonder van de fundeering van den weg. Het cumulatie-materiaal van den bovenbouw is in den regel wel goed genoeg; in gradueelen opbouw verkregen, zelfs overmatig goed voor het einddoel, omdat eventueel een onvoldoende kwaliteit ervan (destijds als dek dienende) zich dadelijk onder het verkeer zou hebben gewroken op de on-

derhoudskosten en tot verbetering zou hebben genoodzaakt; doch een onbetrouwbaar fundament manifesteert zijn ondeugdelijkheid niet altijd dadelijk; vaak eerst veel later bij groote verkeersintensiteiten. Het is daarom van groot belang, dat het fundament niet met cumulatie-materiaal wordt bedekt vóór dat een draagvermogen van minstens 2, liefst tot $3\frac{1}{2}$ kg/cm², is bereikt.

Het wegdek en zijn relatie tot aard en mate van verkeer.

Vanaf het moment, dat een meer concrete dekconstructie (in haar eenvoudigsten vorm de oppervlakte-asphalthuid) aan de continue versterking door blijvende resten van onderhoudsmateriaal een eind maakt, kan accumulatie alleen met dekvernieuwing gepaard gaan. De groei van den weg geschiedt niet meer traps- of sprongsgewijze, en wel in het algemeen met veel grooter tusschenpoozen dan bij de periodieke slijtlaagvernieuwingen der continue groei-periode.

Bij elke dekvernieuwing heeft men zich af te vragen, aan welke maximum asbelasting men het verkeer gedurende den te verwachten levensduur van het dek mag binden en of, indien het mocht blijken, dat de weg voor een gewenschte belasting nog niet voldoende sterk is, behalve de kosten van het duurdere dek, ook de noodige kosten van aanvullingsmateriaal economisch voldoende gewettigd zijn.

Mits goed ondersteund door voldoende vast materiaal op een betrouwbaar fundament, kan een dekconstructie zonder bezwaar een belangrijk zwaardere asbelasting (via luchtbanden op het dek overgebracht) dragen dan waarop gerekend is; en zelfs zonder belangrijk verschil in kosten (onderhoud en afschrijving), mits zulke zware asbelastingen maar niet al te vaak voorkomen. Dit geldt zoolang er geen sprake is van puntlasten, n.l. mits op het rijvlak, zooals bij rubberbanden en vooral bij luchtbanden, vlaktekrachten (verticale druk — resp. horizontale sleepspanningen) aangrijpen.

Wordt aan de voorwaarde, dat het onder het dek gelegen blijvende deel van den weg aan de zware asbelastingen onwrikbaar weerstand kan bieden, niet voldaan, dan gaat zelfs de volmaakste dekconstructie te gronde.

Een uitsluitend aan verkeer met luchtbanden blootgesteld dek behoeft niet of slechts weinig sterker te zijn dan het onderliggende materiaal; anders zou, waar doorgaans met de kwaliteit de stugheid toeneemt, wegens de overdracht van en de deformatie onder de dynamische krachten, het dek dikker moeten zijn dan voor de met de verkeersdichtheid overeenkomende slijtage noodig, dus niet economisch zijn. Wel moet het dek elastisch zijn en een goede aanhechting met het onderliggende materiaal behouden, en wel temeer naarmate het dunner is; dit is noodig, opdat elastische en geringe blijvende golven van den weg door het dek geheel worden gevolgd en de dynamische werkingen voldoende snel worden gematigd, terwijl door elastische reactie op het verkeer zacht rijden verzekerd is. Aan deze eischen kan, bijv. door een asphaltconstructie, goed worden voldaan,

doch ook alleen, indien het veerkrachtige dek van boven en van onder uitsluitend aan spanningen (geconcentreerde krachten) blootstaat, zooals door rubberbanden bereikt wordt.

Deze verhoudingen zijn geheel anders voor het in verschillende streken van Indië nog veel voorkomende verkeer met dierlijke tractie van Inlandsche vrachtkarren zonder veeren en met ijzeren wielvelgen, welke vehikels geconcentreerde verticale en horizontale krachten en impulsies op het rijvlak uitoefenen. Een dek of slijtlaag van minder vastheid dan het onmiddellijk daaronder liggende zou, wanneer het eenigszins week is (veel bindmiddel bevat), tusschen het vaste ondermateriaal en de stootende velgen dezer voertuigen telkens blijvend vervormd worden, en wanneer het door overmaat van aggregaat wél weerstand (doch minder dan het onderliggende) biedt, vernield worden tusschen de verkeerskrachten eenerzijds en de reacties van het onderliggende anderzijds. Onder deze soort verkeer houdt alleen een constructie, die op en nabij het rijvlak het hardst is, dus bijv. van harde steenen, liefst van niet te kleine afmetingen (als kleine keien), aangewigd en in zand en daarna ingewaterd, of een constructie van grof andesietsteen-slag, waarin het bindmiddel (asphalt) ondergeschikt is; eventueel (indien noodig wegens ander verkeer) duurdere asphaltconstructies, waarin het aggregaat hard en liefst grof is (grof asphaltmacadam en dicht grof asphaltbeton van andesietstukken en gruis), desnoods een sheet, mits van gezond scherp kwartszand. Het spreekt vanzelf, dat al deze constructies, blootgesteld aan vrachtkarrenverkeer van beteekenis, ongepajnt moeten blijven.

Op ongedekte steenslagwegen werkt de auto door de zuigende werking der banden vernielend, vooral op het fijnere materiaal; de inheemsche vrachtkar vereffenend. Op de (dunnere en weekere) asphalthuiden daarentegen is de werking van de ijzeren velgen van deze vrachtkarren zonder veeren en met slechte naafconstructies ruïneërend, van de autobanden juist vereffenend.

Zoodra de verkeersbehoeften het economisch eenigszins wettigen, geeft men dan ook aan elke verkeerssoort liefst zijn eigen verkeersstrook op den weg, ook al omdat de vereeniging van snel en langzaam verkeer hinderlijke stagnatie en gevaar oplevert. Toch is hier te lande ook gebleken, dat, waar beide verkeerssoorten noodgedwongen gemengd op de wegen voorkomen, bij zekere verhouding van beider dichtheden ook wel eenige compensatie van de dekvernielende werkingen van het eene verkeer door het andere plaats heeft.

Terwijl dus bij snelverkeer met (lucht) banden de economie van het dek bijna niet door het verkeersgewicht (de zwaarte der individuele asbelastingen) wordt beheerscht, doch in hoofdzaak door de verkeersdichtheid (aantal voertuigen of aantal tonnen per etmaal) en in het algemeen door factoren, die slijtage door sleepkrachten op het wegdek veroorzaken ⁴⁾,

4) De overige factoren, welke van invloed kunnen zijn op de kosten van het dek, zijn van meer toevalligen aard, zooals een bochtig alignement, zware hellingen, plaatsen waar veel gekeerd en/of geremd wordt, het veel voorkomen van motorrijtuigen met drijfwielen met dubbele banden e.d.

blijkt juist bij het verkeer met ijzeren velgen naast de verkeersdichtheid de asbelasting van grooten invloed op de duurzaamheid van het wegdek.

In tegenstelling met het inheemsche vrachtkarren-verkeer, waarbij de asbelasting een progressieven invloed op de onderhoudskosten van het dek heeft, ook als de weg (het fundament) voldoende draagkrachtig is, kunnen dus bij het motorverkeer met luchtbanden (in mindere mate met cushion- en nog minder met massieve banden) de weggkosten *recht* evenredig (dus zonder progressie met de zwaarte der asbelastingen) met de verkeersdichtheid gesteld worden, mits tegen veelvuldige belangrijke overschrijding van het draagvermogen van den weg wordt gewaakt door de in het tweede hoofdstuk besproken sterkteclassificatie en voldoende verkeerstoezicht. Wordt de fundamentele sterkte van den weg belangrijk overschreden, dan krijgt men op den duur onvermijdelijk degradaties, welke feitelijk aan ongebreideld „misbruik” van den weg te wijten zijn en waarmede dus bij een bepaling van *normale* gemiddelde weggkosten geen rekening kan worden gehouden.

Voor een grotere verkeersdichtheid eischt de economie: 1° groter slijtage-weerstand, 2° meer cohesie, 3° meer dichtheid en 4° ook groter dikte van het dek. Met de verkeersdichtheid vermeerderen de jaarlijksche onderhoudskosten en wordt ook de levensduur van het dek verminderd (hoogere totaal-kosten), doch van hoe hooger kwaliteit het dek is, hoe verder de grenzen, waarbinnen aan de economie van de constructie praktisch nog wordt voldaan, uit elkaar liggen.

Een en ander kan ook blijken uit de aanstonds te bespreken grafieken van *fig. 3*: in de periode tot een dichtheid van ongeveer 300 ton per dag komen bij veranderingen met 100 ton per dag en minder reeds andere constructies in aanmerking, daarboven echter liggen de verkeersdichtheidsgrenzen der constructie-typen ruim 1000 ton per dag van elkaar, terwijl daar een overschrijding van de economische grenzen met 250 ton per dag de instandhoudingskosten bijv. van macadam, paint en penetratie nog slechts met resp. 25, 10 en 5% ten opzichte van de voor het verkeer meer normale dekconstructies zou vermeerderen (zie *fig. 3a* en *b*).

