20 MAART 1931 — DE INGENIEUR — NUMMER 12

B. BOUW- EN WATERBOUWKUNDE 6.

INHOUD: Eenige beschouwingen over de draagkracht van heipalen, Voordracht van ir. J. J. I. Sprenger. — Het verhang van eenparige permanente stroomen, door ir. J. D. A. M. ten Brink. — Ingezonden stukken: nieuwe vormen van constructies van gewapend beton, door ir. W. J. Steup, met naschrift van Fr. — Boekbespreking: prof. J. G. Wattjes. Constructie van gebouwen, door ir. H. Sangster. Dr. ir. J. E. Carriere. De voorbehandeling bij langzame zandfiltratie van rivierwater, door dr. C. H. A. von Wolzogen Kühr. — Korte technische berichten. Glazen bouwsteen in gewapend beton. Fundeering van een zwembassin in een mijnstreek.

Eenige beschouwingen over de draagkracht van heipalen.

Voordracht, gehouden in de vergadering van de Afdeeling voor Bouw- en Waterbouwkunde van het Kon. Instituut van Ingenieurs op 27 November 1930 te 's-Gravenhage

door het lid

ir. J. J. I. SPRENGER.

Voor de beoordeeling der draagkracht van heipalen is het van het grootste belang, dat men, bij de interpretatie van hei- of belastingsproeven, de weerstanden door kleef en puntweerstand weet te scheiden. Aangetoond wordt, dat men voor Hollandsche bodemomstandigheden veiliger fundeert op palen met een grooten puntweerstand dan op kleefpalen. Een heiformule wordt gegeven, welke blijkens uitvoerige proefnemingen te Rotterdam betrouwbare uitkomsten geeft, en waarvoor men bij andere bodemcondities de constanten experimenteel op het werk kan bepalen.

Toen ik, nu bijna een jaar geleden, het afscheidscollege van prof. Nelemans had bijgewoond, welk college gewijd was aan de bespreking der toepassing van nieuwe materialen en werkwijzen in de waterbouwkunde [1]), heeft de nadere overdenking van het gehoorde bij mij een diepen indruk achtergelaten. Er is welhaast geen richting van het menschelijk weten en kunnen denkbaar, waarin gedurende de laatste halve eeuw zulk een groote voortgang is gemaakt dan in de techniek, en één harer oudste kinderen, de waterbouwkunde, is bij dien groei niet ten achter gebleven. Daarom moet het ons verwonderen, dat in die periode zoo weinig klaarheid is gekomen in de wetten, welke de draagkracht van heipalen beheersehen. Wel vindt men in de nieuwere litteratuur de resultaten van een groot aantal proefbelastingen van ingeheide palen vermeld, doch met de vraag, welke natuurwetten daarin tot uitdrukking komen, heeft men zich weinig bezig gehouden. Het probleem van het al of niet toepasselijk zijn van heiformules werd herhaaldelijk aangesneden, doch men kwam daarbij tot zeer tegenovergestelde gevolgtrekkingen. Terwijl in vele gevallen de uitkomsten van proefbelastingen tamelijk goed met de uit heiformules becijferde draagkracht der palen overeenstemden, werden in andere gevallen zeer afwijkende cijfers gevonden. Zelfs in die mate, dat een toonaangevend Duitsch schrijver, Dr. Ing. E. Lohmeijer in zijne recente bewerking van „Brennecke, Der Grundbau" (4de druk) zoo weinig waarde aan heiformules toekent, dat er geen enkele de vermelding werd waardig gekeurd.

Ter schatting van de draagkracht van heipalen in den slappen Zuid-Hollandschen bodem, zooals wij die ook hier dicht in de buurt kennen, wordt sedert langen tijd de heiformule van Eytelwein toegepast met eenige vereenvoudiging. Zij is zelfs zoo nationaal geworden, dat men van de „Hollandsche heiformule" is gaan spreken; in een Engelsch handboek vond ik deze „*Dutch Rule*" vermeld. De formule wordt afgeleid in het door Steuerwald geschreven deel over brugfundeeringen van „De Waterbouwkunde" door Henket, Steuerwald, van den Toorn en Schols [2]). Daarbij wordt uitdrukkelijk vermeld, dat de geldigheid beperkt is tot die palen, welke niet verder worden geheid dan tot een bepaalde kalendering, welke voor Rotterdamsche omstandigheden met ca. 30 cm per tocht van 30 slagen overeenkomt. Het is mij uit besprekingen met collega's herhaaldelijk gebleken, dat deze restrictie niet algemeen bekend is. Vrij normaal zag ik de Hollandsche heiformule op bouwwerken gebruiken buiten haar geldigheidsgebied. Men zou dus geneigd kunnen zijn om te zeggen, dat onze kennis over dit onderwerp niet slechts is blijven stilstaan, doch er op achteruitgegaan is.

In mijn werkkring bij de gemeente Rotterdam is mij het voorrecht ten deel gevallen een groot aantal proefbelastingen van heipalen mede te maken, waarbij in de reeds genoemde vraagpunten eenig licht is verschenen. Het ligt in mijn bedoeling u thans eerst eenige algemeene gezichtspunten over de draagkracht van palen uiteen te zetten, om daarna enkele resultaten van de genomen proeven mede te deelen. Bij de uitwerking daarvan is het steeds mijn streven geweest, zoo weinig mogelijk van de veronderstellingen of axioma's uit te gaan, maar integendeel er naar te zoeken, de natuur zelf haar geheimen te laten ontsluieren. Deze proeven zijn daarom merkwaardig, omdat zij de mogelijkheid openen, bepaalde conclusies te trekken omtrent de wetten, welke den puntweerstand beheersehen, hetgeen mogelijk werd doordat de bodem ter plaatse buitengewoon slap was, en dientengevolge de paalkleef klein. Slechts zelden zal men een voor proefnemingen zoo gunstigen samenloop van omstandigheden aantreffen.

Het doel eener paalfundeering is, in het algemeen gesproken, den bovenlast naar een zoodanige diepte over te brengen, dat de zettingen, welke van die extra belasting op den bodem het gevolg zijn, binnen toelaatbare grenzen blijven.

Van het gebouw, geschetst in fig. 1, zou bij fundeering op staal het horizontale vlak A-B te veel zakken. Het is bekend, dat de draagkracht van den bodem met de diepte toeneemt. Dieper gaande moet er derhalve een vlak C-D bestaan, het hoogste vlak, waarop de vlaktedruk van het gebouw nog juist toelaatbaar geoordeeld wordt. In dit geval zullen dus de palen de lengte h moeten verkrijgen, vermeerderd met een beneden vlak C-D gelegen stuk van voldoende lengte, om den druk te kunnen overbrengen. Deze overlengte is kleiner, indien de palen een zekeren puntweerstand bezitten, dan voor het geval, dat zij hun draagkracht uitsluitend aan kleef ontleenen. Wij hebben dus een theoretische oplossing gevonden voor de vraag, hoe lang een heipaal behoort te zijn.

Voor een bepaald geval kan men de verdeeling van den druk in den bodem uitrekenen, door van een of andere

[1]) Zie *De Ingenieur*, 28 December 1929, n°. 52.
[2]) Eerste deel, 1ste Afl. Afd. I, pag. 232.

SCHEMATISCH OVERZICHT VAN EEN BOUWWERK, OP KLEEFPALEN RUSTENDE.

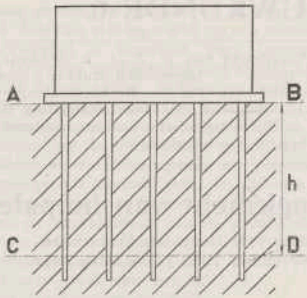


Fig. 1.

aannemelijke veronderstelling uit te gaan, waarvoor zich goed leent de theorie van BOUSSINESQ. Dit is in fig. 2 gebeurd, welke werd ontleend aan een publicatie van TERZAGHI [3]). Naast elkaar geteekend zijn een smal en een breed gebouw, waarvan de linkerhelft op staal, en de rechterhelft op palen gefundeerd zijn. Duidelijk blijkt, dat bij het smalle gebouw de paalfundeering veel effectiever is dan bij het breede. In analogie met de door hem ontwikkelde theorie van zettingen bij fundeeringen op staal komt TERZAGHI tot de conclusie, dat men bij kleefpalen de paallengte niet minder moet maken dan de breedte der fundeering.

Een merkwaardige eigenschap van een dergelijke paalfundeering is, dat zij op den duur sterker wordt. Immers zullen de palen daarbij in weinig doorlatende grondsoorten (klei, leem) hun steun vinden. Bij belasting wordt uit deze grondsoorten langzamerhand water geperst, hetgeen een dichtere samenstelling en verbetering der vastheidseigenschappen tot gevolg heeft.

Een heipaal ontleent zijn draagkracht aan de samenwerking van twee zeer verschillende weerstanden, nl. *kleef-* of *mantelwrijving*, en *puntweerstand*. Eerst zullen wij omtrent elk afzonderlijk eenige opmerkingen maken, om vervolgens na te gaan, op welke wijzen men tot de kennis dezer weerstanden kan geraken.

De *kleef* moet men zich als een werkelijke wrijving voorstellen, welke als zoodanig gelijk is aan het product van den horizontalen gronddruk en den wrijvingscoëfficiënt. Aangezien door proeven bewezen is, dat men bij zeer verschillende oppervlaktecondities van heipalen toch dezelfde wrijvingscijfers vindt, moet worden aangenomen, dat deze beheerscht worden door den hoek van inwendige wrijving van de aanwezige grondsoort. Gegevens over de numerieke waarden, welke in een bepaald geval aan te nemen zijn, vindt men bijv. in het boekje van DÖRR: „Die Tragfähigkeit der Pfähle". Er is in de litteratuur meermalen op gewezen [4]), dat het niet door den beugel kan, om voor dezen hoek een in verband met de uitkomst passende waarde te kiezen, doch dat deze inderdaad aan één of meer grondmonsters behoort te worden bepaald. Het eenige voorbeeld van een dergelijke meting, dat ik in de litteratuur heb kunnen vinden, wordt vermeld in het werkje van dr. KREY: „Erddruck und Erdwiderstand" [5]). KREY geeft daar beschouwingen over de betonpalen, welke gebruikt zijn als fundeering voor de nieuwe fabriek Van Nelle te Rotterdam en becijfert, dat de kleef van deze palen ongeveer 109 t moet bedragen tegenover een punt-

[3]) The Science of Foundations. *Proc. Am. Soc. C. E.* Nov. 1927.

