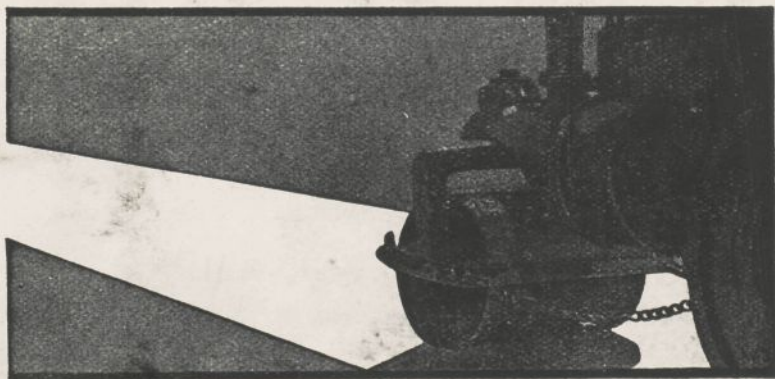


PUBLICATIE

VAN DE

NEDERLANDSCH - INDISCHE WEGENVEREENIGING

CENTRAAL PROEFSTATION EN STUDIE-
BUREAU OP WEGENGEBIED.



8^{ste} INTERNATIONALE WEGENCONGRES No. 4

I^e en II^e Secties gecombineerd
Prac advies over Vraag 6:

Onderzoek naar den grondslag van wegen.

**A. Vaststelling der eigenschappen van den ondergrond
(beproevingsmethoden en meettoestellen).**

(Met mededeelingen over een theoretisch en practisch onderzoek omtrent de fundeering van een weg te Bandjarmasin — Borneo, Ned. Oost-Indië).

**B. Invloed dezer eigenschappen op de constructie der
wegen (weglichaam en verharding) en hun onderhoud.**

uitgebracht door :

A Ir. J. J. I. Sprenger
Hoogleeraar aan de
TECHNISCHE HOOGESCHOOL
te Bandoeng.

en

B Ir. P. L. E. Happé
Oud-Hoofdingenieur van den
Provinciaal Waterstaat van
MIDDEN-JAVA te Bandoeng.



THE UNIVERSITY OF CHICAGO PRESS

CHICAGO, ILLINOIS

1911

THE UNIVERSITY OF CHICAGO PRESS

CHICAGO, ILLINOIS

THEORETISCH EN PRAKTISCH
ONDERZOEK OMTRENT DE
FUNDEERING VAN EEN WEG

TE

BANDJARMASIN

(BORNEO, NED. OOST-INDIË)

DOOR

Ir. J. J. I. SPRENGER

Hoogleeraar aan de TECHNISCHE HOOGESCHOOL

te

BANDOENG.

Voorwoord.

De hierachter volgende verhandeling werd ingediend voor het VIII-ste Internationale Wegencongres, te houden in Juni 1938 te 's Gravenhage.

Ten gerieve van onzen lezerskring werd de stof, welke in verband met de beschikbare plaatsruimte zeer moest worden ineengedrongen, voor deze publicatie hier en daar wat uitgebreid, alsmede door enkele aanvullende foto's toegelicht.

S.

**THEORETISCH EN PRAKTISCH ONDERZOEK
OMTRENT DE FUNDEERING VAN EEN WEG
TE BANDJARMASIN.**

(BORNEO, NED. OOST-INDIË)

Wanneer wij willen nagaan, welke eigenschappen van den ondergrond zijne bruikbaarheid als wegfundeering bepalen, behoort onderscheid te worden gemaakt tusschen twee specifieke mogelijkheden van vormverandering als gevolg van de belasting:

1) die, veroorzaakt door *samendrukking*, en

2) die, ten gevolge van *afschuiving* (c.q. plastische deformatie). Het karakteristieke verschil tusschen deze beide mogelijke vormveranderingen bestaat hierin, dat in het eerste geval het volume van een elementair kubusje kleiner wordt, en dus het poriëncijfer afneemt, terwijl bij de tweede genoemde vormverandering zich één of meer glijdvakken vormen, zonder dat daarbij de inhoud van een volume-elementje gewijzigd wordt.

In de praktijk zullen beide wijzen van deformatie vaak gelijktijdig optreden.

Vormverandering door samendrukking (comprimeeren van kleilagen) treedt in het algemeen daar op, waar de grond niet gemakkelijk zijdelings kan uitwijken, dus onder het midden der ophooging.

Vormverandering door zijdelingsche afschuiving is in het algemeen te verwachten, indien de ondergrond van slechte hoedanigheid is (slappe klei), en het gewicht der ophooging groot. Wordt de weerstand tegen afschuiving van den bodem in hoofdzaak geleverd door inwendige wrijving, dan zal het gekromde glijdvlak ondiep verlopen (door den teen van het talud); is deze daarentegen in de eerste plaats aan cohaesie toe te schrijven (sterk waterhoudende sedimentklei), zoo ligt het glijdvlak diep.

De schuif- (vloei) voorwaarde bij langzaam toenemende belasting luidt volgens Mohr:

$$\sigma_1 - \sigma_3 = \sin \varphi [2 C \cdot \cot \varphi + (\sigma_1 + \sigma_3)]$$

en bij plotseling opbrengen der last:

$$\sigma_1 - \sigma_3 = 2 C$$

in welke formule voorstellen:

σ_1 = grootste hoofdspinning

σ_3 = kleinste „

φ = inwendige wrijvingshoek

C = cohaesie

In algemeenen zin zal plastische deformatie (een groot aantal glijdvlakken) optreden, indien tijdens de schuiving de wrijvingsweerstand toeneemt (er kan zich dan gemakkelijker een ander glijdvlak vormen), en breuk door één enkel glijdvlak, indien de wrijving afneemt. Aangezien bij klei φ praktisch constant blijft, hangt dit uitsluitend van het gedrag der cohaesie af,

De cohaesie is op te vatten als de som van:

- a) *echte cohaesie*, ontstaan door vroegere belasting tijdens geologische processen (komt bij sedimentskleien niet voor);
- b) *schijnbare cohaesie*, veroorzaakt door oppervlakte spanning van het poriënwater, en
- c) *haakweerstand*, toe te schrijven aan de aanwezigheid van vaste deeltjes in de klei.

Hiervan nemen a) en c) tijdens de glijding af.

Welk geval zich in de praktijk zal voordoen, is in het laboratorium na te gaan, door op ongeroerde monsters een heen- en teruggaande schuifproef te verrichten.

Blijkens fig. III en IV van Bijlage I lag de wrijving bij de teruggaande schuifproef (met 2 aangeduid) steeds een weinig beneden de wrijving, bij de eerste schuifproef gemeten (met 1 aangegeven); bij deze grondsoort zal zich derhalve één enkel glijdvlak vormen.

De verschijnselen, welke wij bij bestudeering van deze twee soorten van vormverandering waarnemen, loopen sterk uiteen, naar gelang de grondsoort een korrelige structuur vertoont (zand), dan wel kleiachtige eigenschappen bezit. De oorzaak van dit verschil in gedrag vindt zijne verklaring zoowel in de afmetingen der kleinste deeltjes, als in hun uitwendigen vorm.

Terzaghi toonde aan, dat de plasticiteit van klei kan worden verklaard uit den platten vorm (geldstukachtig) dezer elementaire deeltjes, terwijl deze bij zand meer den bolvorm benaderen.

Ten einde nu in het laboratorium de bruikbaarheid van een gegeven grondsoort als wegfundeering te kunnen onderzoeken, komen twee verschillende beproevingsmethoden in aanmerking:

- a/ door vorm en grootte der elementaire deeltjes te meten, en
- b/ door de physische materiaaleigenschappen in cijfers vast te leggen.

Wat de zandachtige bestanddeelen betreft (korreldiameter $\geq 20 \mu$), kan een gedroogd grondmonster voorzichtig worden fijn-gemaakt, en vervolgens worden gezeefd door een stel zeven van bekende maaswijdten (*zeefanalyse*). Na weging der afzonderlijke zeeffracties kan dan eene kromme worden geteekend, welke het verband aangeeft tusschen het totale percentage, dat een bepaalde zeef passeert, en de maaswijdte dier zeef, waardoor de keuze van het stel zeven wordt uitgeschakeld. Aangezien de kleinste korrels voor de eigenschappen van den grond in den regel belangrijker zijn dan de grootere, verdient het aanbeveling, de maaswijdten op eene logaritmische schaal uit te zetten.

De kleinere deeltjes (diameter $< 20 \mu$) kunnen niet op deze zelfde wijze worden behandeld; voor hunne scheiding zal de *slibanalyse* dienen te worden toegepast. Deze berust op het beginsel dat de diameter van een zeker deeltje wordt berekend uit den waargenomen valtijd van dat deeltje door een kolom water van bekende hoogte. Langs theoretischen weg kunnen wij den valtijd van een klein bolvormig lichaam van gegeven middellijn berekenen; een

gronddeeltje, dat denzelfden valtijd heeft, wordt dan beschouwd als een equivalent bolletje van gelijken diameter.

Of deze gelijkstelling al dan niet toelaatbaar is, is in sterken mate afhankelijk van het verschijnsel, waarmede wij in de natuur te maken krijgen. Voor vraagstukken, verband houdende met slibafzetting, aanzanding, e.d. komt deze vereenvoudiging aanneemelijk voor. Evenwel zijn hieraan groote bezwaren verbonden, zoodra wij met doorlaatbaarheids-problemen te maken krijgen, en deze zijn het juist, welke de zettingsverschijnselen van den bodem beheerschen.

Terzaghi bepaalde de coëfficiënt k van de Wet van Darcy (stroomsnelheid bij verhang = 1) en vond:

voor zand: $k = (100 - 174) d^2 \text{ cm/sec}$

voor klei: $k = 1,90 d^2 \text{ cm/sec}$

in welke formules d voorstelt de werkzame korreldiameter in cm. De groote invloed van den sterk afgeplatten vorm der kleideeltjes komt hier wel zeer duidelijk tot uitdrukking. Indien men een blad papier en een knikkertje van hetzelfde gewicht door de lucht laat vallen, zullen de valtijden stellig niet gelijk zijn, en toch gaat de slibanalyse ervan uit, dat zulks bij veel kleinere afmetingen, waardoor de verschillen nog sterker worden geaccentueerd, wel het geval zou zijn!