Om het onderhoud van een wegdek bij verschillende wegverkeershoeveelheden te kunnen beoordeelen heeft men niet voldoende aan absolute verkeersdichtheden, voorkomende op wegen met zeer verschillende breedten dan wel ongelijke aantallen verkeersbanen. De werkelijke verkeersintensiteiten op het wegdek worden eerst gelijksoortig getypeerd en dus in vergelijkbare cijfers uitgedrukt door reductie van het verkeer, bijv. het aantal ton per dag, op een bepaalde eenheid van wegbreedte of nog beter op een bepaald aantal banen, zoodanig dat daarop verkeer in beide richtingen, met zoo ver mogelijke intensiteitsamplitude, mogelijk is.

Ten aanzien van de motieven om bij de kostenvergelijkingen de verkeersdichtheden te herleiden tot het 2-banige rijvlak met 5 m breede verharding voor motorverkeer (4 m voor vrachtkarrenverkeer), in dier voege dat de verkeersdichtheid voor een n -banigen

weg met $\frac{2}{n}$ wordt vermenigvuldigd, moge nog eenige toelichting dienen.

Een één-banige weg (met uitwijkplaatsen op bepaalde afstanden) is zelfs bij één-soortig verkeer (voertuigen met gelijke snelheden) van eenige betekenis bezwaarlijk en bij gemengd verkeer van geringe betekenis reeds onhoudbaar, zooals de volgende cijfers kunnen demonstreeren.

De capaciteit van een één-banigen weg met uitwijkplaatsen wordt bij één-soortig verkeer met een uur-dichtheid van ± 10 voertuigen (gemiddeld overeenkomende met het 10-voudig ⁵⁾, dus 100 voertuigen per dag, d.i. voor vrachtkarren gemiddeld 100 ton/dag en voor auto's 150 à 250 ton/dag, gemiddeld 200 ton/dag) reeds overschreden, zoodat men praktisch, ook bij geringe verkeersdichtheden, toch van een 2-banigen weg, desnoods met één-sporige verharding moet uitgaan. Reeds bij een uur-dichtheid van ± 30 voertuigen van éézelfde type (dus de 3-voudige hoeveelheid, resp. voor karren 300 ton/dag en voor auto's 600 ton/dag) kan echter ook niet meer met een één-sporige verharding worden volstaan; dan moeten nl. de bermen in verband met het aantal uitwijkingen (licht) verhard worden.

Bij gemengd verkeer (met verschillende snelheden) worden deze grenzen veel eerder bereikt, en wel met belangrijke degressie.

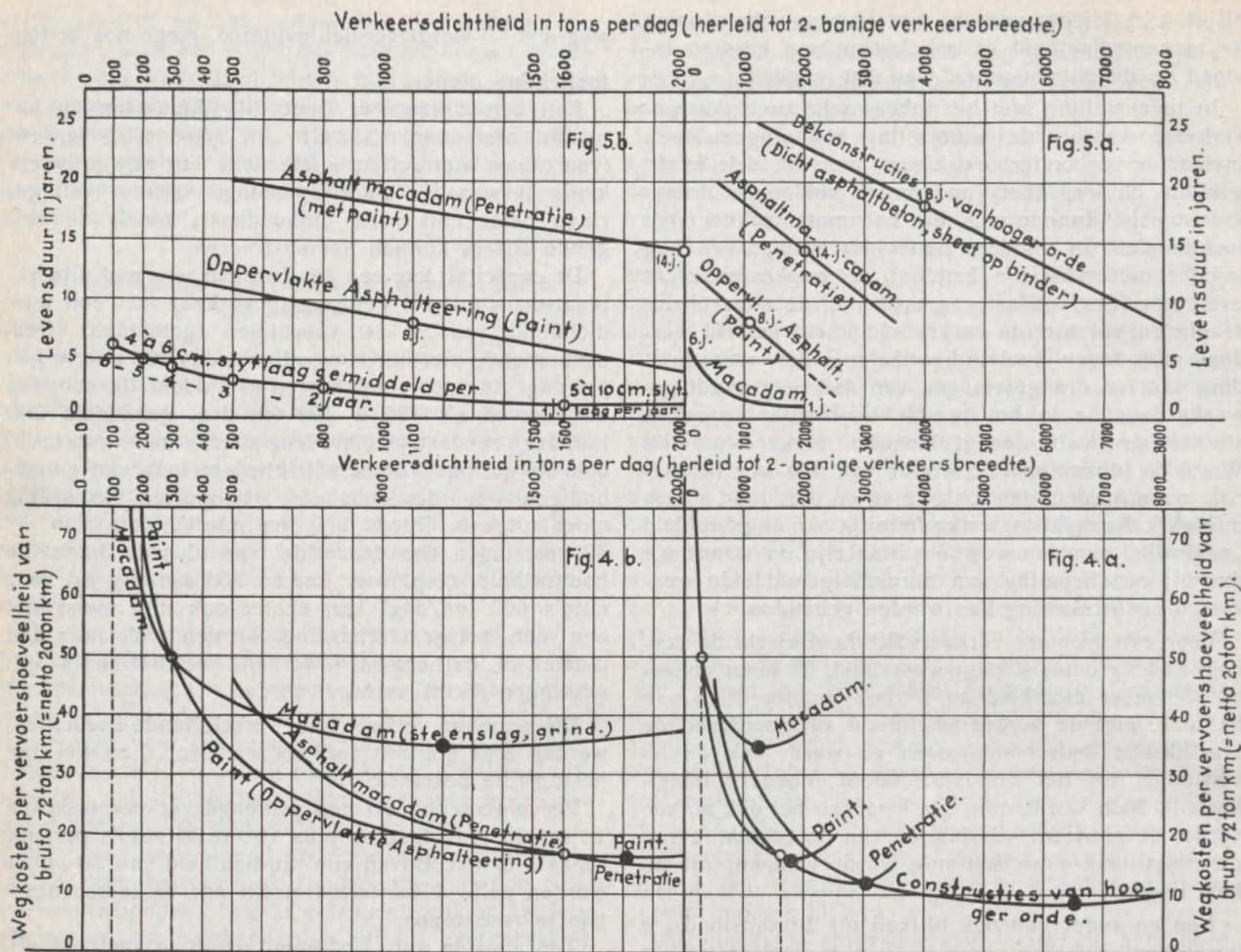
Vervolgens behoeft een gemengd verkeer tusschen 10 tot 30 vrachtkarren plus 10 tot 30 auto's per uur reeds 3 banen. Boven een uur-dichtheid van 30 auto's worden zelfs 4 banen vereischt om verkeerscongesties te voorkomen.

Ten aanzien van uitsluitend, doch in snelheid uiteenlopend, motorverkeer (personen- en vrachtauto-verkeer) geldt precies hetzelfde.

Voor één-soortig verkeer, d.w.z. met ongeveer gelijke snelheden der verkeerseenheden, strekt de capaciteit van een 2-banigen weg zich echter uit over een zeer ruim gebied van verkeersdichtheden. Deze grens (voor één soort verkeer) wordt voor auto-verkeer eerst bij ± 400 voertuigen per uur (gemiddeld 4000 voertuigen per dag of ca. 8 à 10 000 ton/dag) en voor karrenverkeer bij ± 200 vrachtkarren per uur (gemiddeld 2000 voertuigen per dag of ca. 2000 ton/dag, d.i. $1/4$ à $1/5$ van de gewichtscapaciteit voor motorverkeer) bereikt.

Voor gemengd verkeer daarentegen is, zooals reeds vermeld, bij een dichtheid tusschen 10 voertuigen per uur voor elk der 2 soorten tot 30 voertuigen per uur van elke soort (overeenkomende met gemiddeld $200 + 100 = 300$ ton/dag tot $600 + 300 = 900$ ton/dag) een 3-banige weg noodig en bij meer dan 30 voertuigen per uur van elk der twee soorten (overeenkomende met laatstgenoemde dichtheid van ca. 900 ton/dag) zijn 4 banen noodig, kunnen dus beide verkeerssoorten, motorverkeer en karrenverkeer, eigen wegen krijgen. Deze grenzen komen dus overeen met nauwelijks resp. $1/30$ en $1/10$ van bovengenoemde totale gewichtscapaciteit van een 2-banigen weg voor

5) Uit verkeerswaarnemingen hier te lande is gebleken, dat de verkeersdichtheid per etmaal gemiddeld het 10-voudige bedraagt van de spitsbelasting per uur.



motorverkeer alleen of, gedifferentieerd voor de 2 verkeerssoorten, voor het karrenverkeer met resp. 1/20 en 1/7 en voor autoverkeer met resp. 1/45 en 1/15 van de capaciteit voor elk der verkeerssoorten alleen op een 2-banigen weg. Door den aanleg van een afzonderlijken karrenweg vergroot men dus niet alleen de capaciteit van het karrenverkeer ten opzichte van den 3-banigen en 2-banigen weg resp. 3-voudig en 7-voudig, doch in nog belangrijker mate van het autoverkeer, n.l. ten opzichte van den 3-banigen en 2-banigen weg resp. 3-voudig en 15-voudig. Geen wonder, dat men geneigd is, als de omstandigheden daartoe gunstig zijn, de 3-banige tussenphase bij sterk gemengd verkeer over te slaan en dadelijk tot een splitsing van de 2 zoo sterk uiteenlopende verkeerssoorten over te gaan; elke verkeerssoort krijgt dan 2 banen ⁶⁾ met het voor haar meest economische dek.