[4]) Zie bijv. ir. J. G. CHRISTIAANSE in *De Ingenieur* 1924, pag. 575.

[5]) 3de druk, pag. 132 e.v.

VERGELIJKING VAN EEN TWEETAL PAALFUNDEERINGEN MET FUNFEERINGEN OP STAAL.

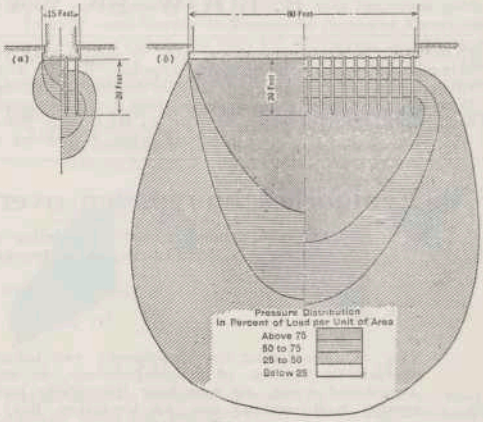


Fig. 2.

weerstand van 9 t. Uit de resultaten der proefbelasting, welke door J. A. BRINKMAN gepubliceerd werd in *De Ingenieur* 1927, n°. 4, blijkt evenwel, dat de trekpalen bij 40 t omhoog kwamen, zoodat de kleef proefondervindelijk slechts deze waarde beliep, terwijl de puntweerstand ongeveer 100 t moet zijn geweest [6]). Deze hoogst merkwaardige tegenstrijdigheid vindt haar oorzaak in de praemisse van KREY, dat de voor de kleefberekening ten grondslag aangenomen gronddruk driehoekig verloopt (dus evenredig met de diepte van inheiing), hetgeen slechts geldt voor gemakkelijk water doorlatende grondsoorten (zand, grind, etc.). In bodemsoorten met gespannen poriënwater daarentegen, moet men rekenen met den *verdringingsweerstand*, welke met de diepte niet verandert. De bedoelde palen waren geheid in een tamelijk versch opgespoten terrein en stonden over het grootste deel der lengte in slappe klei, welke als gevolg van een en ander inderdaad in den toestand van gespannen poriënwater moet hebben verkeerd. TERZAGHI [7]) heeft op theoretische gronden aangetoond, dat de verdringingsweerstand onder deze omstandigheden niet afhankelijk is van de ingeheide diepte.

De juistheid van deze theorie is op fraaie wijze experimenteel bevestigd door de zeer uitvoerige proeven, welke de Whangpoo Conservancy Board te Shanghai uitgevoerd heeft. Deze onderzoekingen zijn de meest uitvoerige ter wereld; zij werden in 1914 begonnen en worden thans nog voortgezet. Meer dan 100 hei-, belastings- en trekproeven werden verricht. Zij hebben geleerd, dat de kleef tot een diepte van 13,50 m ongeveer 2½ ton/m² bedroeg, en bij grootere paallengte zelfs iets afnam. Dezelfde waarde werd gevonden voor houten palen als voor betonpalen.

In kleigrond mag men dus in vele gevallen spreken van een bepaalden kleef per vlakte-eenheid. Dit kleefcijfer schommelde bij vele te Rotterdam genomen proeven, in den regel tusschen 1½ en 2½ ton/m². Te Vlaardingen komen evenwel grondsoorten voor, waarin de kleef wel tot 5 ton/m² kan oploopen.

In een zandbodem is dit natuurlijk anders en verloopt de kracht, noodig om een paal uit den grond te trekken, evenredig met het vierkant van de ingeheide diepte. Voor Rotterdam werd experimenteel de betrekking gevonden:

[6]) Zie SPRENGER: Etude théorique et expérimentale de la force portante des pieux en béton armé. Rapport Betoncongres Luik 1930.

[7]) TERZAGHI: „Erdbaumechanik auf bodenphys. Grundlage", pag. 270 e.v.

$$K = 0{,}25\ O\ .\ l^2$$

waarin: K = kleefkracht in tonnen;
O = omtrek horizontale paaldoorsnede in m;
l = ingeheide diepte in m.

De *puntweerstand* is, behalve van de wijze van inheien van den paal, ook afhankelijk van de geaardheid van den grond, waarin de paalpunt uiteindelijk terecht komt. Aangezien dit in Holland wel steeds zand zal zijn, wordt slechts dit geval onder de oogen gezien.

Het is soms mogelijk, den puntweerstand tot een zoodanige waarde op te voeren, dat de drukvastheid van het paalmateriaal aan verder heien een grens stelt. Men mag aannemen, dat deze grens voor beton en hout bij 150 kg/cm² paaldoorsnede gelegen is [8]).

In vele gevallen werd te Rotterdam waargenomen, dat de puntweerstand tijdens het heien tot een zekere grenswaarde kon worden opgevoerd, doch dan verder constant bleef. Rekent men, dat de punt van een dennenpaal 50 cm omtrek heeft of 16 cm diameter, of 200 cm² oppervlak, terwijl voor den puntweerstand uit veel belastingsproeven 22—30 t werd gevonden, dan zou in deze omstandigheden de druk op het zand hebben moeten bedragen (22.000 *à* 30.000): 200 = 110—150 kg/cm². Onverschillig of men van een vlaktedruk van 100 of 150 kg/cm² uitgaat, een dergelijk hooge druk kan stellig niet door het zand worden weerstaan. Men moet derhalve wel aannemen, dat zich rond de paalpunt een zône van gecomprimeerd zand vormt, welke zich als een vast lichaam gaat gedragen.

Teneinde te kunnen nagaan, of de palen in het diepe zand[9]) ook kleef ondervinden, werden dicht bijeen 3 dennen palen geslagen, welke met de punt resp. 1 m, 6 m en 8,40 m in de zandlaag reikten (zie fig. 10 en 15). Na proefbelasting bleek de puntweerstand van alle drie praktisch gelijk te zijn (ca. 25 t) terwijl na trekken kon worden geconstateerd, dat de paalpunten onbeschadigd waren. Daarmede was vastgesteld, dat in het diepe zand kleef ontbreekt.

De oorzaak van deze ongewone waarnemingen, nl. de begrenzing van den puntweerstand en het ontbreken van kleef in het zand, welke verschijnselen, behalve te Rotterdam, ook te Amsterdam, Hamburg en Bremen werden geconstateerd[10]), moet worden gezocht in een eigenaardige geologische formatie van dit zand, waardoor het gedeponeerd werd met een zeer groot holtepercentage. Tijdens het heien gaat het dientengevolge in drijfzandtoestand over. Wenscht men onder zulke omstandigheden een grooten puntweerstand te bereiken, dan zal het noodig zijn, het compressielichaam groot te maken. Boven den tapschen vorm van een dennen heipaal verdient dan de prismatische van een betonpaal de voorkeur, terwijl het zelfs van voordeel kan zijn, de punt te verzwaren.

In verband hiermede willen wij de vraag onder de oogen zien, wat men zal moeten prefereeren, draagvermogen door kleef, dan wel door puntweerstand. Ik aarzel geen oogenblik hierop te antwoorden, dat overal waar het mogelijk is, puntweerstand verkieselijk is. Men moet slechts daar van den kleef gebruik maken, waar voldoende puntweerstand niet, of niet op economische wijze, te bereiken is.

Reeds werd bij fig. 1 opgemerkt, dat kleefpalen in het algemeen langer, en dus duurder, zullen moeten zijn dan palen met puntweerstand.

Verder is het voldoende bekend, dat de kleef op eenzelfde terrein zeer uiteen kan loopen, hetgeen een grooten veiligheidscoëfficiënt noodzakelijk maakt. In tegenstelling hiermede gaven de proeven ter vaststelling van den puntweerstand tot nog toe zeer regelmatige uitkomsten.

[8]) Bij dennen heipalen zal bij voorkeur 100 kg/cm² puntoppervlak niet mogen worden overschreden.

[9]) Deze laag begint te Rotterdam op ca. 16 m — L.W. en is vaak 10—14 m dik.

[10]) Zie bijv. Hetzell und Wedekind. Hamburgs Hafenbauten auf Waltershof. *Die Bautechnik*, 19 Nov. 1929, H. 50.

Schematisch overzicht van een zwaar gebouw, dat op tot een vaste zandlaag reikende heipalen rust.

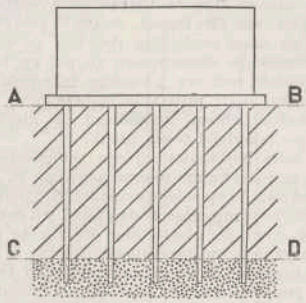


Fig. 3.

De kleef blijkt tijdens het heien voor een groot deel te verdwijnen, aangezien dan water uit de klei wordt geperst, dat als smeermiddel dienst doet, terwijl de trillingen verder meehelpen ter vermindering van de wrijving. Men kan derhalve uit het gedrag van den paal tijdens het heien moeilijk gevolgtrekkingen maken omtrent de grootte van den *statischen kleef*. De *puntweerstand* in zand daarentegen is dezelfde tijdens het heien als later bij rustende belasting; dezen kan men derhalve uit een heiformule leeren kennen.

In opgespoten terreinen komt het voor, dat een groote kleef een beslist nadeel is voor den paal. De zakkende opgespoten laag hangt dan aan den paal en vormt een hoogst ongewenschte vergrooting der paalbelasting. Op dit verschijnsel werd de aandacht gevestigd door ir. Verloren van Themaat in *De Ingenieur* 1921. Bij de naar aanleiding daarvan gevoerde polemiek kwam duidelijk naar voren, dat het tegen de geconstateerde verzakkingen nuttig gebleken was, de palen tot groepen samen te voegen. Hetzelfde effect kan ook worden bereikt door betonpalen te gebruiken in plaats van houten palen.

In fig. 3 is schematisch voorgesteld een zeer zwaar gebouw, hetwelk dientengevolge dicht onderheid moet worden. Bij een kleine zetting zal dan de grond tusschen de palen met deze mede zakken, zoodat de middenpalen dat deel van hun draagkracht missen, hetwelk een gevolg is van kleef. De paalbundel, als eenheid beschouwd, ondervindt slechts kleefweerstand K^1 langs de zijvlakken *A-C* en *B-D*.