Deze beschouwingen toonen duidelijk aan, dat de slibanalyse niet mag worden toegepast als methode van onderzoek ter beoordeeling van de bruikbaarheid van een gegeven grondsoort als wegfundeering!

Bovendien loopt men daarbij de kans, fouten te maken bij het fijn maken der monsters, alsmede met de z.g. „voorbereiding”, d.w.z. maatregelen ter voorkoming van uitvloking.

Eene snelle en eenvoudige methode om de physische eigenschappen van klei te beschrijven bestaat in de bepaling der

z.g. „Atterbergsche” consistentie-cijfers (oorspronkelijk bedoeld voor landbouwkundige toepassingen); de methode werd voor de eerste maal gepubliceerd in „Internationale Mitteilungen für Bodenkunde” 1911.

Voor ons doel zijn van speciaal belang:

de „uitrolgrens” (onderste plasticiteitsgrens)

de „kleefgrens” (bewerkbaarheidsgrens van den grond voor den landbouw).

de „vloeigrens” (bovenste plasticiteitsgrens).

Ten einde deze materiaalconstanten te meten, wordt een gedroogd grondmonster voorzichtig fijngewreven, en gemengd hetzij met toenemende, (kleefgrens en vloeigrens) dan wel met afnemende (uitrolgrens) hoeveelheden water, totdat een mengsel van duidelijk omschreven plastische hoedanigheid wordt verkregen. Vervolgens wordt de daarvoor benoodigde waterhoeveelheid bepaald door weging vóór en na drogen, uitgedrukt in percentages van het gewicht der droge stof.

De zuivere physische beteekenis van deze grenzen is nog niet bekend. Wel weten wij, dat de vloeigrens een zoodanige menging beschrijft, dat daarbij alle poriën volledig met water gevuld zijn, terwijl de grondkorrels elkaar juist nog even raken, terwijl de kleefgrens betrekking heeft op z.g. „schijnbare cohaesie”, welke veroorzaakt wordt door oppervlakte-spanning van water, dat de poriën niet volkomen vult.

Indien een of andere bodemsoort dusdanig is samengesteld, dat daarin een groot percentage fijn materiaal voorkomt, zullen de Atterbergsche cijfers in het algemeen hooger liggen dan voor een grover mengsel, en, omdat in het algemeene de fijnste fracties een grooteren invloed op de physische eigenschappen uitoefenen dan de grovere, geven de Atterbergsche cijfers een zekere empirische aanwijzing omtrent deze eigenschappen.

Uitgaande van zeer vele onderzoekingen, gaf T e r z a g h i eene bepaalde betrekking tusschen het plasticiteitscijfer (verschil tusschen vloeigrens en uitrolgrens) en den hoek van inwendigen

wrijving (fig. II Bijlage I). Van Es wees er op, dat een grondsoort, welke een negatief surplus bezit (het surplus wordt gevonden, door den kleefgrens van den vloeigrens af te trekken), gevaarlijk is voor ophoogingen en stuwdammen met betrekking tot de kans op grondschiuvingen; dit volgt uit het ervaringsfeit, dat de inwendige wrijvingshoek afneemt, naarmate het negatieve surplus groter wordt.

In het Laboratorium voor Grondmechanica der Technische Hoogeschool te Bandoeng werd het navolgende verband vastgesteld tusschen het plasticiteitscijfer (c.q. negatief surplus) en den hoek van inwendigen wrijving φ voor slappe sediment-kleigronden:

Inwendige Wrijvingshoek	$\varphi = 10^\circ$	$\varphi = 15^\circ$	$\varphi = 20^\circ$
Plasticiteitscijfer (Vl — U) . . .	65 — 95	45 — 75	25 — 50
Negatief surplus (Vl — Kl) . . .	35 — 60	15 — 45	0 — 25
Gemiddelde	65	45	25

Uit deze tabel zou de empirische betrekking volgen:

$$210 - (2. \text{Vl} - \text{Kl} - \text{U}) = 8. \varphi,$$

hetgeen de veronderstelling van van Es schijnt te bevestigen.

Dergelijke empirische formules behooren natuurlijk met groote voorzichtigheid te worden toegepast. Door hunne uitkomst met die van schuifproeven op ongeroerde monsters te vergelijken kunnen zij echter aantoonen, of in de klei echte cohaesie en haakweerstand aanwezig zijn, in welk geval tusschen beide cijfer-series groote verschillen zullen optreden.

De inwendige wrijvingshoek φ en de cohaesie C kunnen zeer veel nauwkeuriger worden gemeten met bepaalde apparaten, dan uit de Atterbergsche cijfers afgeleid. Het hooger genoemde labo-

ratorium beschikt over twee verschillende meettoestellen tot dit doeleinde :

In het *schuiftoestel* wordt een grondmonster van bekende horizontale doorsnede afgeschoven bij wisselende verticale belastingen, en de daarvoor benodigde schuifkracht gemeten ; dit is mogelijk zoowel met ongestoorde als met gestoorde grondmonsters. Het bleek zeer nuttig te zijn, deze schuifkracht nogmaals te bepalen nadat eene eerste glijding had plaats gehad (terugschuiven). De verkregen resultaten worden in een grafiek uitgezet, waarbij de breukschuifspanning τ beschouwd wordt als eene functie van de normaalspanning σ . Het resultaat wordt bij kleigronden in den regel een rechte lijn, waaruit inwendige wrijvingshoek en cohaesie gemakkelijk kunnen worden afgeleid (zie fig. I Bijlage I).

Het *celapparaat* stelt ons in staat, deze zelfde constanten te bepalen langs een geheel anderen weg. In dit toestel worden verticale grondcilinders, aan boorgaten ontleend, tot breuk gebracht door toenemende verticale belastingen, terwijl zij zijdelings gesteund worden door wisselende waterdrukken. Voor elke breukproef wordt de spanningscirkel volgens Mohr geteekend ; de omhullende van al deze spanningscirkels geeft dan het verband tusschen normaalspanning en schuifspanning bij breuk. Het gedeelte van deze omhullende, dat voor ons van praktisch belang is, blijkt behoorlijke overeenstemming te vertoonen met de rechte lijn, met behulp van het schuiftoestel verkregen, zoolang het poriënwater niet onder spanning komt. Terzaghi heeft dit samenvallen op theoretische gronden bewezen (Transactions 1st Soil Mechanics Congres, Deel I p 54).

Het schuifapparaat is in de eerste plaats bestemd om grondmonsters te onderzoeken, nadat algeheele verticale consolidatie heeft plaats gevonden (z.g. „langzame proef”) b.v. teneinde de grenswaarde van het talud eener ingraving te onderzoeken. In tegenstelling hiermede leent het celapparaat zich beter om me-

tingen te verrichten onmiddellijk nadat de verticale belasting is opgebracht (z.g. „snelle proef”); eene toepassing hiervan is de berekening van het stabiele talud van een aarden baan of dam.

Wanneer de inwendige wrijvingshoek φ en de Cohaesie C bekend zijn, kan men in het dwarsprofiel der fundeering een bepaald glijdvlak teekenen (waarvoor in den regel of een cirkel, of een logaritmische spiraal wordt gekozen). Vervolgens becijfert men de grootte van het koppel, dat de glijding veroorzaakt (grondgewicht, wateroverdruk, bovenbelasting etc.), alsmede van dat, hetwelk de beweging remt (inwendige wrijving, cohaesie, passieve gronddruk etc.). De verhouding van deze beide koppels levert ons dan de veiligheidscoëfficiënt n tegen grondschuivingen bij het geteekende glijdvlak. Door een aantal dezer mogelijke glijdvlakken op deze wijze te onderzoeken, komt men tot het gevaarlijkste glijdvlak, waarvoor n minimum is. Afhankelijk van omstandigheden, zal n bij het gevaarlijkste glijdvlak ten minste 1,25 — 1,50 moeten bedragen.

De schatting der verticale zettingen van ingenieurs kunstwerken geschiedt op geheel andere wijze.

De theorie der spanningsverdeeling in den bodem stelt ons in staat, een globaal inzicht te verkrijgen van de spanningen, die in een bepaald punt van den ondergrond optreden als gevolg van de bovenbelasting (gewicht aarden baan + mobiele belasting); een en ander wordt becijferd voor een aantal punten op verschillende diepten van een loodlijn door het hart van den weg, en gesuperponeerd op de eigengewichtsspanningen, welke reeds aanwezig waren.

Vervolgens wordt in het laboratorium een grondmonster geplaatst in het druktoestel (z.g. „Oedometer”) en blootgesteld aan verschillende, toenemende, verticale belastingen, welke overeenkomen met de berekende drukken in het grondmassief, terwijl

de daarmede corresponderende samendrukkingen met groote nauwkeurigheid worden gemeten (tot op $1/100$ mm).

Door de gemeten plaatselijke samendrukkingen per lengte-eenheid te integreeren over de volle hoogte van den verticaal, wordt de te verwachten zakking van het damlichaam in den ondergrond gevonden. Deze methode is natuurlijk slechts bij benadering juist, maar toch voor de praktijk voldoende nauwkeurig, omdat de waarden der zettingen, welke mogen worden toegelaten, evenmin nauwkeurig bekend zijn. Naar onze meening zou voor een nieuwen weg in ophooging op slappen ondergrond ca. 50 cm zetting toelaatbaar geoordeeld kunnen worden, welk cijfer tot 10 cm zou moeten worden teruggebracht in de nabijheid van afzonderlijk gefundeerde kunstwerken, zooals bruggen, duikers, kruisingen met bestaande wegen etc.