Deze kwestie zal aan het eind van dit hoofdstuk ook weg-economisch in beschouwing worden genomen.

6) Men kan de oplossing vinden in 2 geheel afzonderlijke wegen, elk met 2 banen en met het voor de verkeerssoort meest geschikte tracé, hetgeen in hellend terrein van belang kan zijn, dan wel de banen naast elkaar leggen. Alsdan verdient het uit een oogpunt van veiligheid de voorkeur de as van den weg als scheiding van de verkeersrichtingen te nemen en de 2 banen van het snelverkeer in het midden van den weg naast elkaar te plaatsen, met aan weerszijden langzaam verkeer aan den buitkant.

Uit het vorenstaande is het wel duidelijk, waarom er de voorkeur aan is gegeven om uitsluitend met tot een 2-banigen weg (d.i. de voor één verkeerssoort normale en zeer ver toereikende wegeenheid) herleide verkeerscijfers te werken.

Na deze toelichting kan tot de bespreking der verkeersgrafieken worden overgegaan.

Op bijgaande graphische voorstellingen fig. 3a, b en c zijn aangegeven de gemiddelde kosten van instandhouding (onderhoud en afschrijving plus algemeene kosten van toezicht, administratie en materieel) voor Nederlandsch-Indië (herleid tot het huidige gemiddelde loonen- en prijenniveau) in gulden-centen per m² en per jaar van de voorkomende hoofdtypen van wegdekken bij verschillende dichtheden van snelverkeer in tonnen per dag (herleid voor een 2-banig wegdek).

De figuren 3b en 3c betreffen respectievelijk middelmatige en primitieve wegdekken en geven gedeelten van fig. 3a op andere schaal duidelijker weer.

In fig. 3c zijn de kosten van de meest primitieve dekken voorgesteld, welke in de onderbouw- of fundatieperiode van den weg (event. in gradueelen opbouw) met weinig en licht verkeer (tot ± 100 ton/dag) toepassing vinden, zooals: 1° de aarden baan, bruikbaar tot 25, hoogstens 40 ton/dag, indien van geschikte structuur (zandgrond, schrale teelaarde, e.d.), kosten varierende van 1 tot 8 ct. per m² jaar; 2° het zand- of grindzanddek, bruikbaar tot 100 ton/

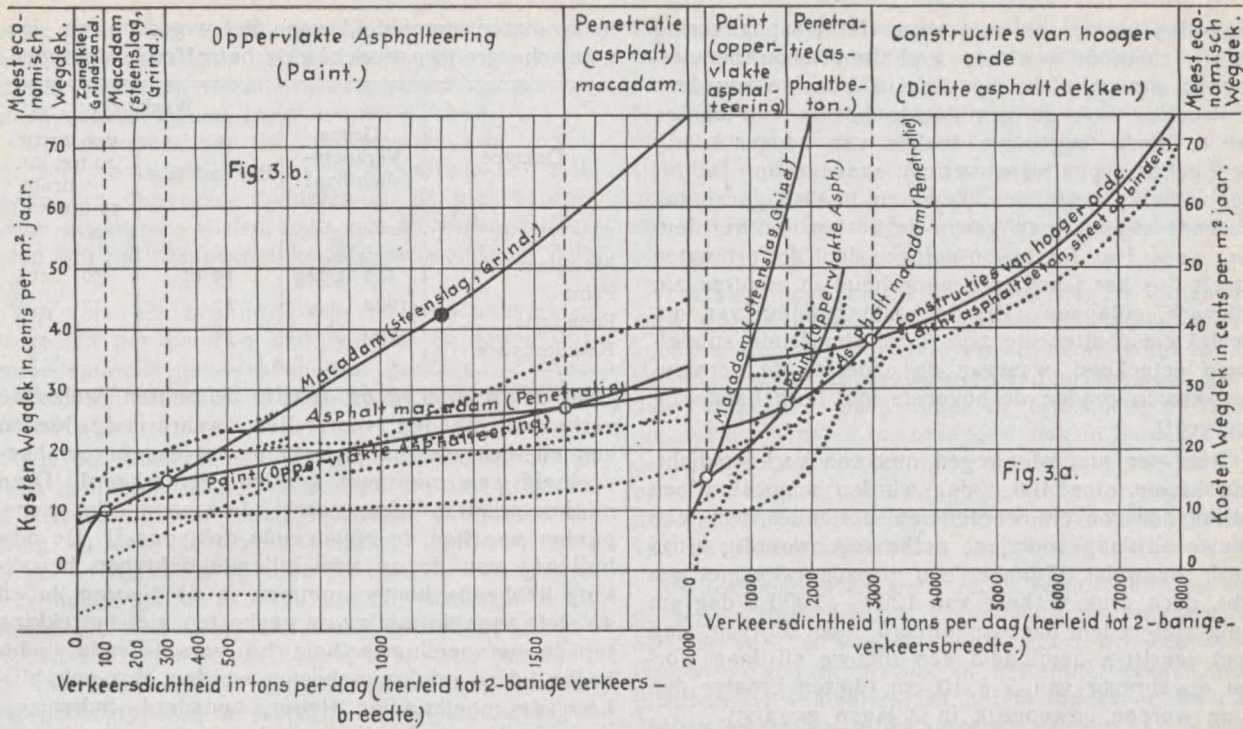


Fig. 3a, 3b en 3c: Gemiddelde kosten voor Ned.-Indië van verschillende wegdekken bij verschillende verkeersdichtheden. getrokken = totaal kosten (vernieuwing + onderhoud) gestippeld = kosten vernieuwing. De fig. 3b en 3c betreffen resp. middelmatige en primitieve wegdekken en zijn gedeelten van fig. 3a op groter schaal. De snijpunten der voor opvolgende wegdekken geldende krommen zijn aangeduid door ○

Fig. 4a en 4b: Gemiddelde kosten voor Ned.-Indië van verschillende wegdekken per vervoers-eenheid bij verschillende verkeersdichtheden. Fig. 4b betreft een deel van fig. 4a op groter schaal. De minima van elk wegdek zijn aangeduid door ● op de betreffende kromme. De buitenste afgesneden deelen van de krommen, welke de omhulende van deze kromme benaderen, stellen voor de minimum wegkosten per vervoers-eenheid, gemiddeld voor Ned.-Indië bereikbaar bij toepassing van het voor een bepaalde verkeersdichtheid meest economische wegdek. (Deze minimum kromme bevat niet de bovenbedoelde minimum punten van de diverse deksoorten).

Fig. 5a en 5b: Gemiddelde levensduur (afschrijvingsperiode) van verschillende wegdekken in Ned.-Indië bij verschillende verkeersdichtheden. Fig. 5b betreft een deel van fig. 5a op groter schaal.

In alle bovenstaande figuren zijn de verkeersdichtheden herleid tot 2-banige verkeersbreedte.

ten 7½ à 10 ct. per m² voor dichtheden kleiner dan 100 ton/dag (alleen flikwerk, geen walswerk).

Bovengenoemde cijfers gelden alleen voor instandhouding (aanvulling of herstel van het losgewerkte bovendek van het primitieve dek) met zeer weinig accumulatie, waarbij ondersteld is, dat of basismateriaal in voldoende mate en sterkte aanwezig is, of bij elke wijziging van onderhoudsmateriaal eerst een laag daarvan van voldoende dikte wordt aangebracht en met niet te zware walsen gecompriëerd. Moet het blijvende deel uit onderhoudsmateriaal geleidelijk worden opgebouwd, dan worden de kosten hoger (in fig. 3c voor grind en steenslag aangegeven als „bruto kosten gradueele opbouw”). Trekt men de blijvende waarde hieraf (onder de as der abscissen uitgezet), dan krijgt men een kromme, welke blijkens fig. 3c praktisch weinig verschilt van de lijn, welke de kosten van instandhouding van een macadamweg weergeeft tot een dichtheid van 400 ton/dag.

In fig. 3b zijn in getrokken lijnen weergegeven de gemiddelde kosten van een macadam-(steenslag- of

dag, kosten 4 — 10 ct. per m² jaar; 3° het goedgemengde zandkleidek, kosten gemiddeld 6 à 12 ct. per m² jaar tot 150 ton/dag; ook wel voor groter verkeersdichtheid zeer goed bruikbaar, doch dan alleen economisch in gevallen, dat steen zeer kostbaar of praktisch niet te krijgen is; gemiddeld echter voor groote verkeersintensiteiten veel duurder dan macadam; 4° het grind- of steenslag-(macadam)-dek, kos-

grind-)dek zonder en met oppervlakte-asphalteering (paint), zoomede van een asphaltmacadam (penetratie-)dek met paint. In fig. 3a zijn, behalve van deze constructies, ook de gemiddelde kosten van eenige hier te lande toegepaste dekken van hooger kwaliteit (dichte asphaltconstructies) aangegeven. De bij evenbedoelde getrokken lijnen in beide figuren behoorende stippellijnen geven de kosten van vernieuwing weer. Het daarboven gelegen deel der ordinaten betreft dus het jaarlijksch onderhoud in engeren zin (flikwerk, oplappen). Bij de kostenkromme van oppervlakte-asphalteering zijn 2 bijbehorende stippellijnen geteekend, waarvan de onderste de vernieuwingskosten zonder, de bovenste met herbehandeling weergeeft.