Zulks vestigt de aandacht op de belangrijke omstandigheid dat, indien men door proefbelasting de draagkracht van een paal vaststelt, de palen, indien zij samenwerken, elk voor zich geenszins deze zelfde draagkracht behoeft te bezitten. Voor dit geval zal men het resultaat der proefbelasting in kleefkracht K en puntweerstand W_d moeten ontleden. Het draagvermogen van den enkelen paal is dan:

$$W_s = K + W_d$$

en van de uit n-palen samengestelde fundeering van fig. 3:

$$W_n = K^1 + n\ .\ W_d$$

welke waarde per paal bij toeneming van n tot Wd nadert.

In dergelijke omstandigheden mag derhalve nimmer op draagvermogen door kleef vertrouwd worden.

Omtrent den aan te nemen veiligheidscoëfficiënt zijn de meeningen in de litteratuur zeer verdeeld.

In de gebruikelijke Hollandsche heiformule schuilt een werkelijke zekerheid van 2½—3, indien men daarvoor 6 in den noemer schrijft, en hiermede is men in den regel goed uitgekomen.

In vele plaatsen nemen de bouwpolities genoegen met het toelaten van 0.4 van het uit proefbelasting gevonden draagvermogen.

Het Duitsche normaalblad D. I. N.—E. 1054 schrijft eveneens $2\frac{1}{2}$-v zekerheid voor.

Voor de visschershaven te Wesermünde-Geestemünde [11]) werd van een 2,23-v zekerheid uitgegaan.

Voor de nieuwe sluis te Bremerhafen werden volgens de publicaties van Dr. Ing. A. AGATZ [12]) proefbelastingen gehouden en naar aanleiding daarvan de draagkracht der Oost-Pruisische dennenpalen zoowel op trek als op druk vastgesteld met een 2-voudige zekerheid.

Te Shanghai heeft men vele bouwwerken, welke zich goed gehouden hebben, gefundeerd op kleefpalen met slechts $1\frac{1}{2}$-v zekerheid tegen breuk.

Uit dit alles blijkt, dat bij een veiligheidscoëfficiënt, groot $2\frac{1}{2}$, nog een ruime reserve aanwezig is.

Op grond van de opgedane ervaring, dat puntweerstand regelmatiger uitkomsten geeft dan kleef, wil het mij logisch voorkomen, voor de vaststelling der toe te laten paalbelasting met deze omstandigheid rekening te houden. In verband hiermede zou ik willen voorstellen ten opzichte van den puntweerstand 2 (= $2\frac{1}{2}$-v zekerheid te nemen en ten opzichte van den kleef $2\frac{1}{2}$—$3\frac{1}{2}$-v zekerheid. Daarbij behoort dan verder nog een nauwgezette overweging in hoeverre de kleef wel mag worden meegeteld, of zelfs als nadeelige of „negatieve" kleef in rekening dient te worden gesteld.

Wij willen thans zeer in het kort de revue laten passeeren de mogelijkheden, waarover wij beschikken, om de draagkracht van heipalen te leeren kennen. Zij zijn vierledig.

In de eerste plaats beschikt men over ervaringen aan bestaande bouwwerken, welke tot empirische regels aanleiding hebben gegeven. Dergelijke regels vindt men verzameld in BRENNECKE-LOHMEIJER „Der Grundbau" of in het „Handbuch f. Eisenbetonbau" 3de druk, Deel III, „Grund- und Mauerwerksbau".

Verder kan men de draagkracht van heipalen berekenen uit de gesteldheid van den ondergrond, zooals men deze uit boormonsters heeft leeren kennen. Op de daaraan verbonden bezwaren heb ik u reeds gewezen. De beschouwingen van DÖRR over puntweerstand, ontleend aan de wig- en gronddruktheorie van ENGESSER, houden met de geconstateerde compressie geen rekening en geven dientengevolge uitkomsten, welke veel lager zijn dan die, te Rotterdam uit de proefbelastingen gevonden. Deze methode is in het gunstigste geval o. i. slechts met de grootste reserve te gebruiken.

Dan kan men conclusies trekken uit het gedrag van den paal tijdens het heien. In de litteratuur is een heftige strijd gevoerd over de al of niet bruikbaarheid van heiformules. Het heeft mij getroffen, dat tegen het uitgangspunt eener dergelijke formule, dat de door het heiblok op den paal uitgeoefende arbeid gelijk moet zijn aan den arbeid door indringsweerstand verricht, niets valt in te brengen. Wie niet tot goede resultaten kwam, bracht dus òf de arbeidsverliezen niet behoorlijk in rekening, òf paste de formule dáár toe, waar zij niet geldig was. Want natuurlijk vindt men uit de heiformule den *dynamischen weerstand tegen inheien*, welke van den lateren *statischen weerstand*, zooals deze uit de proefbelasting blijkt, kan verschillen. Een dergelijk verschil kan tijdens het heien worden geconstateerd door vergelijking van de regelmatige kalenderingen met die gedurende de eerste slagen na een heipauze.

De heiformule ziet er in het algemeen als volgt uit:

I. Arbeid van blok op paal =
Arbeid, door puntweerstand verricht, II
+ Arbeid, door elastische compressie verricht III
+ Arbeid, door kleef verricht. IV

In mijn rapport voor het Betoncongres te Luik heb ik, onder verwaarloozing van den kleef tijdens het heien, zooals te Rotterdam praktisch steeds het geval is, hiervoor afgeleid:

$$\underset{\text{I}}{\frac{B.h}{C}} = \underset{\text{II}}{W_d \,.\, z} + \underset{\text{III}}{\frac{W_d^{\,2}\, l}{EF}} \qquad \ldots\ldots\ldots\ldots \quad (1)$$

waarin

$$C = \frac{B + P}{B + m^2\, P} \qquad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \quad (2)$$

B = blokgewicht
h = valhoogte
z = zakking per slag
E = elasticiteitsmodulus paalmateriaal
P = paalgewicht
W_d = dynamische heiweerstand
l = paallengte
F = paaldoorsnede.

De waarde van C volgens formule (2) volgt uit de botsingswetten; zij is gebonden aan de voorwaarde $B > m\,.P$. Zooals uit de afleiding blijkt, is de beteekenis van den coëfficiënt m (Duitsch: „Stossziffer") de verhouding van het verschil in snelheden van B en P ná en vóór de botsing. Is deze volkomen onelastisch, dan gaan beide lichamen na de botsing met dezelfde snelheid verder, en moet derhalve $m = 0$ zijn. Bij volkomen veerkrachtige botsing zijn er geen verliezen, zoodat dan $C = 1$ is, dus, zooals uit formule (2) volgt, $m = 1$. Wij zien dus:

$$1 > m > 0.$$

In de practijk kan men voor houten palen rekenen met $m = 0{,}5$ en voor betonpalen met $m = 0{,}3$. De coëfficiënt m is op het werk empirisch te bepalen, door, indien de kalenderingen tamelijk regelmatig geworden zijn, deze op te nemen, en vervolgens te kalenderen, na een zak met zaagsel op paal of heimuts geplaatst te hebben. In het laatste geval is $m = 0$, dus C bekend, zoodat men uit formule (1) W_d becijferen kan. Door thans in deze zelfde formule z bij kalenderen zonder zak in te vullen en C als onbekende te beschouwen, is de juiste waarde voor C te vinden, en derhalve ook voor m met behulp van formule (2).

Heeft men met een zeer licht blok te doen, zoodat $B < m\,.\,P$ is (bijv. betonpalen heien met een direct werkenden stoomhamer, type MORRISON of MAC KIERNAN TERRY), zoo geldt:

$$C = \frac{(B + P)^2}{B\,.\,P\,.\,(1 + m)^2} \qquad \ldots\ldots\ldots\ldots \quad (3)$$

Aangezien de waarde van C, uit formule (3) berekend, steeds grooter zal zijn dan die volgens formule (2), is het effect per slag, en dus het stoomverbruik van het direct werkende stoomblok, niet gunstig. Er kunnen evenwel andere overwegingen zijn, welke toch op zoo'n blok de keuze doen vallen.

Voor het overgangsgeval $B = mP$ blijken formules (2) en (3) dezelfde uitkomst te geven, zooals verwacht mocht worden.

Over het eerste lid van formule (1) valt nog op te merken, dat bij de Hollandsche heistelling het blok niet vrij valt, doch den liertrommel, rammelschijf, heireep, etc., mede moet versnellen. Hierop heeft ir. Y. M. D. KENTIE reeds gewezen in *De Ingenieur* 1911, n°. 41. Hij beschreef daar een toestel om den valtijd te meten, dat weliswaar verbazend nauwkeurig werkt, doch o. i. een te fijn laboratoriuminstrument is om geregeld bij de heistelling te gebruiken. Ter bepaling van dezen invloed liet ik op verschillende werken het blok losknoopen, en nam een valproef met een bekend gewicht van 50—75 kg, waarvoor men desnoods een zak cement kan gebruiken. Door den valtijd met behulp van een „stopwatch" te meten over een bekende valhoogte (men kan bijv. op de leiders 10 m met krijt afschrappen), beschikt men over de gegevens om het „nuttig effect" ξ te bepalen, d.w.z. den faktor, waarmede Bh vermenigvuldigd moet worden, teneinde den op den paal door het blok uitgeoefenden arbeid te vinden. Deze bleek bij de gewone heikarren, bij een blokgewicht van 850 kg, steeds tusschen 0.60 en 0,65 te liggen. Bij een electrische heimachine werd zelfs $\xi = 0{,}25$ gevonden; in een dergelijk geval zou inrichting als klinkhei aanbeveling verdienen.

[11]) *Zeitschr. f. Bauwesen* 1930, H 1.
[12]) *Die Bautechnik*, 10 Juni 1930, H 25.

HEIDIAGRAM.
De netverdeeling geeft vierkante centimeters weer.

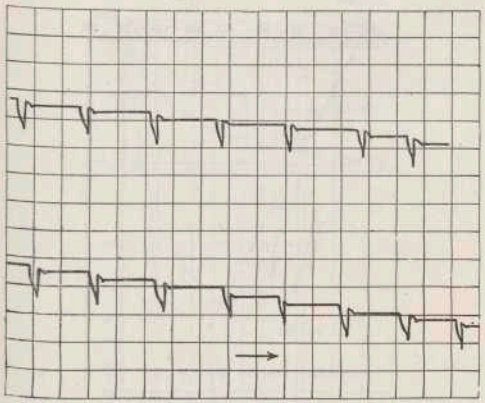


Fig. 4.