Ook is het mogelijk, uit het verloop der tijdens den oedome-terproef waargenomen zettingen als functie van den tijd, het proces der zettingen in de natuur als tijdfunctie te schatten. Zulks berust op de wet, dat er tusschen de tijden der modelproeven (oedometer) en die in de natuur de betrekking bestaat, dat zij verlopen evenredig met het vierkant van de dikte der te consolideeren lagen (waarbij voor de berekening de laagdikte tot vaste stof herleid wordt gedacht).

Feitelijk nadert het zettingsproces asymptotisch tot een bepaalden eindtoestand, zoodat de duur van het proces met een oneindig langen tijd zou corresponderen. Voor de praktijk stellen wij ons ermede tevreden, 90% der eindzetting in beschouwing te nemen, welke in een eindigen tijd tot stand komt. Desondanks kan deze tijdsduur nog wel tientallen (soms honderdtallen) van jaren bedragen. Praktisch blijvende, heeft het geen zin, grootere zettingen in beschouwing te nemen, dan die, welke tijdens den levensduur van het kunstwerk (b.v. een menschenleeftijd) zullen optreden.

Ten slotte zullen eenige bijzonderheden worden medegedeeld betreffende een onderzoek, door het Bandoengsche Laboratorium

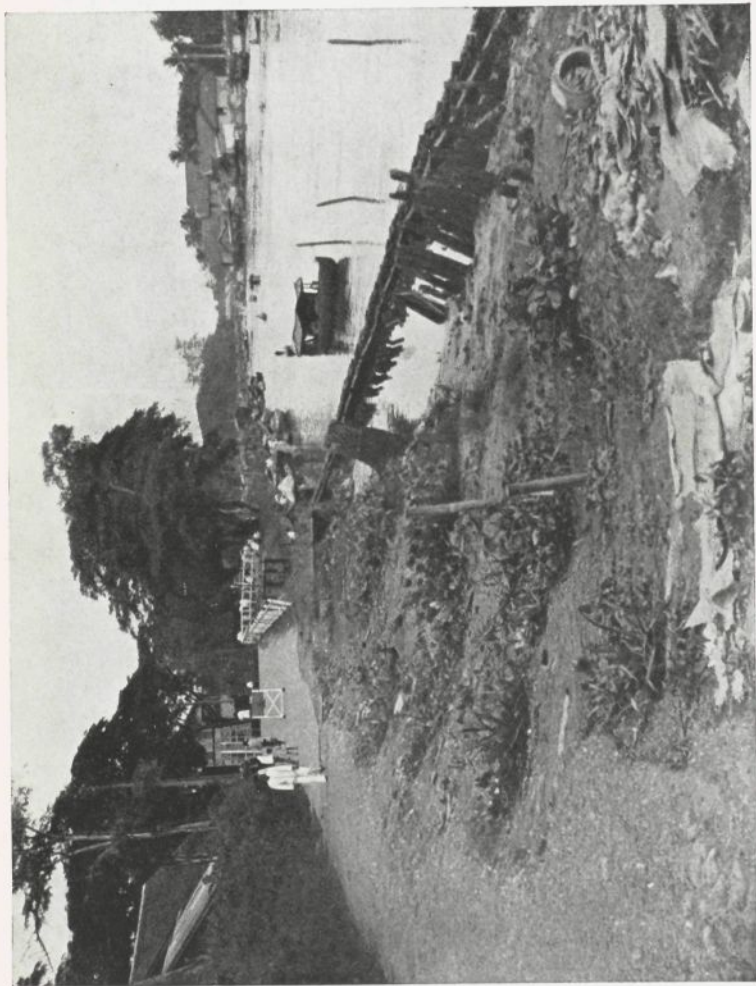


foto ir. A. C. Ingenegeren

Degradatie van den Grooten Postweg als gevolg van grondschiuvingen

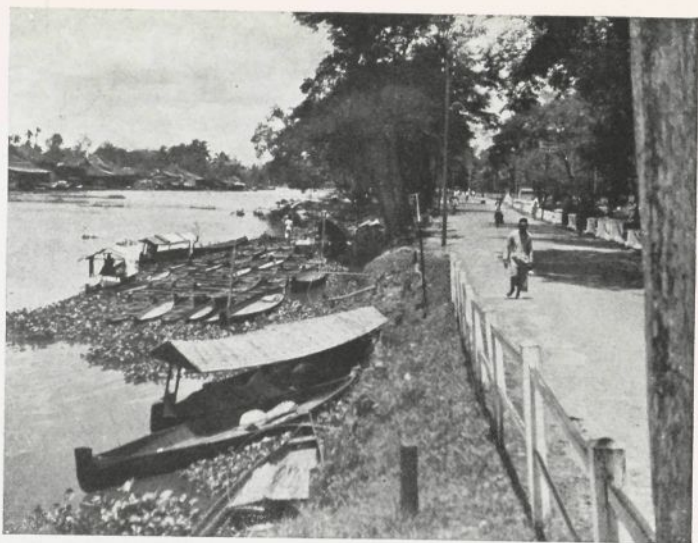


foto ir. A. C. Ingenegeren

Bedreigd weggedeelte Noordeinde.

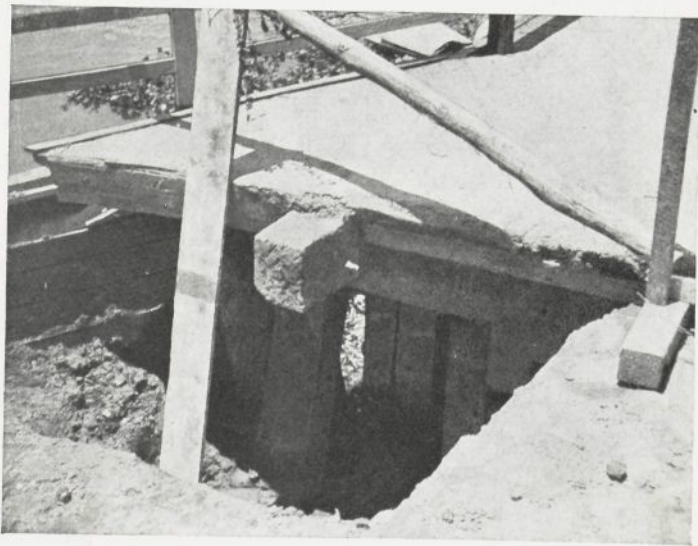


foto ir. A. C. Ingenegeren

Brug in den Grooten Postweg na een zware regenbui.

voor Grondmechanica in opdracht van het ingenieurbureau Ingenieren — Vrijburg ingesteld, omtrent de veiligheid tegen grondschiivingen van den hoofdweg te Bandjermasin langs de Martapoera Rivier. De bestaande toestand is zoodanig, dat de bedoelde weg ernstig heeft geleden door schuivingen in zoodanige mate, dat bepaalde stukken voor het verkeer moesten worden gesloten, terwijl de voortuinen van de langs den weg liggende woonhuizen bedreigd werden.

Van een aantal grondmonsters werden de Atterbergsche cijfers bepaald; deze bleken te bedragen :

	Gr. Postweg	Noordeinde	
Diepte v.h. monster	8,45 m ÷	8,60 m ÷	14,80 m ÷
Vloeigrens	84,4	66,0	101,0
Kleefgrens	38,5	50,0	61,6
Uitrolgrens	39,8	31,0	39,3
Plasticiteitscijfer	44,5	35,0	61,7
Neg. Surplus	— 45,0	— 16,0	— 39,4

Volgens de tabel, gegeven op pag. 8, zou uit deze cijfers een waarde voor den inwendigen wrijvingshoek volgen van $\varphi =$ resp. $15^\circ - 19^\circ - 12^\circ$, gemiddeld $15^\circ 20'$.

Met behulp van het schuiftoestel werden de waarden voor φ gemeten aan ongeroerde grondmonsters; gevonden werd $\varphi =$ resp. $17^\circ 30' - 15^\circ 10' - 15^\circ 55'$ gemiddeld $16^\circ 10'$.

Uitgaande van deze laatste cijfers werd een plan tot versterking opgemaakt, waarbij de gewenschte veiligheid zou worden verkregen door het aanbrengen van eene beschoeiing van stalen damwand, terwijl aan de onderzijde van het afglijdende segment eene steenstorting werd geprojecteerd als tegengewicht. Bij dit plan behoorde eene taludbescherming door middel van zinkstukken, teneinde verdere uitschuring te voorkomen (zie Bijlage II.)

De berekende waarden voor den veiligheidscoëfficiënt bleken voor den Grooten Postweg te bedragen:

kleine glijdcirkels 1, 2 3 en 4 : $n = \text{resp. } 1,35-1,38-1,60$
 $- 2,26$

groote „ I, II en III : $n = \text{resp. } 1,25-1,25-1,45$

De gevonden uitkomst demonstreert opnieuw het bekende feit, dat kleine verschuivingen van het gevaarlijkste glijdvlak de stabiliteit slechts weinig beïnvloeden.

Voor de berekening werd aangenomen, dat eene wegbreedte van 7 meter (waarvan $4\frac{1}{2}$ — 5 m verhard) voldoende zou zijn voor het verkeer, terwijl de mobiele belasting op $0,5 \text{ t/m}^2$ werd gesteld.