Grind- en steenslagwegen met een verkeersdichtheid kleiner dan 100 t/dag worden meestal alleen geflikt; daarboven worden ze periodiek van een nieuwe slijtlaag voorzien, welke tegenwoordig altijd wordt ingewalst. Wanneer een macadamweg met een licht, doch druk verkeer van 1200 — 2000 t/dag om eenigerlei reden ongeasphalteerd moet blijven, dan moet jaarlijks gemiddeld een nieuwe slijtlaag worden opgebracht van 5 à 10 cm (dikten grooter dan 6 cm worden gewoonlijk in 2 lagen gewalst).

Op minder druk bereiden wegen volstaat men in Indië gewoonlijk met een vernieuwingslaag van 4 à 6 cm dikte (doorgaans ineens ingewalst) om de 1 tot 6 jaar; n.l. gemiddeld om de 5 à 6 jaar bij een verkeer van 100 — 200 t/dag, 4 à 5 jaar bij 200 — 300 t/dag, 3 à 4 jaar bij 300 — 500 t/dag, 3 — 2 jaar bij 500 — 800 t/dag en 2 — 1 jaar bij 800 — 1200 t/dag. In fig. 5a en 5b, voorstellende den gemiddelden levensduur (afschrijvingsperiode) van verschillende wegdekken bij verschillende verkeersdichtheid, zijn bovengenoemde gegevens voor het macadamdek uit de onderste kromme afleesbaar.

Voor oppervlakte-asphalteering (zie dezelfde figuur) loopt de levensduur en verkeersdichtheid zeer uiteen van 3 à 5 tot 10 à 14 jaar bij 2000 — 200 t/dag; voor penetratie zijn deze uiterste cijfers te stellen op 8 — 20 jaar en 3500 — 500 t/dag; de dichte asphaltdekken zijn van zeer uiteenlopende kosten en kwaliteit (duurzaamheid), voor de thans toegepaste constructies kunnen gemiddeld de volgende waarden worden aangenomen: 8 — 25 jaar en 8000 — 1200 t/dag. De jaarlijksche kosten van afschrijving zijn in de grafieken naar bovengenoemde levensduren bepaald met een rentevoet van 5%.

In de figuren 4a en 4b zijn dezelfde totaalkosten per m² jaar van de figuren 3a en 3b (dus voor verschillende verkeersdichtheden) voorgesteld, doch met betrekking tot de daarover vervoerde hoeveelheid gedurende zekere tijdseenheid, n.l. per bruto 1000 ton/dag = bruto 360 000 ton/jaar = gemiddeld netto 100 000 ton/jaar, alzoo gelijk aan de kosten van 1 km 2-banige weg (5 m verharding) bij verschillende verkeersdichtheden per bruto 72 ton of netto 20 ton over die 1 km weglengte vervoerd, of kortweg: de weggasten bij verschillende verkeersdichtheden per vervoershoeveelheid van bruto 72 of netto 20 ton km (dus onafhankelijk van den tijd).

In beide figurenparen 3 en 4 stellen de snijpunten der voor de verschillende wegdekken geldende kos-

tenkrommen gemiddeld voor de wegtechnisch economische grenzen tusschen de betreffende dektypen:

Dektype	Grens Verkeersdichtheid	Wegkosten:	
		Per m ² jaar	per netto 20 ton km (= bruto 72 ton km)
Macadam	300 t/dag	15 ct	50 ct
Paint	1600 „/ „	27 „	17 „
Penetratie	3000 „/ „	38 „	12 ¹ / ₂ „
Kwaliteitsdek			

In de figuren 4a en 4b zijn de punten, welke de verkeersdichtheden voorstellen, waarbij de kosten van elk dektype met betrekking tot de vervoershoeveelheid een minimum worden, gemarkeerd. Deze minimumpunten liggen voorbij de economische grenspunten tusschen de opvolgende dektypen ⁷⁾. De omhullende van de op verschillende dektypen betrekking hebbende kostenkrommen in de figuren 4a en 4b stelt voor de minimum weggasten met betrekking tot de vervoershoeveelheid bij verschillende dichtheden; deze minimum kosten worden, dus ook blijken de meetkundige figuur, benaderd, indien gedurende de ontwikkeling van het verkeer steeds zoo veel mogelijk het voor een bepaalde verkeersdichtheid economisch meest gepaste dektype wordt gekozen. Deze omhullende valt niet samen met de kromme, die bovenbedoelde minimum punten verbindt, d.w.z. vóór dat door verkeersstoename de minimum kosten per vervoerseenheid voor een dek worden bereikt, is reeds een andere dekconstructie voordeliger geworden.

Uit fig. 4a blijkt ook zeer duidelijk, dat voor de wegdekken van hooge kwaliteit bij zeer belangrijke teename van de verkeersdichtheid de weggasten per vervoerde hoeveelheid onbetekenend afnemen, n.l. van 4000 tot 8000 t/dag ongeveer 9 ct per 20 ton km of 45 ct per 100 ton km netto blijven, m.a.w. de kosten per m² dek nemen daar, ongeveer evenredig blijvend met de verkeersdichtheid, toe.

Hierbij moge worden aangetekend, dat bij een dichtheid van 8000 ton/dag (uitsluitend motorverkeer, gemiddeld overeenkomende met een spitsbelasting van 3 à 500 voertuigen per uur ⁸⁾, de maximum vervoerscapaciteit van een 2-banigen weg praktisch vrijwel bereikt is. Hieruit zou dus kunnen worden afgeleid, dat voor een supra dekconstructie (van veel hooger kwaliteit dan het in de grafiek voorgestelde gemiddelde kwaliteitsdek) met percentsgewijze slechts

7) Dat tusschen penetratie en dichte asphaltdekken het economisch grenspunt en het minimum punt van laatstgenoemde categorie ongeveer samenvallen, is alleen daaraan te wijten, dat de kromme der dichte asphaltconstructies een gemiddelde voorstelt van in kosten zeer uiteenlopende types, welke één voor één door afzonderlijke gemiddelde krommen vertegenwoordigd zouden moeten worden. Hiertoe waren echter de beschikbare gegevens niet toereikend.

8) Bij motorverkeer met uiteenlopende snelheden voor personen- en vrachtauto's wordt, zooals tevoren reeds is toegelicht, bij een getalsterkte van één der beide soorten van 25% deze grens reeds tot $\frac{1}{15}$ gereduceerd en bij gelijke getalsterkten zelfs tot $\pm \frac{1}{45}$; m.a.w. de weg zeer oneconomisch benut.

weinig besparing — behoudens uitzonderlijke verkeersomstandigheden — geen plaats is, aangezien meestal voor dien reeds een vermeerdering van het aantal verkeersbanen in overweging komt.

De totaalkosten van het motorverkeer zijn te vinden door samenstelling van de exploitatie- of zelfkosten van de vervoermiddelen en de hier voorgestelde weggkosten, varieerende met de verkeersdichtheden (en het dienovereenkomstig economische dektype).

Van zulk een bepaling voor het personenverkeer (in kosten per persoon km), wegens de groote uiteenloopendheid (busverkeer met goederen en verschillende gewone auto's) zeer bewerkelijk, moet hier worden afgezien.

Van de totaalkosten van het vrachtverkeer kan echter gemakkelijk een denkbeeld worden gegeven. De verhouding van totaalgewicht bij maximum belading en deze maximum belading (laadvermogen) is voor vrachtauto's op 2 te stellen. Bij een gemiddelde belading van $\frac{2}{3}$ van het laadvermogen is de gemiddelde verhouding van bruto- en nettogewicht = $2\frac{1}{2}$ en bedragen de zelfkosten 9 à 15 ct per netto ton km (deze variatie in hoofdzaak afhankelijk van het voertuigtype en de jaarlijks afgelegde weglengte) of gemiddeld 12 ct per netto ton km ⁹⁾. De weggkosten varieeren in tegengestelden zin met de verkeersdichtheid (van 150 tot 8000 ton/dag, per 2 banen gerekend) per bruto ton km van ± 1 ct tot 0,14 ct en per netto ton km dus van $2\frac{1}{2}$ ct tot 0,35 ct of van 20 tot 3% van de exploitatiekosten der vervoermiddelen ¹⁰⁾. De totaalkosten van het vrachtverkeer bedragen dus met een toename van de verkeersdichtheid van 150 ton/dag tot 8000 ton/dag gemiddeld van $14\frac{1}{2}$ ct afnemend tot $12\frac{1}{2}$ ct.

Ten aanzien van de economische grens tusschen een macadam met en zonder asphalthuid, welke voor Nederlandsch-Indië gemiddeld bij een verkeersdichtheid van 300 ton per dag (zie fig. 3b) ligt, dient nog het volgende te worden opgemerkt.