Wat het derde lid van formule (1) betreft is het van belang te constateeren, dat er, behalve elastische samendrukking van het paalmateriaal, ook elastische samendrukking van den bodem plaats vindt. Wij verdisconteeren deze in de voor E aan te nemen waarde. Op grond van vele belastingsproeven benadert men met houten palen de werkelijkheid voldoende met

$$E = 200.000 \text{ kg/cm}^2$$

en voor beton-palen met:

$$E = 247.000 + 56.000\, z - 226.000\, z^2 \text{ kg/cm}^2$$

waarin z = zakking per slag in cm.

Met deze waarde bleek te Rotterdam voor verschillende betonpalen $z^1 = \frac{W_d . l}{EF}$ ongeveer constant te zijn = 0,45 cm.

Beschouwt men deze constante z^1 als verlieszakking, dan gaat formule (1) over in den vorm:

$$\frac{Bh}{C} = W_d (z + z^1) \quad \ldots\ldots\ldots\ldots \quad (4)$$

In een zeer lezenswaardige verhandeling[13]) heeft PHILIPP KRAPF aangetoond, dat men z^1 kan meten, door met 2 verschillende valhoogten te kalenderen. Dan blijven B, C, W_d en z^1 constant; men vindt:

$$h_1 : (z_1 + z^1) = h_2 : (z_2 + z^1)$$

waarin slechts z^1 onbekend is. Hij noemt KREUTER als den geestelijken vader van deze methode.

Zij is echter van Hollandschen oorsprong. In de „Verhandelingen van het Kon. Instituut van Ingenieurs 1887", werd door het lid R. HAAGSMA een serie proeven beschreven voor de kunstwerken van het Zederik kanaal, waarbij op overtuigende wijze de juistheid der evengenoemde betrekking werd aangetoond.

Bij toepassing dezer methode geve men zich evenwel goed rekenschap, in hoeverre onnauwkeurigheden in h_1 en h_2 het resultaat beïnvloeden kunnen!

Schrijft men formule (4) in den vorm:

$$W_d = \frac{Bh}{C\,(z + z^1)}$$

dan heeft men beide leden nog slechts door den veiligheidscoëfficiënt n te deelen, om voor de *toe te laten* paalbelasting te vinden:

$$Q = \frac{Bh}{C\,.\,n\,.(z + z^1)}$$

Met $C\,.\,n = 6$ is dit de bekende Amerikaansche „Engineering News Formula", waarin men voor houten palen $z^1 = 1$ cm[14]) en voor beton-palen $z^1 = 0{,}45$ cm kan invullen, indien althans z^1 niet op bovenvermelde wijze bepaald werd. Zij geeft betere uitkomsten dan de Hollandsche heiformule en biedt boven deze het voordeel, dat voor $z=0$ niet $Q = \infty$ wordt.

Wordt eene proefbelasting gehouden, dan geeft deze gelegenheid tot contrôle op de voor z^1 gevonden waarde, aangezien z^1 dan gelijk is aan het bedrag der elastische terugveering na ontlasting.

SCHEMA VAN DE ELASTISCHE SAMENDRUKKINGEN VAN EEN HEIPAAL MET VERZWAARDEN VOET.

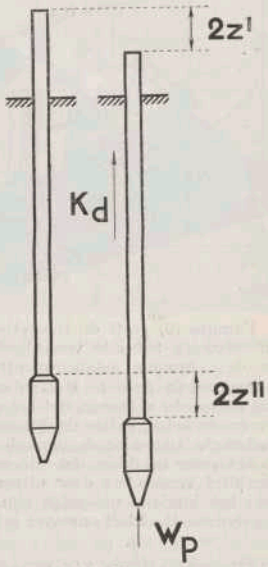


Fig. 5.

Nog kan men tijdens het heien z^1 rechtstreeks bepalen uit het z.g.n. „heidiagram". Teneinde dit op te nemen, houdt men tegen den paal een met millimeterpapier beplakt stuk karton, en beschrijft tijdens den slag op dit papier met een potlood een horizontale streep langs een rijtje, dat op twee vaste punten op het terrein bevestigd is. Er ontstaat dan een lijn, waaraan zoowel z als z^1 te meten zijn. Wegens het plotseling opbrengen der belasting bedraagt in dit geval de elastische indrukking = $2z^1$.

In het heidiagram van fig. 4, dat op een betonpaal genomen werd, bedraagt bijvoorbeeld z = 2 mm en z^1 = 4,5 mm.

Blijkens de te Rotterdam genomen proeven gaven deze verschillende methoden ter bepaling van z^1 goede overeenstemming.

Indien men in een bodem heit, waarin de te overwinnen kleefweerstand niet verwaarloosd mag worden, moet formule (1) nog met den term IV uitgebreid worden, en ziet er dan als volgt uit:

$$\underset{\text{I}}{\frac{Bh}{C}} = \underset{\text{II en III}}{W_d (z + z^1) - K_d} \underset{\text{IV}}{\frac{z^1 - z^{11}}{m}} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots (5)$$

De beteekenis van z^1 en z^{11} zal uit fig. 5 voldoende duidelijk zijn. In dit geval is W_d dus de som van dynamischen kleef en puntweerstand. De coëfficiënt m wordt = 3 voor rechthoekig kleefdiagram, en = 5 voor driehoekig kleefdiagram[15]). Men kan in formule (5) C bepalen met behulp van een zak zaagsel, en z' door kalenderen met verschillende valhoogten, juist alsof de term IV niet aanwezig was.

Door met elkaar te vergelijken een aangevulden en een niet aangevulden betonpaal met verzwaarden voet, welke naast elkaar geheid worden, is het mogelijk, den term IV te vinden. Door nu van de voetverdikking een staaf betonijzer omhoog te voeren, en ook aan deze staaf het heidiagram op te nemen evenals aan het bovenein de van dien paal, meet men z^1 zoowel als z^{11}, zoodat dan ook K_d becijferd kan worden.

[13]) „Formeln und Versuche über die Tragfähigkeit eingerammter Pfähle". *Fortschritt. d. Ing. Wiss.* 2de Gruppe, 12 Heft.

[14]) Blijkens het hieronder volgende is $z^1 = \frac{1}{16}$ @ $\frac{1}{20}$. Q, indien Q in tonnen is uitgedrukt.

[15]) Indien men veronderstelt, dat de kleef verloopt evenredig met de macht p der ingeheide diepte, zal gemakkelijk kunnen worden afgeleid, dat $m = 2\,p + 3$ moet zijn.

THEORETISCH LAST-ZAKKINGSDIAGRAM.

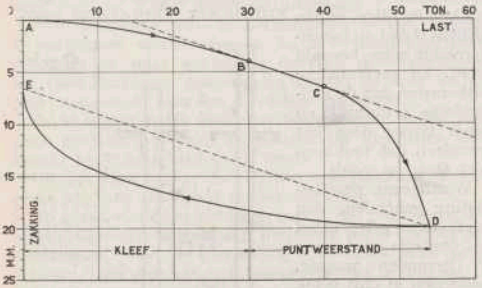


Fig. 6.

OVERZICHT DER TE ROTTERDAM WAARGENOMEN ELASTISCHE TERUGVEERINGEN VAN DENNEN HEIPALEN.

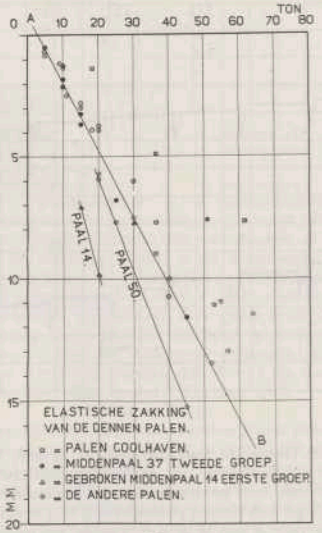


Fig. 7.

Formule (5) geeft de theoretische verklaring van vele uit ervaring bekende verschijnselen bij het heien. Wie in deze formule getallenwaarden invult voor dennenpalen, zooals deze te Rotterdam worden gebruikt, zal tot de conclusie komen, dat het niet mogelijk is een paal verder te heien, indien de dynamische kleef 10 t of meer bedraagt. Aangezien de normale kleef 20—30 t beloopt, is het maar gelukkig, dat tijdens het heien in kleigrond de kleef vermindert door uitpersing van water, anders zou het inheien onmogelijk zijn. In zand zijn statische en dynamische kleef ongeveer gelijk; al spoedig kan men

ZAKKINGSDIAGRAMMEN VAN DENNEN HEIPALEN, UITGEZET TEN OPZICHTE VAN EEN SCHEEF ASSENSTELSEL.

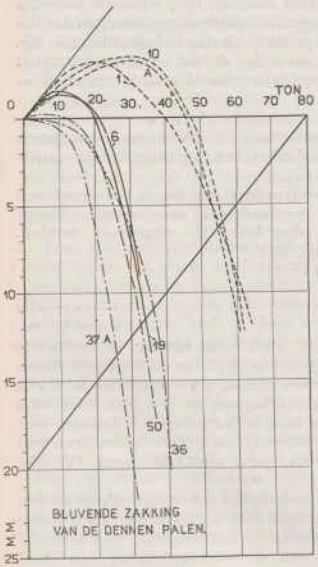


Fig. 8.

LAST-ZAKKINGSDIAGRAM VAN EEN HOUTEN PAAL MET ZEER GROOTEN PUNTWEERSTAND.

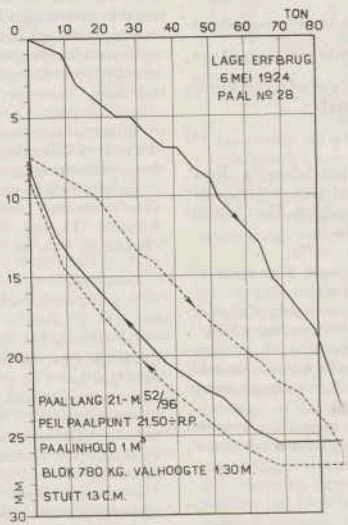


Fig. 9.

NORMAAL LAST-ZAKKINGSDIAGRAM VAN EEN DENNEN HEIPAAL.

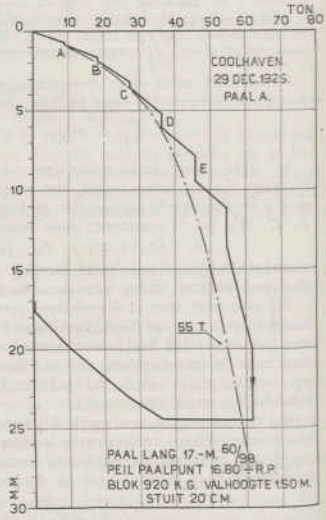


Fig. 10.

dan niet verder heien en moet de kleef verminderd worden, door het zand met behulp van een spuit in suspensievorm te brengen.