Bij de nadere uitwerking bleken wijzigingen in deze uitgangspunten een tamelijk grooten invloed op het schuivingsgevaar te hebben. Dit blijkt nader uit het onderstaande schema, waarbij verbredening van den weg van 7 tot 10 m, en verhooging der mobiele belasting van $0,5$ tot $1, — \text{t/m}^2$ in beschouwing zijn genomen:

Wegbreedte	7 m		10 m	
Glijdvlak	1	I	1	I
mobiele belasting $\frac{1}{2} \text{ t/m}^2$	1,35	1,25	1,17	0,89
„ „ 1 t/m^2	1,28	1,17	1,08	0,84

waarden voor de veiligheidscoëfficiënt

Fig. I

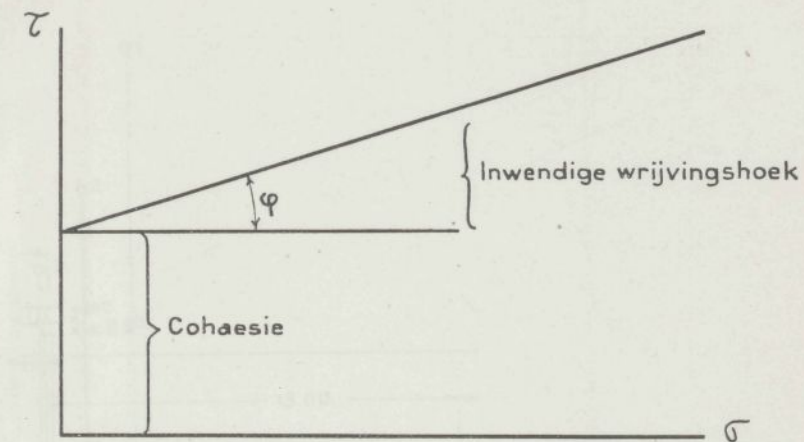


Fig. III

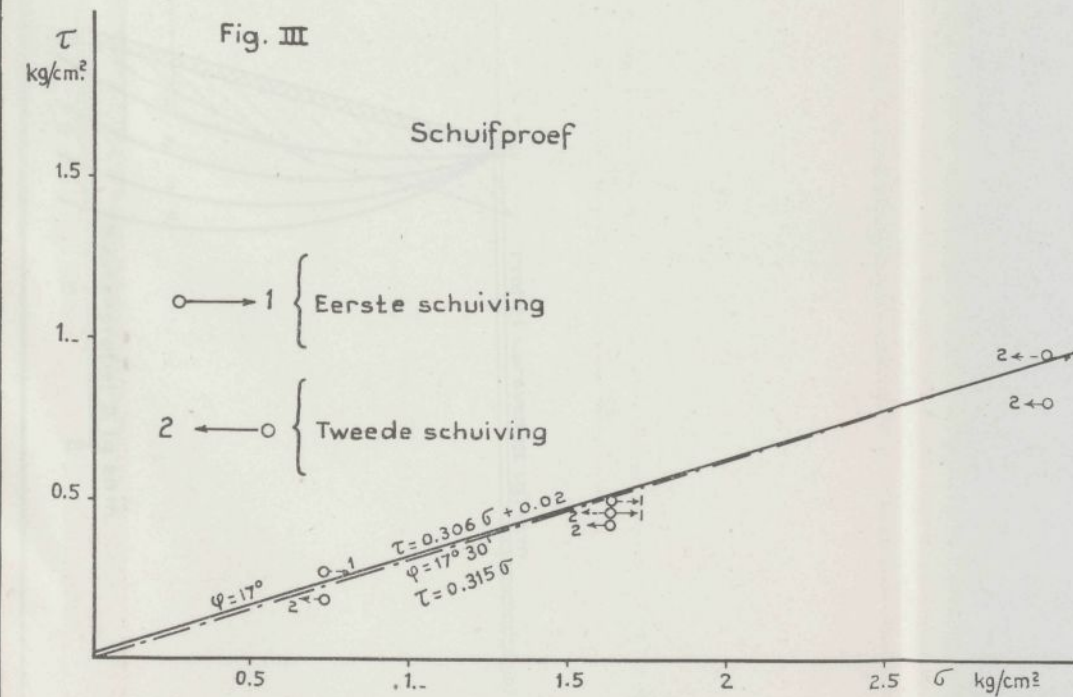


Fig. II

Hoek van inwendige wrijving

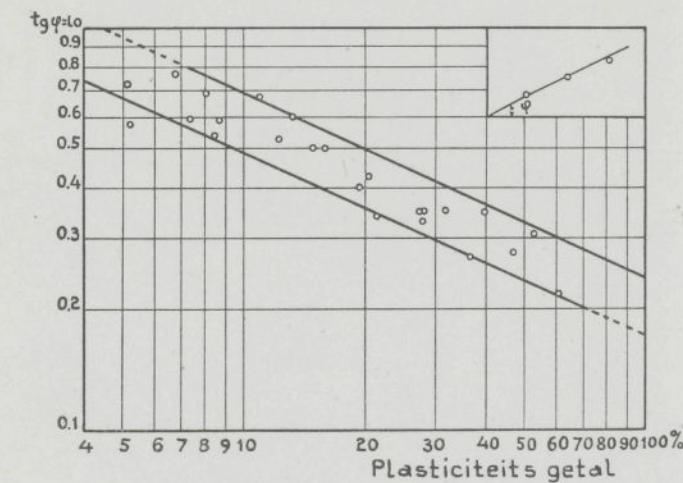


Fig. IV

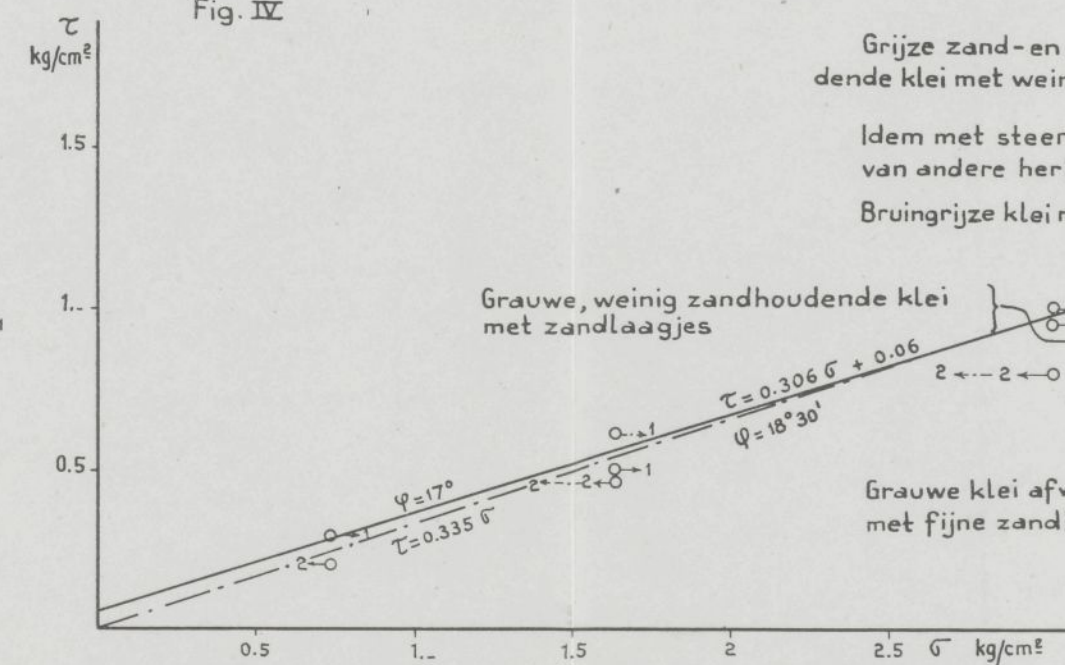
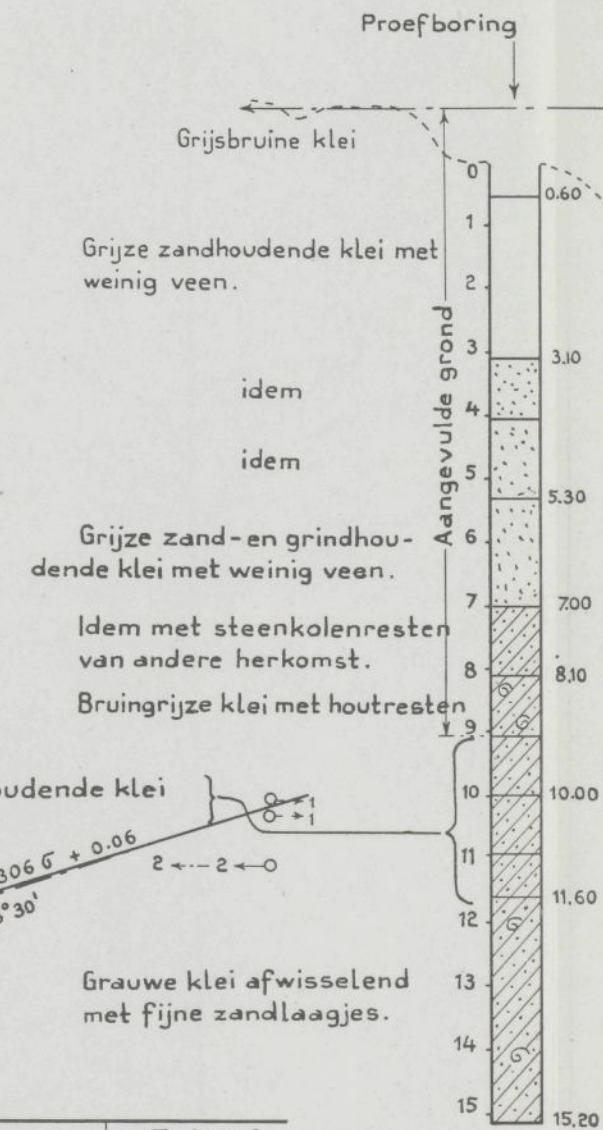
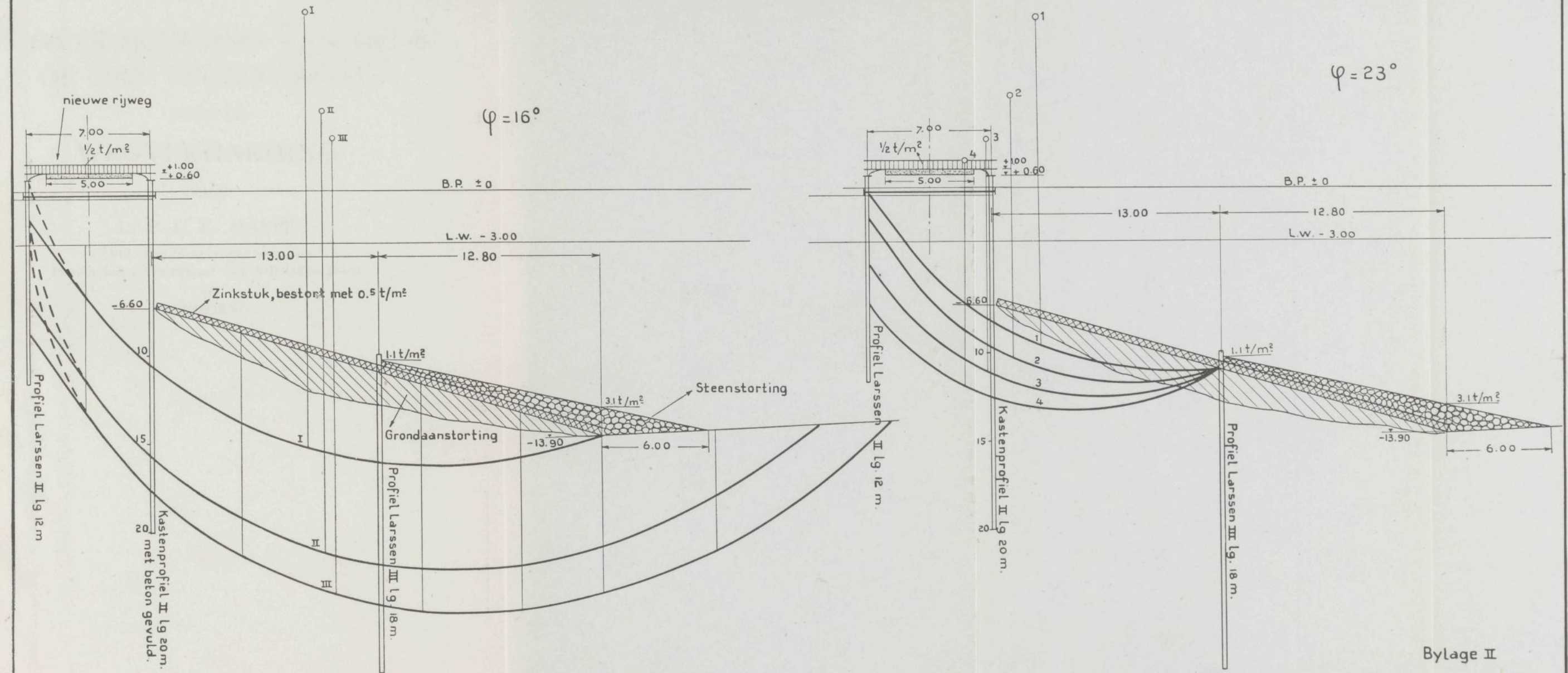