Vaak gaat men hier te lande reeds tot asphalteering over, vóór dat de economie van den weg dit streng genomen wettigt; en wel wegens verschillende voordeelen, welke moeilijk in cijfers zijn uit te drukken. Hieronder zijn niet alleen te stellen algemeen verkeerseconomische, zooals gemak voor en bevordering van het verkeer, zoomede verlaging van de exploitatiekosten der motorvoertuigen e.d., doch ook wegtechnische voordeelen, nl. een overzichtelijker en rustiger wegbeheer, maar vooral de bevestiging van de ten koste van belangrijke geldelijke offers bereikte wegsterkte. Dit laatste voordeel, het vastleggen van de voor snelverkeer uiterst gevoelige en bij geringe verwaarloozing snel in dikte en sterkte afnemende macadamweg, is van niet te onderschat-

ten belang. De in Nederlandsch-Indië bestaande tendens om het moment van oppervlakte-asphalteering te vervroegen is dan ook, mits maatbewust gehanteerd (bijv. bij 200 ton/dag in plaats van 300 ton/dag), verkeerseconomisch absoluut gerechtvaardigd. Het financiële offer, aan een anticipatie met 100 ton/dag gebracht, bedraagt gemiddeld nog maar 8 à 10% van de instandhoudingskosten van een macadamdek bij een verkeer van 200 ton/dag.

Tot slot moge in dit hoofdstuk nog in beschouwing worden genomen een tweede alternatief, waarvoor het wegbeheer gesteld wordt, wanneer tot evenbedoelde eerste oppervlakte-asphalteering moet worden overgegaan, doch onder de bijzondere omstandigheid dat behalve motorverkeer ook in beteekenende mate karrenverkeer over den weg plaats heeft; bijv. van ongeveer gelijke getalsterkte der eenheden, dus gemiddeld overeenkomende met een verhouding van de verkeersdichtheden in ton/dag van $\pm 2:1$.

In deze paragraaf werd reeds eerder gewezen op de tegenstellige eischen van constructie en instandhouding van het wegdek voor het karrenverkeer met ijzeren velgen enerzijds en het motorverkeer met luchtbanden anderzijds; in het bijzonder op de nadeelige werking van het karrenverkeer op een oppervlakte-asphalteering en andere asfaltdekken van geringe dikte. In verband hiermede komt dan, bij de overweging tot asphalteering ten behoeve van het motorverkeer bij een dichtheid tusschen 200 en 300 ton/dag, ook de vraag naar voren, of het niet gemotiveerd is om tegelijkertijd de beide verkeerssoorten te scheiden op eigen 2-banige strooken.

Elders in dit hoofdstuk is ook reeds medege-deeld, dat verkeerstechnisch (om belangrijke verkeersobstructies te voorkomen), afgezien van de snelheidsverschillen bij het motorverkeer zelf, een 4-banige weg eerst noodig kan worden bij een motorverkeer van ca. 600 ton/dag (n.l. bij uurdichtheden van ± 30 auto's en 30 karren, overeenkomende met resp. ca. 600 en 300 ton/dag). Bij de bovengenoemde laagste dichtheid van motorverkeer (200 ton/dag), waarbij reeds sprake kan zijn van asphalteering, kan verkeerseconomisch hoogstens een 3-banige weg noodig worden, n.l. bij een gemengd verkeer van 10 voertuigen per uur van elke soort (overeenkomende met ca. 200 ton/dag motorverkeer en 100 ton/dag karrenverkeer). Nu is het van belang te weten of het wegeconomisch moment (n.l. met het oog op de jaarlijkse weggkosten), om van 3 banen met gemengd verkeer tot 4 banen met gescheiden verkeer over te gaan, wellicht (ongeveer) samenvalt met dit verkeerstechnisch moment; en in het ontkennend geval, of eventueel en op welke plaats ongeveer dat wegeconomisch moment tusschen de twee genoemde verkeerstechnische momenten voor 3 en 4 banen (met resp. 200 en 600 ton/dag motorverkeer, tevens resp. 100 en 300 ton/dag karrenverkeer) gelegen is.

In bijgaand staatje zijn de gemiddelde jaarlijksche kosten opgenomen van een 3-banigen weg voor gemengd verkeer en van een 4-banigen weg met gescheiden verkeer; en wel bij 3 intensiteiten van gemengd verkeer; de twee evengenoemde, zoomede een daartusschen gelegen intensiteit.

9) De verhouding van bruto- en nettogewicht is voor het personenverkeer veel hoger (ongunstiger) en sterk uiteenlopend. In deze verhandeling is voor het geheele motorverkeer in Indië deze verhouding op gemiddeld $3\frac{1}{2}$ geraamd. De opgegeven weggkosten per netto ton km zijn voor het totale motorverkeer met dit verhoudingsgetal bepaald.

10) Dit percentage is voor het personenverkeer ook veel hooger.

Dichtheden v/h gemengd verkeer in ton/dag				Jaarlijksche kosten in cts van							Verschil jaarlijksche kosten van 3- en 4-banig per str. m
				3-banigen weg voor gemengd verkeer; 7½ m verharding, waarvan 5 m gepaint		Weg met gescheiden verkeer voor motor- en karrenverkeer elk 2 banen; snelverkeerstrook gepaint 5 m, karrenstrook gepaint 5 m, karrenstrooken samen 4 m ongedekt macadam					
Motor-verkeer	Karren-verkeer	Totaal	Totaal × ⅔ ter beoordeeling 3-banigen weg	per m²	per str. m	Au. o strook		Karrenstrooken		Samen per str. m	
						per m²	per str. m	per m²	per str. m		
200	100	300	200	14	105	14	70	10	40	110	— 5
300	150	450	300	16	120	15	75	11	44	119	+ 1
600	300	900	600	20	150	17	85	15	60	145	+ 5

Uit de cijfers blijkt, dat het criterium voor gescheiden verkeer, naar de kosten van het wegdek alleen (dus ongeacht de kosten van grondverzet, onderbouw en onteigening, welke de verbreding met één karrenbaan meer vordert) nabij een dichtheid van 15 karren en 15 auto's per uur (± 300 ton/dag motorverkeer) gelegen moet zijn, doch dat de kostenverschillen procentsgewijze zóó gering zijn, dat de kosten van verbreding alleen beslissend zijn en dat het dus ook economisch geen praktisch verschil maakt of deze beslissing reeds genomen wordt bij een motorverkeersdichtheid van 200 ton/dag, het moment waarbij verkeerstechnisch tot 3 banen zou moeten worden overgegaan of later.

In de praktijk zal het wegbeheer dus, als het gemengd verkeer een 3-banigen weg eischt en mede tot asphalteering wordt besloten, wel moeten overwegen of het zich de aanlegkosten van twee banen voor karrenverkeer in plaats van slechts de wegverbreding met één derde baan, met behoud van gemengd verkeer, kan getroosten. In bebouwde kommen kan het verschil in kosten zeer groot zijn.

In werkelijkheid is het verkeer meestal nog veel sterker gemengd, zoodat de neiging sterk is om, als de kosten van wegverbreding niet al te groot zijn, toch de 3-banige phase over te slaan en ineens 4 banen, waarvan 2 geasphalteerd, aan te leggen.

Besluit men tot aanleg van een afzonderlijken karrenweg, dan moet men nagaan of het overige gemengd verkeer nog een (licht) verharde uitwijkstrook (± 1 m aan weerskanten) behoeft.

Invloed van loonen en materiaalprijzen op de keuze van het dek.

Dat de kosten van de individueele wegdekken in dit uitgestrekte eilandenrijk door de zeer uiteenlopende loonen en materiaalprijzen van de bovenopgegeven gemiddelde kosten belangrijk kunnen afwijken, spreekt wel vanzelf. De genoemde economische grenzen voor de verschillende dekken zijn

dan ook alleen als richtinggevend op te vatten. Die invloed van locale condities op de kosten van aanleg en onderhoud is relatief grooter, naarmate de deconstructie eenvoudiger is, daar in primitieve dekken meer arbeidsloon (als zoodanig dan wel verkapt in plaatselijk in te koopen materialen en transporten) vertegenwoordigd is. Zoo wordt in de Buitengewesten (het gebied buiten Java en Madoera), waar normaliter de loonen veel hooger zijn, asphalteering gemiddeld reeds voordeel bij een lagere verkeersdichtheid dan op Java; in steden, gewoonlijk met hoogen levensstandaard, is oppervlakte-asphalteering eerder economisch dan op buitenwegen; terwijl de sterke daling van loonen (ook de vermindering van het verkeer) door de malaise ten gevolge heeft gehad, dat asphalteering van vele wegen thans wegeconomisch minder urgent is geworden.