Past men deze zelfde metingen toe gedurende de eerste slagen na een heipauze, dan treedt de *statische* kleef *Ks* in formule (5) in de plaats voor den *dynamischen*. Het is dus zelfs mogelijk *Ks* : *Kd* te bepalen. Om deze reden wil het mij voorkomen, dat met formule (5) een heiformule gegeven wordt, welke voor alle in de praktijk voorkomende gevallen bruikbaar is.

Als laatste mogelijkheid om inzicht in het draagvermogen van heipalen te verkrijgen, dient de *proefbelasting*. Men kan dan na afloop den paal trekken, teneinde de kleefkracht te leeren kennen. Er bestaat echter een meer eenvoudige wijze om kleef- en puntweerstand te scheiden.

TIJDDIAGRAM VAN DEN PAAL A (fig. 10).

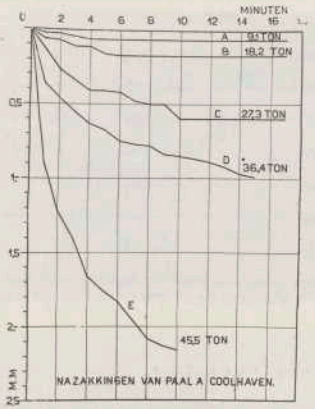


Fig. 11.

Gaan wij aan de hand van fig. 6 de zakking na van een paal, welke zijn weerstand zoowel aan kleef als aan puntweerstand ontleent. Gedurende de periode A-B wordt de kleef overwonnen, en komt derhalve geen puntweerstand tot uitwerking. De samendrukking bedraagt $\frac{Pl}{EF}$ waarin bij evenwijdig kleefdiagram de medewerkende lengte l evenredig met P verloopt. Dan heeft bij een prismatischen paal de lijn A-B derhalve een parabolisch verloop. Van B tot C drukt de ondergrond elastisch samen, zonder dat de paalpunt nochtans zakt. Van C tot D wordt de paalpunt weggedrukt.

Het zal duidelijk zijn, dat B-C evenwijdig verloopen moet met de lijn van elastische terugveering D-E. In de praktijk zijn de punten B en C als regel niet scherp te onderscheiden; men trekt dan een raaklijn aan de kromme //DE; het raakpunt geeft de scheiding tusschen kleef en puntweerstand aan.

Teneinde deze methode met succes te kunnen toepassen, is een zeer nauwkeurige meting der zakkingen noodig (tot op $^1/_{100}$ mm afleesbaar), welke met doorbuigingsmeters wel te bereiken valt.

Uit vele metingen te Rotterdam is gebleken (fig. 7), dat de elastische terugveeringen van dennenpalen tamelijk nauwkeurig evenredig met de belasting verloopen; de voornaamste in de figuur voorkomende afwijkingen konden verklaard worden. In millimeters bedraagt deze terugveering $^1/_4$ van de belasting in tonnen. Indien men hiervan uitgaat en het last-zakkingsdiagram uitzet ten opzichte van een passend scheef assenstelsel, worden de raaklijnen van fig. 6 alle horizontale lijnen, zoodat de punten, waar de krommen hun maxima vertoonen, de grenzen tusschen kleef en puntweerstand aangeven. Fig. 8 geeft een aantal van dergelijke krommen, welke alle op dennen heipalen betrekking hebben.

Fig. 9 geeft een zeer bizonder en hoogst abnormaal beeld van het resultaat eener dergelijke proefbelasting. Een dennenpaal van normale afmetingen kon nl. tot meer dan 80 t belast worden, en bleek na de tweede belasting volkomen elastisch terug te komen [16]). Wij meenen, dat de verklaring van dit ongewone gedrag gezocht moet worden in het stukslaan van de paalpunt, waarbij een pruik gevormd werd, welke zich met zand vulde en op deze wijze een verbreeden voet vormde. Bij een poging tot trekken brak de paal af onder 60 ton trekkracht.

[16]) Een soortgelijk geval werd beschreven door ir. H. A. VAN IJSSELSTEIJN in *De Ingenieur* 1907.

ZELFREGISTREERENDE DOORBUIGINGSMETER.

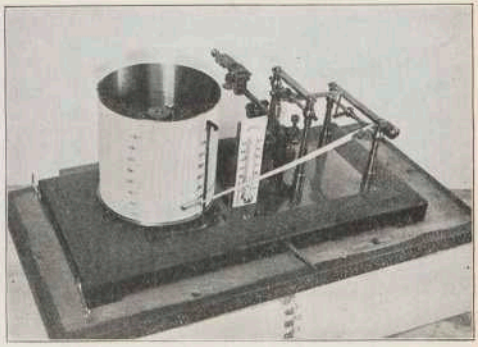


Fig. 12. *Foto C. Kramer, Rotterdam.*

Een meer normaal beeld van een last-zakkings-diagram biedt fig. 10. Nauwkeurige observatie der zakkingen leerde, dat deze gedurende eenigen tijd voortduren na elke nieuwe belastingstrap; hoe hooger de last wordt, hoe grooter ook de nazakking. TERZAGHI heeft aangetoond, dat de eindzakking, waarbij de paal volledig tot rust komt, onafhankelijk is van de snelheid van opbrengen der belasting. De meetkundige plaats van deze eindzakkingen bij varieerende belasting zullen wij *tijdvrije belastingskromme* noemen, en deze kromme als basis voor de draagkracht gebruiken.

Ter definiëering van het draagvermogen moet nu een bepaalde zakking worden overeengekomen. Uit een groot aantal belastingsdiagrammen trokken wij de conclusie, dat 20 mm zakking hiervoor een bruikbare waarde geeft; de hierbij behoorende last wordt dan door den veiligheidscoëfficiënt gedeeld, ten einde de toe te laten belasting te vinden. Daarbij behoort dan nog de eisch, dat onder deze toe te laten belasting de zakking een zeker maximum niet mag overschrijden (waarvoor 5 mm een bruikbare waarde blijkt te zijn); uit verschillende bij dit artikel gegeven beproevingsresultaten blijkt wel, dat men in de praktijk vaak niet meer dan 23 mm zal vinden.

Fig. 11 geeft afzonderlijk het bij fig. 10 behoorende tijddiagram. Men ziet daaruit, dat het bij toenemende belastingen steeds langer duurt, tot de paal volkomen in rust is. Gebleken is, dat een dergelijk tijddiagram op uiterst gevoelige wijze aantoont, of men de grensbelasting nadert. Om een dergelijk diagram te kunnen samenstellen, moeten de paalzakkingen zeer nauwkeurig worden gemeten, hetgeen wij deden met ten opzichte van de paalas symmetrisch geplaatste doorbuigingsmeters (teneinde excentrische invloeden te elimineeren), welke met een minuut tusschenpooze werden afgelezen.

Teneinde dit werk te vereenvoudigen, werd de in fig. 12 afgebeelde doorbuigingsmeter gebouwd, welke de zakkingen met 25-voudige vergrooting registreert op een door een uurwerk bewogen trommel, die in 6 uren rondraait. Met dit apparaat werden zeer fraaie diagrammen verkregen.

Fig. 13 geeft een dergelijk diagram voor herhaalde belasting met 5 t van een houten paal; de totale zakking bedroeg ongeveer 2 millimeter.

Fig. 14 is een reproductie van het overeenkomstige diagram bij 10 t belasting. Interessant is het te zien, dat de nullijn (boven aan de foto) in het midden een onregelmatige, golfvormige afwijking vertoont. Deze bleek na lang zoeken het gevolg te zijn van ongelijkmatige verwarming van den I-balk, waaraan het apparaat bevestigd was, bij het opkomen van de zon, hetgeen de nauwkeurigheid van opteekenen treffend illustreert.

DIAGRAM VAN EENIGE BELASTINGEN EN ONTLASTINGEN MET 5 t, STERK VERGROOT.

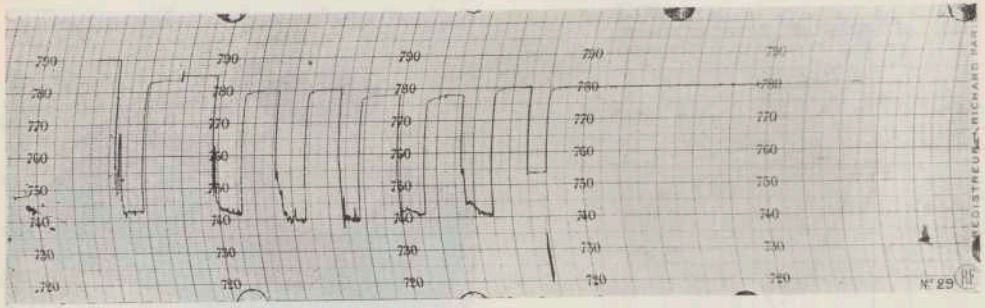


Fig. 13.

ZELFDE DIAGRAM ALS FIG. 13, DOCH VOOR 10 t.

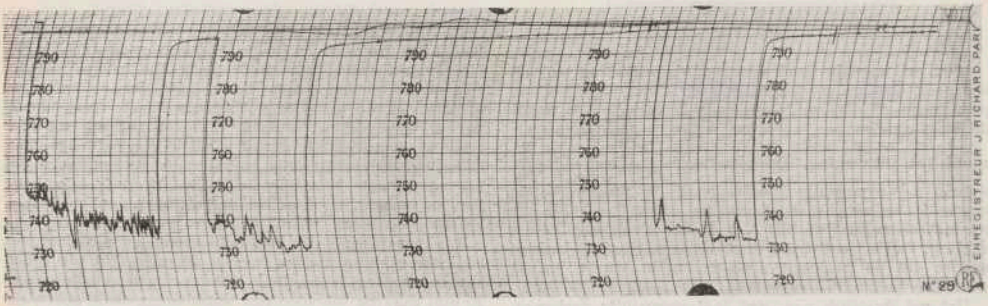


Fig. 14.

Terwijl het diagram van fig. 10 betrekking heeft op een houten paal van normale lengte, geeft fig. 15 een dergelijk diagram voor een zeer langen paal; de draagkracht van beide palen blijkt praktisch hetzelfde te zijn. Indien men in fig. 15 overeenkomstig de bij fig. 6 beschreven wijze aan de tijdvrije belastingskromme een raaklijn trekt, evenwijdig met de lijn van terugveering, dan blijkt bij dezen paal de kleef slechts klein te zijn geweest (20 @ 25 t).