Fig. V



Versterking ter plaatse van de grondschiiving Groote Postweg.



Geraadpleegde literatuur :

- Terzaghi. Erdbaumechanik
- Terzaghi. Principles of Soil Mechanics. Eng. News Rec. 1926
- Terzaghi. The Shearing Resistance of Saturated Soils Proc. Intern. Conf. on Soil Mechanics Vol. I.
- L. J. Van Es. Das Untersuchungsverfahren über die Eignung von Bodenarten für den Bau von Staudämmen mit Hilfe der Konsistenzwerte von Atterberg Premier Congrès des Grands Barrages Vol. III.
- Sprenger- van Bemmelen. De Grondmechanica. De Ingenieur in Ned. Indië 1936 No. 10.
- Ir. J. H. Elze. De oeveraantastingen van de Martapoera Rivier in de Gemeente Bandjermasin. De Ingenieur in Ned. Indië 1937 No. 3.
-

DE OVERBRENGING VAN DRUK OP DEN ONDERGROND

DOOR DE

WEGVERHARDING

DOOR

Ir. P. L. E. HAPPÉ

Oud - Hoofdingenieur van den
Provincialen Waterstaat van MIDDEN-JAVA

te

BANDOENG.

DE OVERBRENGING VAN DRIK
OP DEN ONDERGROND

DOOR DE

WEGVERHARDING

DOOR

de P. L. F. HAPPE

Ont-Beoogdigeant van den
Provincie West-Indien van MIDDEN-JAVA

in

BANDJONG

DE OVERBRENGING VAN DRUK OP DEN ONDERGROND DOOR DE WEGVERHARDING.

door

Ir. P. L. E. HAPPÉ

Voor de bepaling van de dikte van een wegverharding gingen men, kortgeleden nog, veelal uit van de aanname, dat een druk, op een wegdek uitgeoefend, zich door het wegdek heen, onder een zekeren hoek op den ondergrond voortplant.

In deze berekening zou dan de „draagkracht” van den ondergrond de maatgevende factor zijn.

Bovenbedoelde aanname heeft echter niet altijd tot goede resultaten geleid, zoodat men thans vaak voor die diktebepaling gebruik maakt van het groote aantal practische gegevens, welke ter zake, vooral in Amerika, zijn verzameld.

Ook in deze gegevens vindt men de vereischte dikte opgegeven als functie van de te verwachten verkeerslast en van de draagkracht van den ondergrond.

Aannemende al, dat die draagkracht een reëel begrip is, doet zich dan echter de vraag voor, op welke wijze de verkeerslast zich wel op den ondergrond voortplant en of inderdaad die draagkracht wordt bereikt. Duidelijk waarneembaar toch, veroorzaakt een last op een wegdek steeds een trechtersvormige inzinking, alzoo een druk veroorzakende, welke, ongetwijfeld het grootst onder het lastpunt, zich in afnemende mate over een groot cirkelvormig oppervlak verspreidt.

Deze drukverspreiding zou men kunnen ontkennen, door op te merken, dat een onverharde grondslag, onder invloed van

een last, ook een trechtervormige deformatie zal vertoonen, zoodat de verhardingslaag mogelijk slechts die deformatie volgt en mogelijk dus toch nog maar over een klein oppervlak onder het lastpunt, op den ondergrond drukt.

Zuivere waarneming leert echter, dat zoo'n veronderstelling foutief moet zijn en dat een verhardingslaag, zelfs een weinig samenhangende, niet de deformatie van den grond zonder meer volgt, maar als een *elastische plaat* werkt.

Immers, zooals uit de bekende oplossing van Boussinesq, inzake het probleem van de drukverspreiding van een puntlast in een elastisch-isotropische halfruimte blijkt, ontstaat dan een inzinking, welke nergens een *negatieve* waarde bereikt. Een last op een wegdek echter — men kan dit duidelijk waarnemen onder een voortrollende wals — veroorzaakt op eenigen afstand van het lastpunt een opwipping, een *golf* die alleen maar te verklaren is, wanneer het wegdek als een elastische plaat wordt beschouwd.

Onderzoeken we nu, bij belasting van een wegdek, de drukverspreiding op den ondergrond, dan zal, in verband met die plaatwerking, zooals uit het ondervolgende zal blijken, de draagkrachttheorie van dien ondergrond voor een groot deel vervallen. Dit is ook al zonder berekening direct duidelijk, wanneer men bedenkt dat b. v. het draagvermogen van een ijslaag slechts in geringe mate afhankelijk is van de „draagkracht” van het water.

Nemen we, zooals gebruikelijk is, voor den grondslag onder een wegverharding een beddingscoëfficiënt k aan van constante grootte, dan komt het vraagstuk van de wegdekdeformatie en den daaruit af te leiden gronddruk neer op het oplossen van de differentiaalvergelijking:

$$\frac{m^2 E h^3}{12(m^2 - 1)} \left\{ \frac{\partial^4 z}{\partial x^4} + 2 \frac{\partial^4 z}{\partial x^2 \partial y^2} + \frac{\partial^4 z}{\partial y^4} \right\} = -kz \quad *)$$

*) Deze vergelijking is dadelijk af te leiden uit de algemeene differentiaalvergelijking der plaattheorie, welke men in ieder leerboek kan vinden. Zie o.m. J. K l o p p e r, Toegepaste Mechanica, 2e deel, Hoofdstuk XI, Platen.

waarin E en m de materiaalconstanten zijn van het wegdek, h zijn dikte, terwijl z de doorzakking aangeeft van eenig punt van het — zeer groot gedachte — wegdek in verticale richting, dus in de Z richting.

Stelt men verder:
$$\frac{12 (m^2 - 1) k}{m^2 E h^3} = \alpha^4$$

en:
$$\frac{\delta}{\delta x^2} + \frac{\delta}{\delta y^2} = \Delta_1$$

dan verandert bovenstaande differentiaalvergelijking in:

$$\Delta_1 \Delta_1 z = - \alpha^4 z. \dots \dots \dots 1$$

Deze vergelijking is door Hertz opgelost *). Daarbij werd uitgegaan van het axiaal-symmetrische geval, waarbij dus

$$x^2 + y^2 = r^2 \text{ en } \Delta_1 = \frac{1}{r} \frac{\delta}{\delta r} + \frac{\delta^2}{\delta r^2}$$

Gevonden werd:

$$z = \frac{P a^2}{4 \pi k i} \left\{ K_0 \left\{ a r \sqrt{\frac{1}{2}(i+1)} \right\} - K_0 \left\{ a r \sqrt{\frac{1}{2}(i-1)} \right\} \right\} \dots 2$$

waarin K de cylinderfunctie van de 2e soort van Heine is n.l.:

$$K_0(x) = \int_0^\infty e^{ix \cosh u} du$$

De functie K ontwikkelende op een door H. Weber aangegeven wijze, vindt Hertz dan verder:

*) Zie Hertz: „Ueber das Gleichgewicht schwimmender elastischer Platten”, in „Wiedemann's Analen der Physik und Chemie” 1884, Bd. 22, pag. 449-455, of in zijne „Gesammelte Werke”, Bd I, pag. 288-295.

$$z = \frac{Pa^2}{2\pi k} \left\{ \frac{a^2 r^2}{2 \cdot 2} \ln ar - \frac{a^6 r^6}{2^2 \cdot 4^2 \cdot 6^2} \ln \left(ar - \frac{5}{6} \right) + \dots \right. \\ \left. + \frac{1}{4} \pi \left(1 - \frac{a^4 r^4}{2^2 \cdot 4^2} + \frac{a^8 r^8}{2^2 \cdot 4^2 \cdot 6^2 \cdot 8^2} - \dots \right) \right. \\ \left. - (1 + \ln 2 - C) \left(\frac{a^2 r^2}{2 \cdot 2} - \frac{a^6 r^6}{2^2 \cdot 4^2 \cdot 6^2} + \dots \right) \right\} \dots \quad 3$$

C = de Eulersche constante 0,57721

Bovenstaande ontwikkeling stelt ons in staat het gedrag van het wegdek (de plaat) te onderzoeken voor kleine waarden van r , dus in de omgeving van het lastpunt.