In den laatsten tijd is om degradatie van het macadamdek door snelverkeer enigszins tegen te gaan, overgegaan tot toepassing van cutback-asfalt als bindend palliatief, waarvan slechts 0,8 à 1,2 kg per m² nodig is. Daar er geen afdekkende huid is, moet de steenslag, ook bij lichtverkeer, van goede kwaliteit zijn. Voordeelen van „priming” zijn de eenvoud van de koude werkwijze en het voorkomen van zwetende plekken door plaatselijke overmaat van asfalt. Dit bezwaar is bij de warme asphaltatie, vooral van zwaardere dekken (asphaltmacadam), slechts afdoende te elimineeren door een gelijkmatige machinale asfaltdistributie. Deze wordt in Nederlandsch-Indië ook reeds onder omstandigheden met voordeel toegepast door de Maatschappij voor Machinale Asphaltatie en Wegenbouw (M. A. W. E. B.), die de asfalt onder een druk van 14 at op den weg perst.

Voorts zijn er op drukker bereiden wegen toepassingen van cutback impregnatie met extra paint, welke dekhuid dan vaak zóó dun wordt gemaakt, dat de kosten in totaal niet of weinig hooger worden dan een gewone oppervlakte-behandeling. Hierbij rijst echter de vraag of bij verkeer van eenige beteekenis een dikkere huid (met meer slijtdikte) zonder impregnatie op den duur niet economischer is dan een

dunnere met impregnatie van dezelfde aanlegkosten, en of priming onder een paint niet alleen gemotiveerd is te achten, wanneer de adhaesie van de huid aan de macadam beslist onvoldoende, dan wel met de beschikbare materialen niet de vereischte cohaesie in de macadam (bijv. bij kwarts, graniet, slechte klei en leem) te bereiken is. Met een uitspraak omtrent de waarde dezer constructies met cutback-asphalt zal meerdere ervaring moeten worden afgewacht.

Ook de kwaliteit van de verkrijgbare materialen en van de beschikbare arbeidskrachten kunnen plaatselijk zeer afwijken van de gemiddelden, waarop bovengenoemde economische normen zijn gebaseerd. Eerder is er reeds op gewezen, dat in streken, waar goed vulkanisch gesteente of grind niet dan tegen hoogen prijs te krijgen is, daarentegen geschikte ingrediënten voor zandklei goedkoop beschikbaar zijn, men een zandkleidek zelfs toepast bij verkeersdichtheden, welke voor dit primitieve dek niet meer normaal genoemd kunnen worden.

In steden en bewoonde centra zal men eer tot constructies overgaan, welke geoeffende werklieden en scherp, vakkundig toezicht vereischen, dan in afgelegen weinig bewoonde streken, waar niet of weinig geoeffende arbeid vaak reeds duur betaald moet worden.

Dekken in bebouwde kommen.

Afgezien van het encadrement van trottoirs en goten, bestaat er in Ned.-Indië, althans bij matige verkeersdichtheden, geen essentieel verschil in de constructies van stads- en landwegen. In bebouwde kommen gelden echter, behalve wegtechnische, nog andere criteria voor asphalteering dan op het land; de hygiëne en de rust der aanwonenden eischen dringend reductie van stofplaaig en verkeerslawaaï op den stadsweg. De meeste wegen in bebouwde kommen met verkeer van eenige beteekenis zijn tegenwoordig dan ook tenminste van een oppervlakte-asphalteering voorzien.

Bijzondere asphaltconstructies (asphaltbeton en sheet op binder) past men alleen toe bij zeer druk en zwaar verkeer, zooals reeds op enkele hoofdverkeersaderen in de groote steden, naar en op haven-emplacementen voorkomen. Buiten die centra heeft de toepassing van dergelijke asphaltconstructies groote bezwaren, vooral ten aanzien van het onderhouds- en herstellingswerk, dat met evenveel nauwgezetheid als de aanleg moet gebeuren en waarop de exploitatiekosten van verplaatsbare plants en andere hulpmiddelen zwaar drukken. Op buitenwegen met intensief verkeer, waar anders een asphaltbetonconstructie op haar plaats zou zijn, behelpt men zich vooralsnog met asphaltmacadam (penetratie), waaraan alsdan de uiterste zorg wordt besteed.

Tegen de koud verwerkbare Boetonald-sheet, het verschraald en fluxed natuurlijk Boetonasphalt, bestaat voor buitenwegen, ver van de plaats van fabricatie, het bezwaar van hooge transportkosten van het reeds met mineraal-aggregaat gemengde praeparaat. De toepassing hiervan is dan ook, ondanks de goede resultaten, nog beperkt tot de groote kustplaatsen, waar het Boetonald wordt gefabriceerd en afgeleverd.

Invloed van de bodemgesteldheid op de toepassing van dekken.

Ook de bodemgesteldheid loopt in de verschillende streken van Nederlandsch-Indië zeer uiteen. Haar invloed op de constructie van wegen is tweërlei, n.l. al naar gelang men den bodem onderscheidt naar physisch-geologische eigenschappen dan wel naar de topographie.

Ongeacht de met de geologische formatie wisselende kwaliteiten en prijzen van het voor dekvernieuwing en onderhoud beschikbare mineraal-aggregaat (steen en zand), welke factoren gedurende het geheele bestaan van een weg blijven gelden, spelen de physische eigenschappen van den bodem (korrelgrootte en structuur, colloïdale eigenschappen), wisselend van klei en leem tot zand, vooral gedurende de primitieve stadia van den weg met weinig of matig verkeer, een grooten rol.

Waar de bodem reeds een kwaliteit als van losse schrale teelaarde of zandgrond heeft, is de goede grondslag voor den bovenbouw van een weg reeds aanwezig. Ook de geschiktheid als rijvlak voor licht verkeer, welke men in niet te vochtigen toestand (hoogstens 8 à 10% vochtgehalte en resp. 4 à 2½ kg draagvermogen) van een goeden aarden weg hoogstens kan verwachten, is bij zulk een gesteldheid reeds na eenige compressie bereikt, mits de topographie en doorlatendheid van den bodem een voldoende dreinering mogelijk maken ¹¹⁾.

Waar de bodem te kleiachtig is, is toevoeging (en menging) van zand; waar de bodem te zanderig is, van een weinig klei noodig, teneinde dezelfde natuurlijke zandklei (topsoil) kwaliteit (gemiddeld 20 à 25% klei) te krijgen; een puddle, welke de voor een dek gunstige eigenschappen van zand en klei (n.l. resp. vastheid en binding) vereenigt en voldoende dicht is zonder de hinderlijke eigenschappen van klei om bij variatie van vochtgehalte te zwellen dan wel te krimpen en te scheuren.

In de zandhoudende tufgebieden op Sumatra treft men tal van weggedeelten aan, waar toch nog toevoeging van zand (onderhoud als zandweg) ter verschraling noodig is gebleken.

Is een goede drainage voor iederen weg van primaire beteekenis, bij een zandkleiweg staat of valt de bruikbaarheid met de drainage; vandaar diepe slooten. Te groote droogte is echter evenmin gewenscht wegens de grootere slijtage en stofvorming. De grootere gevoeligheid voor vocht blijkt ook uit den eisch van grooter zandpercentage in ingravingen, in vlakke en lage streken, daarentegen grooter klei-

11) Aan den eisch van porositeit ten behoeve van den waterafvoer voldoen (behoudens gevallen van ongunstige B-horizont, subsoil, hardpan) vrijwel alle vulkanische dekken zoowel de kwartsarme tertiaire als de kwartsrijke oudere (tufmantels), voorts de zand- en grindafzettingen ook in lagere streken, mits afkomstig van basische gesteenten. Het ongunstigst zijn de dichte colloïdale sedimenten in de laagvlakten, vooral verweeringsproducten van zure gesteenten, bijv. op de moerassige oostelijke kusten van Sumatra. In dergelijke lage streken is een hooge ligging van den aarden baan (wegdam event. met kruin van zandgrond) noodzakelijk. Slecht draineerbare en sterk scheurende, schuivende gronden treft men aan in vele kalkmergelformaties (globigerinen) op Java.

percentage op hellingen of rugtracé's en wegdammen.

Als onderbouw voor macadamwegen is hooger zandgehalte te prefereren. Een overgangslaag van grindzand tusschen de steenverharding en het zandkleibed bevordert de sterkte van den weg.

Behalve grindzand als overgangslaag, dan wel als primitief dek, wordt in Indië op minder belangrijke wegen ook veel gebruik gemaakt van zgn. tjadas, padas of wadas (een verzamelnaam voor minder vaste gesteenten, onafhankelijk van de genese), ook als bindmiddel op steenslagwegen toegepast; in tufgebieden zijn verhardingen in gebruik van tufsteen van verschillende vastheid; voor hetzelfde doel worden mergels, coralitische kalksteen, enz. gebruikt.

Vermelding verdient ook nog een in granietische streken in de Buitengewesten als primitief dek veel toegepast lateriet (aluinaardehydraat, ijzeroxydehydraat met kwarts en ijzerconcreties), op Sumatra poeroe, op Banka en Billiton loko genoemd. Dergelijke dekken bewijzen nog goede diensten op verschillende wegen met licht verkeer. Het groote bezwaar van deze en al de tevoren genoemde primitieve verhardingen is de groote stofontwikkeling in den drogen tijd, vooral op de met zachte steensoorten verharde; een weinig vochtig zijn ze het doelmatigst.