Toen op het Land van Hoboken, in een zeer slappen bodem, het nieuwe kantoorgebouw voor het Gemeente Electriciteitsbedrijf moest worden gebouwd, waarvan een deel bestaat uit een torenhuis van rond 60 m hoog met 14 verdiepingen, werd het raadzaam geacht, de draagkracht der heipalen onder deze omstandigheden zeer deugdelijk vast te stellen. Teneinde een absolute splitsing van puntweerstand en kleef te bereiken, werden gelijktijdig 5 dennenpalen proefbelast, waarvan er 4 in een vierkant waren geheid van 71 cm zijde, en één in het midden. Indien men nu eerst alleen den middenpaal belast (linker helft van fig. 16), wordt de som van kleef en puntweerstand gevonden. Belast men vervolgens de 5 palen gelijktijdig, terwijl voor gelijke zakkingen wordt zorggedragen (rechter helft van fig. 16), dan zal de grond tusschen de palen meezakken, en is derhalve voor den middenpaal de kleef uitgeschakeld.

Fig. 17 toont schematisch op welke wijze door middel eener ijzerconstructie de trekkracht op de rondom geheide trekpalen kon worden overgebracht. De 5 hydraulische vijzels, waarvan er 4 in de figuur zichtbaar zijn, werden

LAST-ZAKKINGSDIAGRAM VAN EEN ZEER LANGEN PAAL. VERGELIJK DIT DIAGRAM MET FIG. 10.

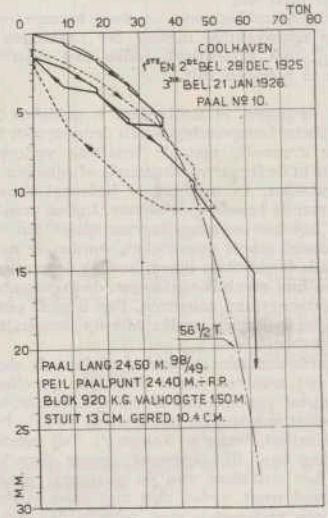


Fig. 15.

in 2 horizontale vlakken opgesteld, teneinde het mogelijk te maken, bij lekken der leeren manchet, ook den middenvijzel te kunnen uitwisselen.

[17]) Inderdaad kon worden geconstateerd, dat bij uitsluitende belasting der 4 buitenpalen de middenpaal onbelast medebewoog.

SCHEMA DER BELASTINGEN VAN DENNEN HEIPALEN VOOR HET G.E.B. GEBOUW. DE ARCEERINGEN GEVEN BELASTE PALEN AAN.

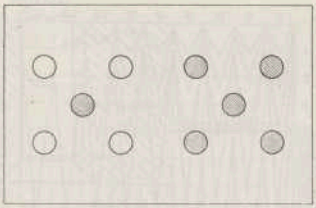


Fig. 16.

OVERZICHT DER CONSTRUCTIE, BENOODIGD VOOR DE GELIJKTIJDIGE BELASTING VAN 5 DENNENPALEN.

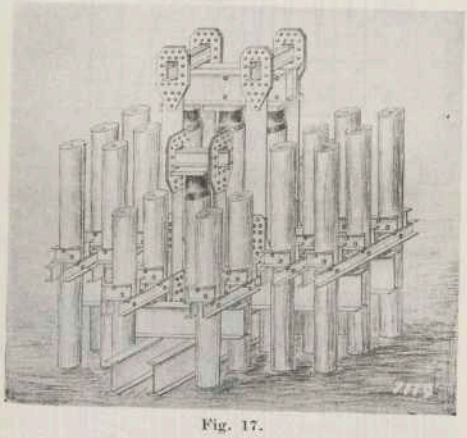


Fig. 17.

FOTO VAN DE PROEFBELASTING VOLGENS FIG. 17.

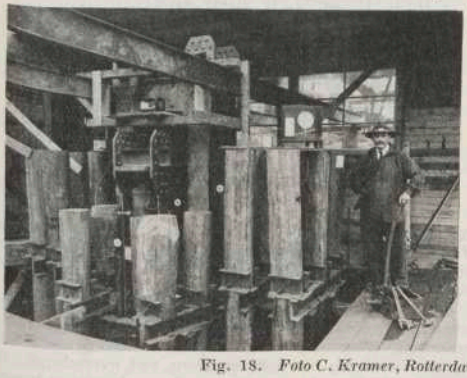


Fig. 18. *Foto C. Kramer, Rotterdam*

Fig. 18 geeft een indruk van de proef zelve, welke op een andere plaats ter contrôle volledig herhaald werd.

Van de verkregen resultaten geven fig. 19 en 20 een indruk. Men zal bij vergelijking dezer beide diagrammen zien, dat het verschil in grensbelasting slechts klein is, zoodat ook de kleef geen groote waarde bezat; als gemiddelde waarde voor den puntweerstand werd 22,2 t gevonden. Het uit heiformule (1) berekende dynamische draagvermogen W_d bleek nauwkeurig met dezen puntweerstand

RESULTAAT VAN DE PROEFBELASTING VAN EEN DER BEIDE MIDDENPALEN.

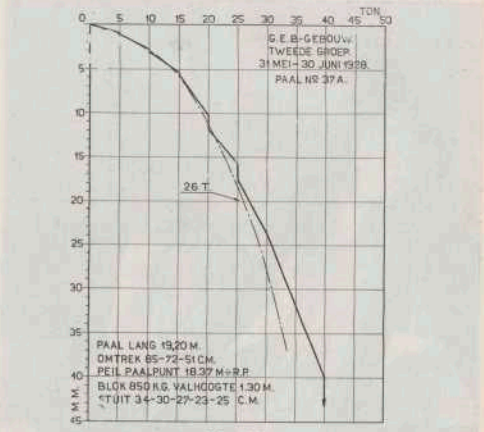


Fig. 19.

RESULTAAT VAN DE PROEFBELASTING VAN EEN DER RANDPALEN

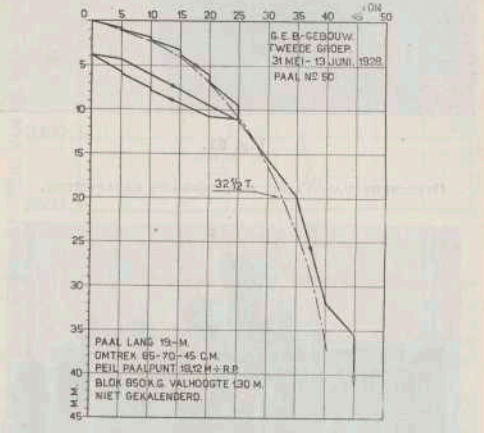


Fig. 20.

overeen te stemmen, zoodat tijdens het heien de kleef blijkbaar volledig werd opgeheven.

Stelt men van alle palen W_d tegenover den statischen indringingsweerstand W_s, zooals deze uit de belastingsproeven werd gevonden, dan blijkt:

$$W_d : W_s = 0{,}54 — 0{,}63$$

De eindconclusie was, dat per paal niet meer dan 9 t mocht worden toegelaten.

Van de 10 beproefde houten palen vertoonden er 2 abnormale gedragingen, welke in hoofdzaak bestonden in zeer groote veerende zakkingen [15]). Dit was aanleiding om deze beide palen te trekken, waarbij bleek, dat beide gebroken waren (fig. 21); dit was de voornaamste reden, waarom tot de toepassing van betonpalen besloten werd. Nadat dit besluit genomen was, werden ook de 56 stuks overige dennenpalen getrokken, waarbij bleek, dat in totaal 17 palen gebroken waren, zonder dat zulks aan het gedrag tijdens het heien kon worden geconstateerd (fig. 22).

De kalenderingen varieerden van 14 tot 48 cm (gem. 33 cm) en waren dus geenszins klein. Het heiwerk was zeer

[15]) Zie Paal nº. 14 in fig. 7.

GEBROKEN PAALPUNTEN.

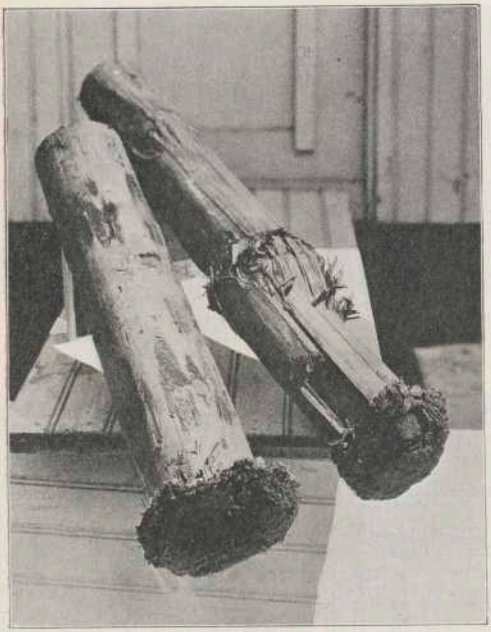


Fig. 21.

OVERZICHT VAN 17 STUKS GEBROKEN PAALPUNTEN.

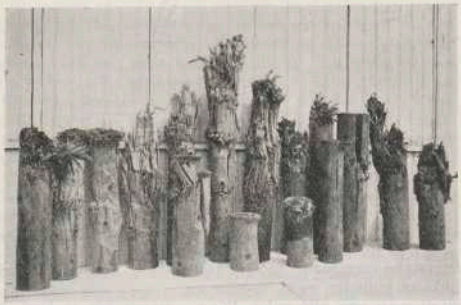


Fig. 22.

voorzichtig uitgevoerd, onder voortdurend toezicht, met een stelling in daghuur, zoodat de heibaas niet het minste belang had bij vlug heien. Geconstateerd werd, dat op 33 palen, welke minder dan 52 cm puntomtrek bezaten, 13 breuken voorkwamen of 39,4 %, terwijl op de verdere 25 stuks, welke 52 cm of meer puntomtrek hadden, het breukgehalte 4 op 25 stuks of 16 % bedroeg.