Voor het onderzoek van de plaat, op grooteren afstand van het lastpunt, gebruikt Hertz een ontwikkeling welke voert tot:

$$z = \frac{Pa^2}{2\pi k} \sqrt{\frac{\pi}{2}} \cdot \frac{e^{-ra\sqrt{\frac{1}{2}}}}{\sqrt{ra}} \left\{ \sin \left(ar \sqrt{\frac{1}{2}} + \frac{\pi}{8} \right) - \right. \\ \left. - \sin \left(ar \sqrt{\frac{1}{2}} + \frac{3\pi}{8} \right) \cdot \frac{1}{8 ar} + \dots \right.$$

Uit deze ontwikkelingen blijkt, dat voor $r = 0$, dus onder het lastpunt, $z = z_0 = \frac{1}{8k} Pa^2$.

Onder het lastpunt zal de maximum gronddruk alzoo bedragen:

$$q_0 = z_0 k = 0,125 Pa^2 \dots \dots \dots 4$$

Verder blijkt dat voor $r \propto \frac{7}{8} \frac{\pi}{a} \sqrt{2} = \propto 3,887 \frac{1}{a}$, ¹⁾

z van teeken verandert, de plaat dus een golf vertoont en dat voor nog grootere waarden van r telkens golven en dalen zullen voorkomen met een periode $\pi \sqrt{2} \cdot \frac{1}{a}$

¹⁾ Uit de tafels van Janhke-Emde blijkt: voor $r = 3,915 \frac{1}{a}$

Wat heeft niet
Jahnke-Emde?

— 23 —

De golflengte bedraagt dus: $\frac{\pi}{a} \cdot 2\sqrt{2} = \frac{8,88}{a}$

Aangezien bovenstaande twee ontwikkelingen van oplossing **2** zeer moeilijk handelbaar zijn, vestigt rapporteur er de aandacht op, dat die oplossing **2** ook uitgedrukt kan worden in de Hankelsche cylinderfunctie $H_0^{(1)}$

n.l.:

$$z = \frac{Pa^2}{2\pi k} \cdot \frac{1}{2} \pi \operatorname{her}_0(ra)$$

waarin $\operatorname{her}_0(ra) = \text{reële deel van de functie } H_0^{(1)}(ra\sqrt{i})$

Van de functie her_0^2 nu, komt een tafel en grafiek voor in de bekende functietafels van Jahnke-Emde, 2e druk 1933, met behulp van welke tafels wij de waarde z voor iedere waarde van ra (tot $ra=10$) kunnen bepalen. — Zie ondervolgende grafiek —

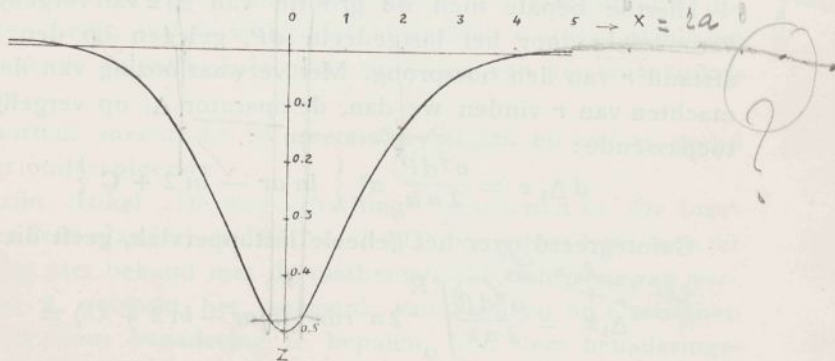


fig. 1

²⁾ In het werk van Jahnke-Emde wordt de functie $\operatorname{her}_0(x)$ aangeduid door $\operatorname{Re} H_0^{(1)}(x\sqrt{i})$

Tengevolge van den last P ontstaan in de plaat (het wegdek) behalve schuifspanningen, normaalspanningen, welke aan de onderzijde en aan de bovenzijde van de plaat het grootste zijn. Aldaar veroorzaken ze in een willekeurig punt een specifieke uitrekking:

$$\varepsilon_x = \frac{1}{2} h \frac{\partial^2 z}{\partial x^2}$$

$$\varepsilon_y = \frac{1}{2} h \frac{\partial^2 z}{\partial y^2}$$

Deze uitrekkingen zijn juist onder het lastpunt, uit symmetrieoverwegingen aan elkaar gelijk, alzoo:

$$\varepsilon_x = \varepsilon_y = \frac{1}{2} \cdot \frac{1}{2} h \left\{ \frac{\partial^2 z}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 z}{\partial y^2} \right\} = \frac{1}{4} h \Delta_1 z \dots 5$$

Onder het lastpunt zullen de uitrekkingen $r = 0$ dus oneindig groot worden. Neemt men echter den last P verdeeld aan over een klein cirkelvormig oppervlak met straal R dan zijn de uitrekkingen te berekenen.

Hiertoe bepale men de grootte van $\Delta_1 z$ van vergelijking 5, veroorzaakt door het lastgedeelte dP , gelegen op den kleinen afstand r van den oorsprong. Met verwaarloozing van de hooge machten van r vinden we dan, de operator Δ_1 op vergelijking 3 toepassende:

$$d \Delta_1 z = \frac{a^2 dP}{2 \pi k} a^2 \left\{ \ln ar - \ln 2 + C \right\}$$

Geïntegreerd over het geheele lastoppervlak, geeft dit:

$$\begin{aligned} \Delta_1 z &= \frac{a^4 dP}{2 \pi k} \int_0^R 2 \pi r dr (\ln ar - \ln 2 + C) = \\ &= \frac{a^4 dP}{2 \pi k} \cdot \pi \int_0^R r^2 (\ln ar - \frac{1}{2} - \ln 2 + C) = \\ &= \frac{a^4 P}{2 \pi k} \left\{ \ln aR - 0,6159 \right\} \end{aligned}$$

De hierdoor veroorzaakte maximum trekspanning bedraagt aan de onderzijde van de plaat:

$$\delta = \frac{1}{4} h E \cdot \frac{a^4 P}{2 \pi k} (\ln a R - 0,6159) = \frac{3 (m^2 - 1)}{2 \pi m^2} (\ln a R - 0,6159) \frac{P}{h^2}$$

Verder zal men nog rekening moeten houden met de spanning veroorzaakt door den gronddruk en welke $0,125 Pa^2 \text{ kg/cm}^2$ bedraagt.

Al naar gelang deze druk in absoluten zin grooter of kleiner is dan bovenberekende spanning, zullen wij dus onder den last, in het wegdek moeten rekenen op een maatgevende spanning ter grootte van:

$$0,125 Pa^2 + \frac{1}{m} \cdot \frac{3 (m^2 - 1)}{2 \pi m^2} (\ln a R - 0,6159) \frac{P}{h^2} \dots\dots 6$$

of:

$$\frac{1}{m} 0,125 Pa^2 + \frac{3 (m^2 - 1)}{2 \pi m^2} (\ln a R - 0,6159) \frac{P}{h^2} \dots\dots 7$$

Aangezien de differentiaalvergelijking **1** verschillende oplossingen heeft, zou de vraag gesteld kunnen worden, of met het bovenstaande inderdaad de juiste oplossing van het vraagstuk is gegeven.

Rapporteur meent dit te moeten bevestigen en wel op grond van het ondervolgende.

In zijn artikel „De wegverharding” verschenen in „De Ingenieur in Nederlandsch-Indië” No. 2, 1935, werd door hem, toen ter tijd nog niet bekend met de mathematische oplossing van vergelijking **1**, getracht het vraagstuk van de plaat op elastischen grondslag door benadering te bepalen. Van deze benaderingsmethode zal hier een korte uiteenzetting gegeven worden, omdat ze ook tot goede resultaten voert, *daar waar een mathematische oplossing onmogelijk is*, dus b.v. voor het geval, dat de gronddruk niet evenredig is met de inzakking, maar een functie daarvan is. Nader zal blijken dat dit inderdaad het geval is.

H. onafh. bevestigende

*font
nie
afleedg
form.*

Voor deze benaderingsmethode nam hij, in analogie tot het bekende vraagstuk van den balk op elastischen grondslag aan, dat het wegdek, beschouwd als een groote plaat, onder invloed van een last eveneens een golfvorming, maar nu een concentrische, zou vertoonen.

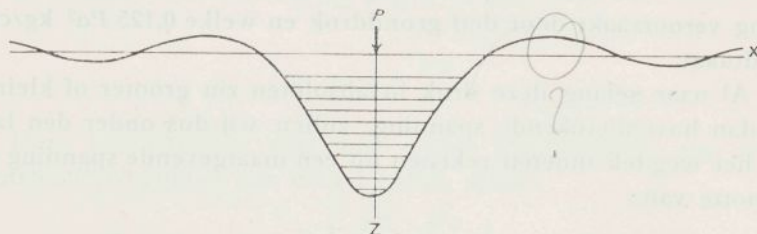


fig. 2

Verder nam hij aan, dat de positieve gronddruk onder de door P veroorzaakte inzinking (boven gearceerd aangegeven) gelijk zal zijn aan P , een aanname welke, hoewel vermoedelijk niet volkomen juist, de werkelijkheid zeer weinig zal ontloopen.