Om aan het stofbezwaar tegemoet te komen, is sedert korten tijd tot betere verharding met graniet en asphalteering van enkele dezer wegen overgegaan en v.z. ze wegens onvoldoende sterkte nog niet voor asphalteering in aanmerking komen, of waar steen ontbreekt, zijn proeven met cutback-asphalt en road-oil, „mixed in place” genomen, welke nog worden voortgezet.

Een typisch voorbeeld van zwaar verkeer op primitieve wegen leveren de wegen van de Nederlandsch-Indische Aardolie Maatschappij (N. I. A. M.) in Djambi en Palembang op Sumatra, waar langen tijd de natuurlijke bodem, slechts op enkele plaatsen spaarzaam voorzien van grindzand, als rijvlak heeft gediend voor de zware transporten van het petroleumbedrijf met motortractoren en opleggers. De rupsbanden stellen door hun gunstige drukverdeling lage eischen aan het draagvermogen van den weg, terwijl richels of messen steeds voor voldoende adhaesie zorgen. Hoe ongunstiger de toestand van het wegdek, hoe lager de daarop uitgeoefende belasting per cm^2 is. Dit tractorverkeer heeft destijds in de consolidatie van de wegen een belangrijk aandeel gehad. Thans zijn de hoofdwegen eenigszins verhard en doen daar de met geringe snelheid rijdende tractoren met hun rupsbanden, althans ontdaan van messen, wegens den vasten stand zelfs minder schade aan het dek dan het snelle motorverkeer.

De schrede volgende op de zand-, zandklei- en grindzanddekken is het macadamdek, hetzij van grind, hetzij van steenslag. De gevolgde onderhoudsmethoden zijn reeds onder het hoofd „Het wegdek en zijn relatie tot aard en mate van het verkeer” beschreven.

Een veel toegepast middel om degradatie van het effene macadamrijvlak door snelverkeer te voorkomen, is het onderhoud volgens de zgn. „korstmethode”, welke al naar de geschiktheid van het beschik-

bare materiaal met verschillend succes is toegepast. Deze voorziening bestaat in een afdekking van het steenslagdek met bovengenoemde poeroe dan wel met fijn materiaal, afkomstig van gesteenten (als andesiet, augiet, basalten, gabbro's e.d.), welke mineralen met bindende eigenschappen (plagioklaas, picroxeen, amphibool, enz.) bevatten; met water wordt een beschermende korst of huid gevormd, welke bij niet te druk verkeer besparing op onderhoudsmateriaal geeft.

In al de gevallen, waar het steenslagmateriaal van macadamdekken weinig bindende eigenschappen heeft, zooals de kwarts- en orthoklaashoudende granieten, en waar met de voorhanden klei evenmin voldoende binding is te bereiken, wordt thans van impregnatie met cutback-asphalt uitkomst verwacht. Deze experimenten zijn echter nog van te jongen datum om over de resultaten te oordeelen.

Op enkele wegen (Bali) is wegens slecht bindend macadam met succes een magere penetratie toegepast. Deze toepassing had daar gedeeltelijk ook een ander doel, n.l. wegens de hellingen, welke de topographie daar onvermijdelijk maakt. Op hellingen steiler dan 1:15 pleegde men ook reeds elders ten behoeve van meerdere adhaesie der banden inplaats van oppervlakte-asphalteering penetratie, in den laatsten tijd ook met cutback geïmpregneerde macadam, toe te passen, waarbij de steenslagkoppen bloot blijven en het rijvlak een ruw oppervlak verleen. Priming alleen schijnt echter op hellingen en in alle andere gevallen, waarbij horizontale krachten van beteekenis optreden, minder te voldoen dan asphalt-macadam.

Waar de topographie een bochtig alignement voorschrijft, tracht men het wegverkeer en onderhoud tegemoet te komen door verflauwing van de bogen, waar eenigszins mogelijk, en vooral door de normaliseering van bestaande wegen en het traceeren van nieuwe wegen zooveel mogelijk volgens de principes van „geleidelijke verandering van rijsnelheid” te leiden. Voorts is het streven, om door verkanting van het rijvlak, (voor zooveel geoorloofd) de daarop werkende centrifugaalkrachten eenigszins te matigen, hier te lande reeds algemeen.

Het spreekt vanzelf, dat de kwaliteitseischen van steenslag en gruis (breukvast, taai, slijtvast, weervast) en zand (hard, weervast, scherp) ook voor asphalt-macadam en asphaltconstructies van hooger kwaliteit van groot gewicht zijn; de hydro-cohaesie is een factor, welke voor slijtlagen onder een dunne asphalthuid van beteekenis kan zijn.

Invloed van het klimaat.

In Nederlandsch-Indië is, in tegenstelling met vele landen in gematigde luchtstreken, voor wegen met niet te groote verkeersintensiteit oppervlakte-asphalteering de meest economische afdekking gebleken, mits de huiddikte, samenstelling en werkwijzen aangepast worden aan het verkeer en de klimatologische verhoudingen. Voor dat succes is naar het voorkomt geen andere reden op te geven dan het ontbreken van de schadelijke vorstwerking in koudere streken. Behalve oppersing van het dunne dek, kan

vorst ook belemmeringen in de afwatering van den aarden baan veroorzaken, welke voor een wegdek noodlottig kunnen zijn.

Van grooten invloed op de toegepaste werkwijzen is de regenval in dit moessongebied. Niet alleen de jaarlijksche hoeveelheid, doch ook de verdeeling van den regenval over het jaar (het aantal regendagen) loopt zeer uiteen. In de laagvlakten en op de door bergketens ingesloten hoogvlakten is de tegenstelling van drogen en natten moesson meestal grooter, de jaarlijksche regenval lager (ca. 2 à 3 m per jaar) dan in de overgangen naar de gebergten (Buitenzorg $4\frac{1}{2}$ m per jaar). Sumatra heeft de voor aequatoriale streken typische dubbele droge tijden. Terwijl de westelijke kusten van Sumatra en Borneo nabij den equator bijna het geheele jaar door regen hebben, staan de noordelijke en oostelijke kusten meest in de regenschaduw. Terwijl het oostelijk deel van den Archipel (bijv. de kleine Soenda-Eilanden) onder den invloed van Australië een lange droogte-periode en een korten regentijd vertoonen, hebben Borneo en Sumatra met gemiddelen van 3 à 4 m per jaar niet die Australische droogte en komen in het Westen bergstreken voor met 5 tot 7 m neerslag per jaar.

Bij asphalteering volgens warme procédé's, waarvoor een droog wegoppervlak vereischt is, moet (en kan meestal wel) met den tijd van het jaar rekening gehouden worden, doch het doorlopend klein onderhoudswerk met warme asphalt ondervindt in sommige gewesten en bergstreken met een groot aantal regendagen overwegende bezwaren. De introductie hier te lande van minder klimaatgevoelige praeparaten, zooals emulsies en (in den laatsten tijd) asphaltoliën of cutback-asphalt was voor die regenrijke streken een uitkomst. Doch ook voor gebieden met gunstiger klimaatomstandigheden zijn de verwachtingen omtrent de vele mogelijkheden, welke asphaltoliën in hun talloze variaties (met betrekking tot viscositeit van asphalt en vluchtigheid van olie) voor oppervlaktebehandeling van macadam en bestaande asphaltwegen bieden, hoog gespannen. Daar komt nog bij de eenvoudige verwerking in kouden toestand, een belang, dat hier voor vele streken zwaar weegt. Toch is niet te verwachten, dat de warme verwerking, welke zoo uitstekende resultaten (ook) bij oppervlaktebehandeling heeft opgeleverd, in daarvoor gunstige omstandigheden zal worden verlaten.

Hier te lande zijn voor warme oppervlaktebehandeling in gebruik inheemsche en geïmporteerde petroleumasphalt en sedert eenige jaren ook het boetonic (niet te verwarren met het reeds genoemde in sheets koud te verwerken boetonald). Het boetonic is een fluxed natuurlijk asphalt met $\pm 50\%$ globigerinenfiller, waaraan wat petroleumasphalt is toegevoegd.

Met het oog op de hooge luchttemperatuur (in de schaduw gemiddeld 80° F.) wordt hier voor de asphalten een lager penetratiecijfer dan in koudere landen geëischt; voor de bergstreken vaak iets hoger.

Bij deskundige verwerking kunnen de verkregen resultaten met boetonic en petroleumasphalt vrijwel gelijkwaardig geacht worden. Het boetonic heeft echter tegenover petroleumasphalt het nadeel van meer zorg te vragen bij *dunne* oppervlaktebehandeling,

zooals in Nederlandsch-Indië uit zuinigheid veel wordt toegepast. Het boetonic-kooksel moet n.l. wegens den filler steeds in beroering gehouden worden, terwijl om dun te werken het snel uitgegoten en uitgestreken moet worden wegens sterker verstarren bij temperatuurdaling tijdens het vervoer of door aanraking met het koelere wegdek dan petroleumasphalt.

Deze eigenschap van boetonic doet het thans voor onderhoudswerk nog achter staan bij petroleumasphalt, vooral in de koelere bergstreken.