Fig. 21 geeft duidelijk te zien, hoe de breuk in vele gevallen gevormd werd door opstuiken op 40 @ 50 cm van de paalpunt ter plaatse van een ring van kwasten. De verklaring van dit weinig bekende en onrustbarende verschijnsel zal na het voorgaande duidelijk zijn: wegens het ontbreken van den kleef wordt de slag van het heiblok met praktisch onverminderde kracht aan den ondergrond doorgegeven. De paalpunt wordt bij 22—30 t puntweerstand tijdens het heien belast met 100—150 kg/cm², terwijl bij beproeving bij KONING en BIENFAIT de druk-

ZAKKINGSDIAGRAM BIJ HERHAALDE BELASTING.

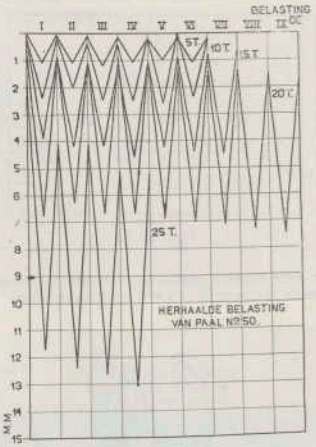


Fig. 23.

TREKDIAGRAM.

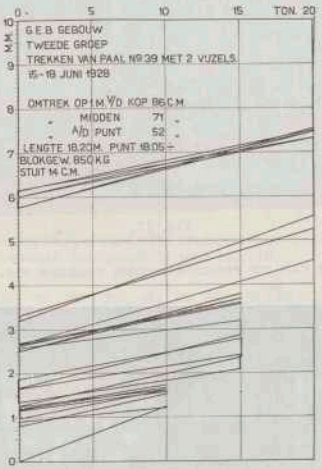


Fig. 24.

vastheid van het hout bij 186—210 kg/cm² bleek te liggen. Het is derhalve zeer begrijpelijk, dat ter plaatse van een materiaalgebrek, als een ring van kwasten, breuk kan ontstaan.

Naar onze meening zal dit verschijnsel bij dennenpalen veel meer voorkomen dan men vermoedt [19] [20]. De eenige waarborg ertegen is zorg te dragen, dat de belasting tijdens het heien een zekeren grens niet overschrijdt, en in verband hiermede een correspondeerende, niet te hooge, belasting per paal toe te laten. Men gaat uit van het puntoppervlak van den paal, en laat hierop tijdens het heien niet meer dan bijv. 100 kg/cm² toe. Men kent derhalve de bovengrens van W_d, en berekent uit heiformule (1), (4)

[19] Zie ook PETZEL & BEHRENDS. Die Anlagen der Hamburgisch-Preussischen Hafengemeinschaft. Abb. 16. *Jahrb. der Hafenb. Ges.* 1928/29.

[20] Verder bleek bij het teekken van ca. 100 palen der oude Jan Kuitenburg te Rotterdam, dat ongeveer een derde van dit aantal indertijd was stukgeslagen.

HEIPAAL VAN GEWAPEND BETON MET VERZWAARDEN VOET. NED. OCTROOI n°. 21801.

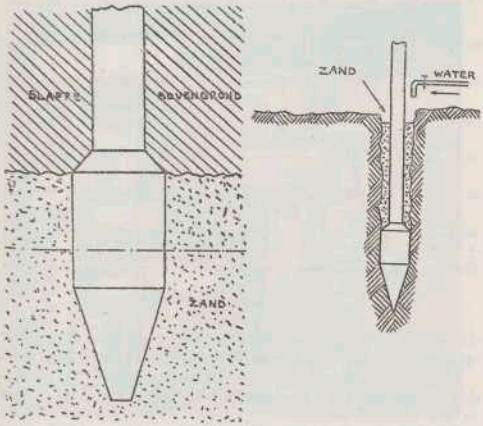


Fig. 25.

SITUATIE BETON-PROEFPALEN.

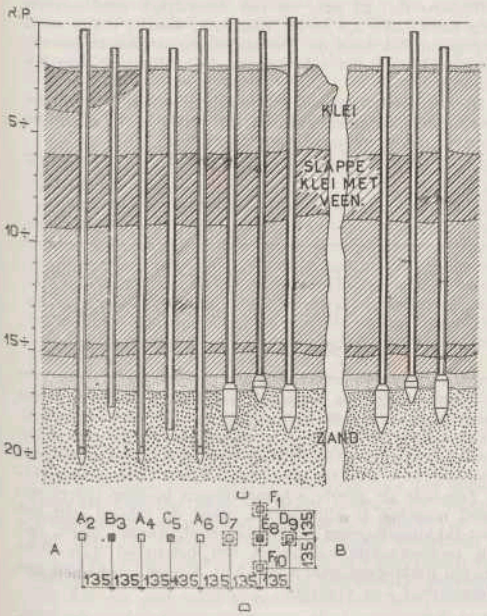


Fig. 26.

of (5) de hiermede overeenkomende kalendering, waarbij dan het heien onherroepelijk moet worden gestaakt.

Uit deze beschouwing volgt, dat de tapsche vorm van een dennenpaal ter bereiking van een behoorlijken puntweerstand constructief niet juist kan zijn. Reeds veel beter is een paal met prismatische doorsnede, zooals de voor steigers veel gebruikelijke Amerikaansch grenen palen.

Indien de dynamische kleef bekend is, zou men zelfs een theoretisch meest gunstigen paalvorm kunnen con-

HEIDIAGRAM, BEHOORENDE BIJ FIG. 26.

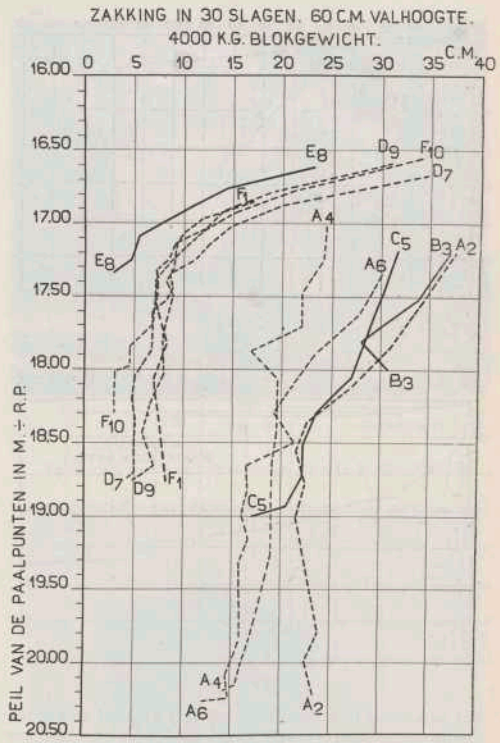


Fig. 27.

strueeren, welke voor betonpalen ook toe te passen zou zijn.

De te Rotterdam met houten palen genomen proeven geven nog tot eenige bizondere opmerkingen aanleiding.

Fig. 23 laat zien, hoe bij herhaalde belasting het draagvermogen van een dennenpaal aanmerkelijk kleiner is dan bij enkele belasting [21]). Men moet aannemen, dat als gevolg van de herhaalde belasting de statische kleef eerst geleidelijk weer tot den dynamischen wordt teruggebracht, terwijl vervolgens de puntcompressie verminderd wordt door den opstijgenden grondwaterstroom. Deze grondwaterstroom zal slechts bij een bepaalde minimum stroomsnelheid de ligging der zandkorrels kunnen beïnvloeden; deze stroomsnelheid is afhankelijk van de snelheid van belastingstoename. Op grond van onze proeven zouden wij willen aanbevelen bij die constructies, waar een snelle wisseling van mobiele belasting mogelijk is (spoor- en kraanbaan onderheiingen, fundeeringen voor rolbasculebruggen, etc), bij gebruik van houten palen de mobiele last voor de paalberekening met de dubbele waarde in rekening te stellen.

Indien men een paal trekt (fig. 24) wordt een overeenkomstig diagram verkregen als bij drukbelasting. In dit geval is er om te denken, dat in het begin ook de atmosferische luchtdruk moet worden overwonnen.

Fig. 25 vertoont de oplossing, welke uiteindelijk voor de fundeering van het G.E.B.-gebouw gekozen is, nl.

[21]) Vergelijk hiermede fig. 20.

LAST-ZAKKINGSDIAGRAM DER BETON-PROEFPALEN.

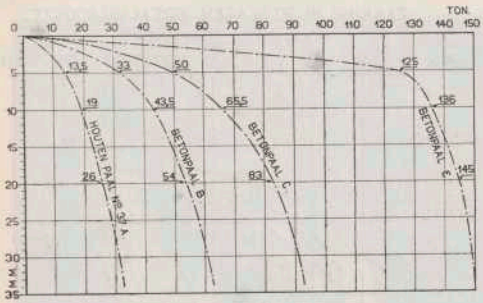


Fig. 28.

TIJDDIAGRAM VAN BETONPAAL C.

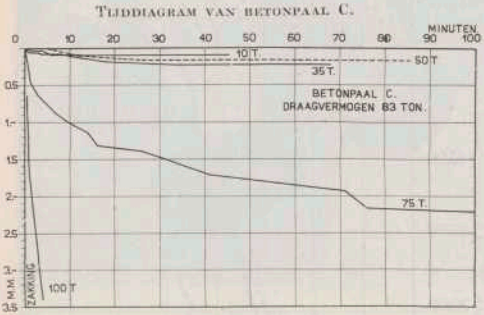


Fig. 29.

TIJDDIAGRAM VAN BETONPAAL E.

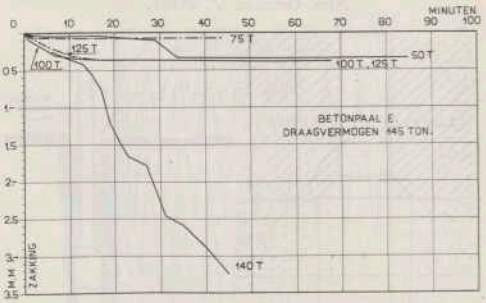


Fig. 30.

den betonpaal met verzwaarden voet. Daarbij wordt het compressielichaam in het diepe zand zeer veel grooter dan bij gewone betonpalen, zoodat de puntweerstand dientengevolge aanmerkelijk stijgt. De tijdens het heien boven de puntverdikking gevormde opening kan naar verkiezing met nat of droog zand, of grind, dan wel met beton worden aangevuld, terwijl dit vulmateriaal nog op een bizondere wijze kan worden opgeheid voor die gevallen, dat men naast een grooten puntweerstand ook een grooten kleef wenscht. Men kan op zoo'n paal volgens verschillende gehouden beproevingen althans 50 % meer belasting toelaten dan op een gewonen betonpaal, waardoor in vergelijking met gewone betonpalen een beteekende besparing kan worden verkregen en het zelfs mogelijk wordt met dennen heipalen te concurreeren.