Door deze aanname te doen, werd het echter mogelijk om, een zekeren grondtegendruk aannemende, de deformatie van de plaat te berekenen.

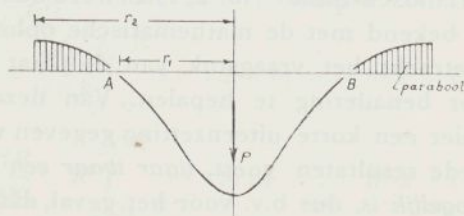


fig. 3

De plaat werd gedacht te bestaan uit 2 gedeelten, n.l. een cirkelvormig gedeelte met straal r_1 , in het midden belast met een last P en waarop een grondtegendruk wordt uitgeoefend ter grootte van P , maar van een nog aan te nemen verspreiding (vorm) en uit een ringvormig gedeelte met buitenstraal r_2 , reikende tot het hoogste punt van de eerste golftop. Voor dit ringvormige gedeelte werd een negatieve grondtegendruk aangenomen, welke half-parabolisch verloopt.

Bij de aansluiting der beide platen zou derhalve geen dwarskracht voorkomen; wel dient dan echter voor het evenwicht van de ringvormige plaat, aan den buitenomtrek een dwarskracht en een moment te worden aangenomen.

Als eerste benadering werd voor de eerste plaat een kegelvormige deformatie aangenomen en werd dus als grondtegendruk onder P een belasting aangenomen, in den vorm van een omwentelingskegel.

Voor beide platen kan men dan, uitgaande van de algemeene differentiaalvergelijking voor cirkelvormige platen, een oplosbare differentiaalvergelijking opstellen, als functie van de verhouding $\frac{r_2}{r_1}$.

Voert men dan verder als grensvoorwaarde in, dat bij de aansluiting der beide platen (de punten A en B) zoowel de spanningen als de vervormingsrichtingen der beide platen aan elkaar gelijk moeten zijn, dan kan men voor beide platen de grootheid $\alpha^4 r^4 k$ als functie van $\frac{r_2}{r_1}$ uitdrukken, en kan men dan *die* waarde van $\frac{r_2}{r_1}$ als juist aannemen, welke voor beide platen voldoet (snijpunt van 2 krommen).

Alzoo werd voor de eerste plaat een deformatie gevonden, welke natuurlijk afweek van de aangenomen kegelvormige deformatie.

De gevonden deformaties van de 1e, zoowel als die van de 2e plaat werden nu, bij 2e benadering, als vorm van den grondte-

gendruk ingevoerd; de berekening werd herhaald en een nieuwe plaatdeformatie verkregen. Deze bleek zoo weinig af te wijken van de eerst berekende deformatie, dat een derde benadering niet noodig werd geacht.

Brengt men de volgens de tweede benadering verkregen deformatie in teekening, dan blijkt deze zeer veel overeen te komen met de grafiek fig. 1. Ook de grootste plaatinzinking, volgens de tweede benadering bedragende $0,127 \text{ Pa}^2$, komt zeer veel overeen, met de door Hertz bepaalde grootheid $0,125 \text{ Pa}^2$. Alleen de golfafstand, volgens de tweede benadering $\frac{7,96}{a}$ bedragende, komt minder goed overeen met den golfafstand volgens Hertz, ten bedrage van $\frac{8,88}{a}$. Waar echter bij bovengenoemde methode, bij de tweede benadering een golfafstand werd verkregen, 10 % grooter dan die van de eerste benadering, is het niet onmogelijk, dat bij verdere benadering een golfafstand verkregen zou zijn, overeenkomende met dien van Hertz.

Ter bepaling van de onbekende grootheid k , maakte rapporteur gebruik van een door hem geconstrueerde cirkelvormige ijzeren plaat met straal van 60 cm en ter dikte van $\frac{1}{4}$ inch. Belast men zoo'n plaat in het midden en neemt men als materiaalconstanten aan $2,2 \cdot 10^6$ voor E en $\frac{1,0}{3}$ voor m dan kan men, een constante beddingscoëfficiënt k aannemende, voor den grond, op dezelfde bovenbeschreven benaderingswijze, welke echter in dit geval zeer spoedig tot een zeer juiste benadering voert *), de volgende formule afleiden:

$$k = \frac{435^4}{11772 r^4 + r^6}$$

$$\text{waarin } r^2 = 9686 \left\{ \sqrt{1 + \frac{596 \varepsilon_0}{P}} - 1 \right\}$$

*) Zie P. L. E. Happé: „De wegverharding” in „De Ingenieur in Nederl.-Indië” No. 2, 1935.

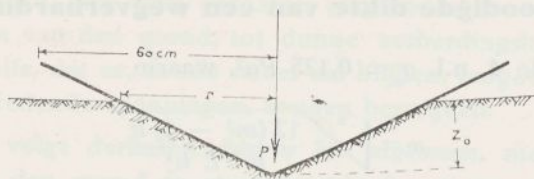


fig. 4

Bij bekende belasting P en meting van de inzakking z_0 in het midden van de plaat, zijn dan r^2 en daarna ook k gemakkelijk te berekenen.

Uit verschillende, met deze plaat verrichte bepalingen, zoowel op goeden, als op zeer slapen grondslag, bleek dat k onafhankelijk van de grondsoort, nagenoeg constant de waarde van 7 kg/cm^3 bleef behouden, zoolang de inzakking z_0 kleiner bleef dan $0,04 \text{ cm}$. Bij overschrijding van deze grensmaat begon k af te nemen, om bij een inzakking $z_0 = 0,2 \text{ cm}$ een waarde van gemiddeld 4 kg/cm^3 te bereiken. Aangezien aan den omtrek van de plaat, waar de inzakking zeer klein is, $k = 7 \text{ kg/cm}^3$ blijft, zou dus hij laatstvermelde inzakking van $0,2 \text{ cm}$, onder het lastpunt, k nog veel minder dan 4 kg/cm^3 hebben moeten bedragen.

Uit bovenvermelde proeven, waaruit het functionaal verband vastgesteld zou kunnen worden tusschen k en de inzakking, bleek verder dat een plotseling aangebrachte zware belasting, die weer snel verwijderd wordt, een schok dus, bijna geen doorzakking van van de plaat teweeg brengt, doordien voor het teweeg brengen van een inzakking, een merkbare tijd benodigd is. Voor den gronddruk onder een wegverharding, zoowel als voor de spanningen in het wegdek zelve, zou derhalve slechts een rustende belasting maatgevend zijn. Met een schokcoëfficiënt zou dus bij wegverharding niet gerekend behoeven te worden.

plaat?
 ?

Benoodigde dikte van een wegverharding.

Uit formule 4, n.l. $q_o = 0,125 Pa^2$, waarin

$$a = \sqrt[4]{\frac{12 (m^2 - 1) k}{m^2 E h^3}}$$

en welke we voor $m = 4$, kunnen omzetten tot

$$q_o = 0,42 P \sqrt{\frac{k}{E h^3}}$$

kan bij bekende waarden voor E en k , en bij aanname van een maximum toe te laten gronddruk q_o , de dikte h van de verharding berekend worden.

Hoe grooter k is, hoe grooter bij eenzelfde h de gronddruk zal zijn. Voor kleine belastingen nu, is $k = 7 \text{ kg/cm}^3$. Zooals we zagen, neemt k echter bij toenemende belasting in grootte af, vooral onder het lastpunt. Hieruit volgt dat de maximum gronddruk q_o onder het lastpunt *niet* evenredig met P toeneemt, maar verhoudingsgewijze hoe langer hoe kleiner wordt. Het wordt dus zeer de vraag, of bij een wegverharding, in het algemeen wel gerekend kan worden met de factor „draagkracht van den bodem”

Als voorbeeld moge een steenslagverharding beschouwd worden van 20 cm dikte. Voor een dergelijk steenslagdek kon rapporteur, door waarneming van de voortplantingssnelheid van het geluid, dus van longitudinale trillingen, de grootheid E bepalen op 870 kg/cm^2 *).

Daalt nu onder een groote belasting op zoo'n weg k tot zeg 2 kg/cm^3 en nemen we voor P een gewicht aan van 2000 kg, dan zou de maximum druk, op den ondergrond uitgeoefend, slechts $0,45 \text{ kg/cm}^2$ bedragen. Is E grooter, zooals b.v. bij betonverhardingen, dan zou die druk nog zeer veel kleiner worden.

*) Zie P. L. E. Happé: „De wegverharding” in „De Ingenieur in Nederl.-Indië” No. 2, 1935.

Theoretisch zou men derhalve, uitgaande van een bepaalde draagkracht van den grond, tot dunne verhardingslagen komen, zóó dun zelfs, dat ze, zooals nader zal blijken, tengevolge van de daarin optredende spanningen, zouden bezwijken.

Hieruit volgt derhalve, dat in het algemeen, niet de draagkracht van den grond de maatgevende factor mag zijn, voor de bepaling van de dikte van een verhardingslaag, maar de spanning, welke in het wegdek materiaal toelaatbaar is.

Spanningen in het wegdek.

De maximum spanningen, welke in een wegverharding kunnen optreden, zijn gegeven door de formules 6 en 7. Deze kunnen tot een eenvoudige vorm teruggebracht worden, indien we voor de daarin voorkomende grootte R , zijnde de straal van het cirkelvormige oppervlak, waarover de verkeerslast zich verdeelt, een passende waarde invullen.