In de gevallen, waar men wegens grooter verkeersdichtheid een dikkere asphalthuid wenscht, is de temperatuurgevoeligheid van het Boeton-asphalt van gewicht. In zeer regenrijke streken is het boetonic ook eenigszins in het nadeel bij petroleumasphalt. Genoemde bezwaren van boetonic, uitsluitend de verwerking betreffende, zijn echter waarschijnlijk wel voor verbetering vatbaar.

De ervaring met emulsies in Nederlandsch-Indië heeft geleerd, dat deze behandeling gemiddeld ten achter staat bij de warme paint en ook kostbaarder is, omdat in den regel spoedig een tweede behandeling op de eerste moet volgen. In regenrijke streken en in onderhoudswerk hebben de emulsies echter haar goede diensten wel bewezen.

De praktijk hier te lande heeft geleerd, dat de levensduur van een oppervlakte-asphalteering gemiddeld op 8 jaar, hoogstens op 10 jaar, mag worden gesteld en tot een verkeersdichtheid van ca. 2000 ton per dag een economische afdekking kan vormen. Herbehandeling van deze eenvoudige asphaltdekken vindt weinig toepassing; men geeft hier meestal de voorkeur aan voortgezette plaatselijke herstellingen tot het rijvlak door deze of andere oorzaken te oneffen is geworden om dan tot algeheele dekvernieuwing over te gaan, uiteraard na aanvulling van het noodige cumulatie-materiaal.

Vroeger is er reeds op gewezen, dat het succes van een (asphalt)-dek niet alleen van de sterkte van den bovenbouw, doch ook en in hooge mate afhangt van de stabiliteit van den onderbouw. In het bijzonder, wanneer de granulaire samenstelling van den ondergrond ongunstig is, moet door goede drainage getracht worden om den grondwaterspiegel te verlagen en de draagkwaliteit is verhoogd.

Doch ook, indien het fundament bij inundatie niet te wenschen laat, moet het asphaltdek liefst minstens 30 cm boven het hoogste water, dat langen tijd of dagelijks kan voorkomen (het hoogste phreatisch niveau in den aarden baan), gelegen zijn.

Aan het eind van het volgende hoofdstuk zullen nog eenige algemeene opmerkingen omtrent asphaltdekken worden gemaakt.

Conclusies, v. z. van algemeene geldigheid.

Tot slot mogen ten aanzien van de ondervinding, hier te lande opgedaan met wegen en dekken, de volgende algemeene conclusies worden gegeven.

1. Een afdoende consolidatie van den ondergrond, in het eerste stadium van wegbouw, tot een minimum draagvermogen van ± 2 à $3\frac{1}{2}$ kg/cm² (kwaliteit van goed gedraineerde en gecompriëerde gewone zandgronden en zandkleidekken) is wegens de toe-

komstige besparingen op cumulatiemateriaal in verband met verzwaring van het verkeer, alsmede met het oog op anders in verderen toekomst ten behoeve van kwaliteitsdekken voor intensief en zwaar verkeer onvermijdelijke fundamenteele verbeteringen, altijd gewettigd; zelfs al zou het verkeer in den eersten tijd met een bescheiden macadamverharding op minder hechten onderbouw reeds geholpen zijn. Het fundament blijft gedurende het geheele bestaan van den weg voor de economie van dekken van eminent belang.

2. Behalve in uitzonderingsgevallen, waar de kosten van steen zeer hoog zijn, en uiteraard vooropgesteld, dat de bodem reeds voldoende geconsolideerd is, maakt het bij een langzame ontwikkeling van het verkeer economisch weinig verschil uit, wanneer in plaats van een gradueelen aanleg van den bovenbouw de „blijvende” verhardingsdikte dadelijk op een minimum van 10 à 15 cm (op gelijkmatig soliedien grondslag) wordt gebracht.

3. Het gebruik van vlij- of onderlagen van groote (doch hoekige) steenen in het weglichaam, in plaats van grof steenslag, dan wel grind op grindzand, is alleen gemotiveerd, indien wegens de lagere kosten van grooten steen belangrijke besparing op aanlegkosten wordt bereikt. Wegtechnisch echter, n.l. ter verkrijging van meer draagkracht en dynamischen weerstand, heeft een vlij- of onderlaag minder effect dan geleidelijk in lagen opgebouwde, met geschikte bindmiddelen goed gecompriëerde en gebonden steenslag of grind.

4. Het blijvende materiaal van een zandkleiweg kan in een verder gevorderd stadium van opbouw van een weg alleen in zooverre als wegopbouwend materiaal worden beschouwd, als noodig voor de consolidatie van een onvoldoende draagkrachtigen bodem tot een zandkleikwaliteit als grondslag voor den bovenbouw.

5. Op een goeden bouwgrond van zandkleikwaliteit ($2 \text{ à } 3\frac{1}{2} \text{ kg/cm}^2$) is voor een mobiele asbelasting met luchtbanden tot 2 ton minstens 12 cm dikte aan steenverharding (niet-stijve constructie) voldoende veilig te achten. Voor elken ton meer asbelasting moet deze dikte met minstens 3 cm worden vermeerderd om van voldoende veilige sterkte van den weg verzekerd te blijven.

6. Een met mate vervroegde asphalteering van een macadamweg tot vóór het moment, dat dit — alleen in verband met de verkeersdichtheid — voordelig wordt, is (afgezien van verkeers- en beheersvoordeelen) ook wegtechnisch volkomen te verdedigen op grond van het groote belang verbonden aan een spoedige fixeering van de door accumulatie bereikte wegsterte.

Tot zulk een afdekking met asphalt ware echter alleen over te gaan, wanneer de weg voldoende vrij van hoogwater ligt en alle eventueele twijfel omtrent de stabiliteit van den weg door verzwaring van den bovenbouw en eventueel door drainage van den onderbouw is weggenomen.

7. In tropische landen, waar geen vorstwerking is te vreezen, is een met gepaste zorg en op voldoende geëffende en gecompriëerde macadam aan-

gebrachte oppervlakte-behandeling (met asphalt) voor niet-intensief verkeer de meest economische afdekking.

8. Voor streken, waar het zóó veel en zóó vaak regent, dat de asphalteering en het onderhoud van asphaltwegen volgens warme procédés groote bezwaren ondervindt, zijn asphalt-emulsies en vooral cutback-asphalt praeparaten zeer doelmatig. Mede voor streken, waar geen ervaren personeel beschikbaar of te houden is, biedt de eenvoudige verwerking van deze emulsies en asphaltoliën belangrijke voordeelen.

9. Anders dan bij eenvoudige wegdekken, bestaat voor wegen met groote verkeersintensiteiten, n.l. zulke, waarbij oppervlakte-behandeling niet meer voordelig zou zijn, de tendens om de vervanging van het (kwaliteits-)dek voor één van hooger kwaliteit in niet onbelangrijke mate uit te stellen, omdat de kosten van instandhouding van dergelijke dekken relatief weinig verschillen, terwijl de aanlegkosten van elk kwaliteitsdek hoog zijn.

10. Voor dunne asphalthuiden, zooals bij licht en niet druk verkeer zuinigheidshalve wel toegepast, is van essentieel belang goede aanhechting op het macadamdek, zoo noodig te bevorderen door voorafgaande priming; groote ductiliteit; fijner en hard afdek materiaal (scherp, onverweerd zand of fijn split met steengruis). Bovendien is het succes van dunne asphalthuiden in hooge mate afhankelijk van de stabiliteit van den onderliggenden macadam en bodem. Het macadam-oppervlak moet eerst regelmatig geprofileerd en niet te ruw zijn.

11. Een dikke asphalthuid, voor druk verkeer meer economisch, is minder afhankelijk van de kwaliteit van den onderbouw; het macadam oppervlak mag, mits regelmatig geprofileerd, ruw zijn; de asphalt moet in gematigd percentage en gelijkmatig verdeeld worden opgebracht; het split zij grof, doch van niet te hard, doch taai gesteente. Het afdek materiaal moet niet of weinig harder zijn dan de macadam, indien dit niet gepenetreerd is.

12. De factoren, welke de houdbaarheid van kwaliteitsdekken voor groote verkeersdichtheid en zwaar verkeer beïnvloeden, zijn geheel gelijkvormig met de voor het eenvoudigste asphaltdek genoemde. Een (zuinigheidshalve) dunne sheet op binder is riskanter dan een dicht grof asphaltbeton van gelijke kosten, omdat het dunne asphaltmorteldek gevoeliger is voor funderingsfouten en het daarbij zeer aan komt op adhaesie (bij alle warme constructies zeer vocht- en stofgevoelig) aan den bindercourse, die de sheet met den wegbasis verbinden moet tot een grootere weerstandsmassa tegen de verkeerskrachten. Anders ontstaat door de dynamische stooten en trillingen op het grensvlak vergruizing van materiaal. Voor asphaltbeton van grooter dikte is breukvastheid en taaiheid van het aggregaat belangrijker dan hardheid, voorts een laag penetratiegetal van de asphalt gewenscht; het asphaltgehalte is wegens minder holle ruimte lager dan bij sheets. Extra afdekking van dicht asphaltbeton met een slijtlaag of sealcoat is bij gebruik van mineraal-aggregaat van voldoende en gelijkmatige vastheid overbodig en, wegens gladheid bij nat weer, na te laten.