Bij het moderne verkeer, wordt een groote last veroorzaakt door een luchtband. Rekenen we nu nog op eenige drukverspreiding in de verharding zelve, een verspreiding groter, naarmate de vastheid van het wegmateriaal, dus E groter is én naarmate h groter is, dan zou men R wel evenredig kunnen stellen aan de golflengte. Immers ook deze neemt met E en h toe. *afh. van E !*

Deze golflengte bedraagt, zooals we zagen $\frac{8,88}{a}$, of voor $m = 4$,

$$4,84 \sqrt[4]{\frac{E h^3}{k}}$$

dus voor een normalen steenslagweg met $h = 25$ cm en $E = 870$ kg/cm² rond een 2 meter. R voor dit geval op $12\frac{1}{2}$ cm stellende, zoo wordt R dus $\frac{1}{16}$ van de golflengte, dus $R = \frac{0,55}{a}$ cm.

Hiermede veranderen de formules 6 en 7 in:

$$0,42 P \sqrt{\frac{k}{E h^3}} + 0,138 \frac{P}{h^2} \dots\dots\dots 6a$$

$$\text{of } 0,105 P \sqrt{\frac{k}{E h^3}} + 0,544 \frac{P}{h^2} \dots\dots\dots 7a$$

Zoolang de gronddruk klein blijft, zal dus formule 7a gelden waarin dan zelfs, zonder bezwaar, de eerste factor verwaarloosd kan worden en men kan rekenen met de formule

$$\sigma = 0,544 \frac{P}{h^2} \dots\dots\dots 8$$

Zou zich echter onder de verharding, juist onder het lastpunt, een groote steen bevinden, dan is het duidelijk, dat k daardoor plaatselijk zéér veel grooter zal worden. We moeten dan formule 6a toepassen, waarvan de eerste term, tengevolge van die groote k , zeer belangrijk wordt, zoodat daardoor de maatgende spanning zeer zou oploopen.

Aan deze omstandigheid schrijft rapporteur het eigenaardige feit toe, dat terwijl door hem *nimmer* verbrijzeling van steenslagstukken kon worden geconstateerd in steenslagverhardingen, welke direct op den grond rusten, zelfs niet bij wegen, opgebouwd met minderwaardig steenslag, klachten omtrent die verbrijzeling wel eens worden vernomen bij verhardingslagen, aangebracht op een z.g. fundeering van zeer groote steenen.

Hieruit zou verder de conclusie getrokken moeten worden, dat bij fundeering van een verharding op grootere steenen (Telford-systeem), *gewaakt moet worden tegen het gebruik van te groote steenstukken.*

Passen we geen fundeering van groote steenen toe, dan volgt uit formule 8, voor een betonverharding, met een toelaatbare spanning van 6 kg/cm² en een maximum verkeerslast (wieldruk) van zeg 2500 kg:

allijk

$$h = 15 \text{ cm,}$$

bij welke verhardingsdikte een maximum-gronddruk zou ontstaan van $0,1 \text{ kg/cm}^2$ (E gesteld op 140000 kg/cm^2 en k op 4 kg/cm^3).

Uit bovenstaand voorbeeld kan blijken, dat bij betonwegen de draagkracht van den grond een factor is, die zeker nimmer in beschouwing behoeft te worden genomen.

In hoeverre zulks ook bij steenslagwegen het geval mag zijn, hangt eenerzijds af van de grootte van den druk, welke we op den grond mogen toelaten en anderzijds van de spanning, welke in de verhardingslaag toelaatbaar is.

Wat die gronddruk betreft, moge opgemerkt worden dat bij een eenigszins zware belasting, de grond, hetzij van goede of slechte kwaliteit, na ontlasting niet meer geheel in zijn oorspronkelijken toestand zal terugkeeren.

Teneinde dus onder de verharding geen open ruimten te verkrijgen, welke ook voor de verharding aanleiding zou kunnen geven tot een blijvende deformatie, (zulke deformaties treft men veelvuldig aan in dunne verhardingslagen op goeden grondslag) zou de grond slechts tot een bepaalde drukgrens belast mogen worden.

Uit belasting- en ontlastingsproeven, welke rapporteur ter zake verrichtte, op goeden zoowel als op slappen grond, meent hij die grensdruk zeker niet hoger te mogen stellen dan $\frac{1}{2} \text{ kg/cm}^2$, *onafhankelijk van de grondsoort.*

Uitgaande van deze grens, zal dus de dikte van een steenslagverharding, berekend volgens de formule $q_o = 0,42 P \sqrt{\frac{k}{E h^3}}$

met $E = 870$ en $k = 4$, eenerzijds gesteld moeten worden op

$$h = 0,15 P^{\frac{2}{3}} \quad \{ P \text{ in kg, } h \text{ in cm } \}$$

Aangezien die grensdruk van $\frac{1}{2} \text{ kg/cm}^2$ zóó klein is, dat men daarmede het draagvermogen van zelfs zeer slappen grond meestal niet overschrijdt, zou deze formule dus in het algemeen, *onafhankelijk van den grondsoort*, toegepast kunnen worden.

Anderzijds echter, rekening houdende met de spanningen, die in het wegdek zullen optreden, komt men voor een niet op groote steenen gefundeerde verharding op

$$h = 0,74 \sqrt{\frac{P}{\sigma}} \dots \dots (zie formule 8).$$

Ongetwijfeld zal een, tot in zijn onderste lagen goed gewalste steenslaglaag, met een vulmiddel tusschen de steenstukken, hetwelk eenige verhardende eigenschappen heeft — b.v. steenpoeder; ook kalksteenpoeder — een spanning van ruim 1 kg/cm² veilig kunnen opnemen. Proeven hieromtrent gedaan, wezen rapporteur uit, dat bij een ontgraven, goed gewalste verhardingsmoot zelfs eerst bij 2 à 3 kg/cm², breuk intrad (buigingsproef).

Nemen we nu σ op 1 kg/cm² aan, dan zou men volgens bovenstaande formule voor een wieldruk van 2500 kg komen op een benoodigde verhardingsdikte van $h = 35$ cm bij welke h een maximum gronddruk zou ontstaan van 0,34 kg/cm² ($E = 870$, $k = 4$).

Meent men op grond van beter walsen, of het gebruik van een beter vulmiddel, een grootere spanning dan 1 kg/cm² te mogen toelaten, dan zou men tot een kleinere h komen welke weer een grootere gronddruk zou veroorzaken, ware het echter niet, dat dan E , als gevolg van de betere kwaliteit van de verharding, ook grooter dan 870 kg/cm² zal zijn, en welke grootere E weer een kleinere gronddruk tot gevolg zou hebben.

Uit het bovenstaande blijkt derhalve, dat ook voor een steenslagverharding, de draagkracht van den grond een factor is, waarmede *geen* rekening gehouden behoeft te worden, althans wanneer de verharding in zijn onderste lagen zoodanig compact is geconstrueerd, dat ze aldaar eenige spanningen kan opnemen.

De voornaamste conclusie, waartoe al het bovenstaande ons voert is wel deze, dat we bij de constructie van een steenslagweg vooral hebben te zorgen, dat de onderste lagen een compact geheel vormen. Aan het walsen van deze onderste laag zal dus

bijzondere aandacht besteed moeten worden; een goed vulmiddel zal aldaar aangewend moeten worden. Gezorgd zal moeten worden, dat tijdens het walsen de ondergrond *niet* opperst tusschen de steenstukken. Deze grond immers zal, in vochtigen toestand, nimmer een goed vulmiddel vormen terwijl ze ook op asfalteeringen een degradeerende werking kan hebben. De onderste laag van een verharding walse men dus op een harden vloer; een vloer dien men, in een uitgesproken droge periode, zou kunnen verkrijgen door een harde laag kleibeton. In dit geval is echter uiterste voorzichtigheid geboden, bij het sproeien tijdens het walsen. Is men niet in staat op zulk een wijze een goedkoop vloer te vormen, dan zal wel een fundeering van steenen gelegd moeten worden, welke echter, zooals uit het bovenstaande volgt, geen integreerend deel van de plaatverharding is en welke uit niet te groote steenstukken mag bestaan, ook al om de kosten.

Wellicht zou voor het onderste derde deel van de verharding het gebruik van een slappe goedkoope mortel als vulmiddel, aanbeveling verdienen. Mogelijk zal ook de aanwending van rijs-hout, riet of bamboe onder de verharding, doch daarmee één geheel uitmakende, van groot nut zijn, om de toe te laten spanning te kunnen opvoeren. Vanzelf sprekend zou dit alleen maar in die gevallen kunnen geschieden, dat men niet bevreesd behoeft te zijn, voor een spoedig vergaan van het organische materiaal.

Uit boven ontwikkelde formules zou blijken, dat men ook op goeden grondslag, vrij dikke verhardingslagen noodig heeft. Hiertegen zal aangevoerd kunnen worden, dat vele voorbeelden bestaan van dunnere lagen, welke, aangebracht op goeden grondslag, aan den verkeerslast voldoende weerstand bieden. Rapporteur meent er dan echter op te moeten wijzen, dat zulke dunne verhardingslagen dikwijls vele blijvende deformaties vertoonen, deformaties welke hoewel hinderlijk voor het verkeer niet tot verdere degradatie aanleiding geven, doordien de goede ondergrond niet opperst tusschen de breukplekken van de verharding. Zoo'n

dunne verharding zou men feitelijk moeten beschouwen enkel als een hardere slijtlaag, aangebracht op een grondlaag, welke door haar vastheid, zelf te beschouwen is als een verharding. Een verharding echter, met andere materiaalconstanten dan de daarop aangebrachte slijtlaag. Ook „soil stabilisation” meent rapporteur te moeten beschouwen als het construeeren van een verhardingsplaat, welke met het oog op het verkeer, nog door een slijtlaag beschermd behoort te worden. Verder zou uit het voorgaande volgen, dat het bij die grondstabilisatie niet zoo zeer moet gaan om een mengsel te verkrijgen, hetwelk een grootere druk kan opnemen, dan wel om tot een mengsel te geraken, dat aan eenige trekspanning weerstand kan bieden; een trekspanning, waaruit de benoodigde dikte van de te stabiliseeren laag zou zijn te berekenen.

elals
door
Een
arop
rteur
ings-
laag
volg-
een
men,
rek-
t de
men.