Teneinde zekerheid te verkrijgen omtrent voor het G.E.B.-gebouw op betonpalen toelaatbare belasting werd besloten tot een uitvoerige belastingsproef met zulke palen.

Deze zou omvatten een gewonen betonpaal B met de punt op hetzelfde peil als de houten palen (18 m min R.P.), een betonpaal C, welke een meter langer is (punt 19 m min R.P.), alsmede een paal met verdikte punt E, waarbij wegens verhoogde compressie een grooter draagvermogen werd verwacht.

Fig. 26 geeft een overzicht van de situatie. Beproefd werden achtereenvolgens paal B_3, welke te kort was, paal C_5, welke voldoende lengte had, alsmede de heipaal met verzwaarden voet E_3 (De bij deze letters geplaatste cijfers geven de volgorde van inheien aan.)

Het heiwerk zelf had een vlot verloop. Duidelijk waarneembaar was het reeds vermelde feit, dat de kalendering tot een zekere grens beter wordt, en daarna practisch constant blijft; in groote trekken vertoont de grafische voorstelling voor elken paal het beeld van een gebroken lijn. Dit knikpunt in de grafiek der zakkingen (fig. 27) is maatgevend voor het peil van de paalpunt, dus voor de paallengte. Geconstateerd werd, dat de paal B_3, welke op dezelfde diepte geheid was als de houten palen, te kort was.

Men zal dus betonpalen een meter langer moeten nemen dan houten palen; in dezen grondslag behooren zij 2½—3 m in het zand te staan.

Bij de palen met dikke punten werd de ervaring opgedaan, dat het knikpunt op ca. 17,50m min R.P. ligt, d. i. op dezelfde diepte als bij de houten palen. Ergo kunnen deze palen een meter korter zijn dan de gewone betonpalen.

Blijkens fig. 28 mag op een dergelijken paal worden toegelaten 145 : 2,5 = 58 rond 60 t, waarbij ervan werd uitgegaan, dat men de breukbelasting definieert als die last, waarbij na tot rust komen de zakking 20 mm bedraagt.

De grens van 20 mm is willekeurig, doch geeft bruikbare resultaten. Gaat men evenwel uit van 5 of 10 mm, dan worden andere verhoudingen gevonden:

Zakking	Houten paal	Betonpaal	Betonpaal met puntverdikking
5 mm	13,5	50,—	125 ton
10 „	19,—	65,5	136 „
20 „	26,—	83,—	145 „

Naar gelang van de keuze der zakkingsgrens mag op een betonpaal van 83 : 26 = 3,19 tot 50 : 13,5 = 3,70 × de belasting van een houten paal worden toegelaten, welke veelal 10 t bedraagt (dus ca. 35 t) en op een dikkepunt-paal van 145 : 26 = 5,58 tot 125 : 13,5 = 9,27 × 10 t = 55—90 t.

Teneinde de groote schommelingen in deze cijfers zoo goed mogelijk te elimineeren, werd de inhoud van het last-zakkingsdiagram geplanimetreerd, waarna bleek, dat bij bovenstaande zakkingen een betonpaal 3,50—3,94 en een dikke-punt-paal 7,10—9,21 × den arbeid van een dennenpaal kan opnemen.

Deze gunstige resultaten worden ook door de tijd-zakkingsdiagrammen bevestigd (fig. 29 en 30).

Fig. 32 geeft een foto van de nieuwe graansilo aan de Maashaven, welk bouwwerk een eigen gewicht heeft, groot 38.000 t en bovendien 44.000 t graan kan bevatten, waarmede dit wel één der zwaarste bouwwerken van Europa zal zijn. Het is gefundeerd op 1370 beton heipalen met verzwaarden voet, en geeft een druk op den bodem van 4 kg/cm² [22]).

[22]) Een beschrijving van dit gebouw van de hand der ontwerpers J. A. BRINKMAN en L. C. VAN DER VLUGT zal in „*De Ingenieur*" verschijnen.

FOTO PROEFBELASTING VAN BETONPAAL E MET 150 t.

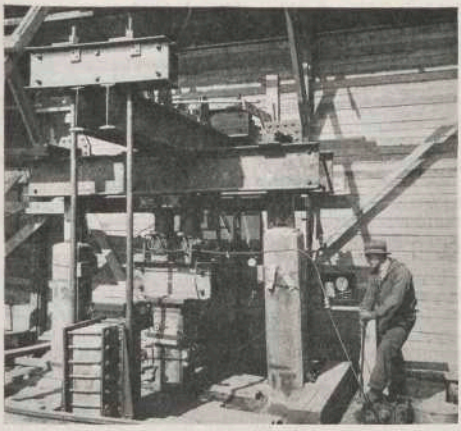


Fig. 31. *Foto C. Kramer, Rotterdam*

FOTO DER NIEUWE GRAANSILO AAN DE MAASHAVEN.

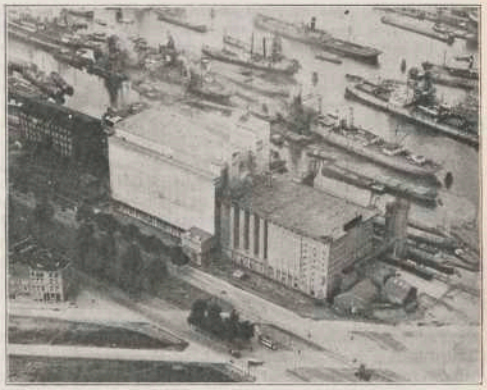


Fig. 32. *Luchtfoto K.L.M.*

FOTO VAN HET GERAAMTE VOOR HET G. E. B. GEBOUW.



Fig. 33.

Vergelijkt men hiermede het kantoorgebouw van het G. E. B. te Rotterdam, dat ongeveer 60 m hoog is en 14 verdiepingen telt, dan oefent dit op den ondergrond een druk uit van 2,4 kg/cm². Blijkens fig. 33 is het geraamte van gewapend beton geconstrueerd, dus zwaar; zeer waarschijnlijk is met ijzerconstructie een lichtere oplossing mogelijk. Men ziet dus, dat men zelfs in den zeer slappen Rotterdamschen ondergrond in de toekomst hoog zal kunnen bouwen, al zal het wel nimmer gelukken de grootste Amerikaansche torenhuizen te evenaarden.

Thans aan het einde van mijn voordracht gekomen, wil ik mij geenszins vleien met het denkbeeld, ook slechts één der vele problemen, welke ons de heipalen bieden, tot oplossing te hebben gebracht. In hoofdzaak is het mijn bedoeling geweest, andere onderzoekers in deze richting in de gelegenheid te stellen van de Rotterdamsche ervaring te profiteeren. Indien zij daarbij de tijdfunctie als een niet te verwaarloozen factor in aanmerking willen nemen en vóór alles trachten, zoowel tijdens het heien als later bij de proefbelasting kleef en puntweerstand afzonderlijk te bepalen, terwijl ik er niet aan of er zal eerlang zooveel ervaringsmateriaal ter beschikking komen, dat wij bij ontwerp en uitvoering eener heifundeering even zeker te werk kunnen gaan als bij onze ijzer- en betonconstructies, hetgeen een vooruitgang van de techniek zal beteekenen.

Beraadslaging.

Ir. G. J. MEIJERS merkt op, dat in de door den inleider vermelde formules niets voorkomt omtrent de warmte-ontwikkeling, die ontstaat wanneer het heiblok op den paal valt. Hij vraagt, of deze van weinig beteekenis is.

Voorts vraagt spreker, of de palen met verbreeden voet niet de mogelijkheid bieden van te knikken. De aanvulling van het gat met zand is bovendien toch niet zoodanig, dat de zijdelingsche grondweerstand zoo groot is als bij een gewonen paal.

Ir. J. C. DEKNATEL vraagt of den inleider gevallen bekend zijn, waarin dergelijke palen gespoten zijn en of dit misschien bij het Silo-gebouw gebeurd is.

Ir. J. VAN DUSSELDORP stelt nu de volgende vraag: Wanneer men zich een laag veen voorstelt bij het midden van den paal en wanneer door ophooging van de omliggende terreinen of door het heien zelf het veen wordt samengedrukt en er beweging in den grond komt en de grond langs de bovenste helft van den paal naar beneden zakt, is het dan mogelijk in een formule met zekerheid het kleefvermogen van dien paal aan te geven? Immers de grond bij de bovenste helft oefent dan een tegenovergestelde werking uit, doordat hij den paal naar beneden trekt in plaats van op houdt. In hoeverre is het nu mogelijk, wanneer men niet een speciale berekening maakt van de verschillende lagen, en de mogelijkheid van inkrimping van den grond, daaromtrent een formule op te stellen?

De heer J. KOK vraagt, of het draagvermogen van de laatste palen niet hooger gesteld moeten worden dan uit deze formule zou kunnen worden afgeleid, wanneer men de palen dicht bij elkander heit, beginnend van buiten af, en gaande naar binnen. Het inheien van de laatste palen zal dan immers veel moeilijker gaan.

Ir. H. G. B. RISSINK meent, dat de elastische vormverandering van den paal afhangt van de lengte en vraagt, of in Rotterdam de heipalen alle ongeveer even lang zijn.

Ir. V. JOCKIN heeft uit de voordracht begrepen, dat

bij het trekken van een paal de trekkracht gelijk gesteld wordt aan den kleef. Indien deze opvatting juist is, dan meent spreker, dat men vergeten heeft, dat een paal niet cylindrisch is, maar den vorm heeft van een wig, zoodat men bij het indrukken van den paal een ander getal moet krijgen.

Verder vraagt spreker, welk verschil of de opvulling met water en zand maakt ten opzichte van den drukweerstand.

Ir. J. J. I. SPRENGER zegt, in antwoord op de vraag van ir. G. J. MEYERS betreffende het in de formule verdisconteeren van de warmte-ontwikkeling, dat deze een botsingsverlies is, en dus reeds schuilt in den coëfficiënt C. Aannemende, dat er van een niet geheel veerkrachtige botsing sprake is, zal er bij de botsing van het blok op den paal een verlies optreden, hetwelk ten deele tot effect heeft, dat het materiaal min of meer verbrijzeld wordt, terwijl er voor een ander deel warmte vrij komt.

Wat het uitknikken van de schacht van een paal met verzwaarden voet betreft, wijst spreker er op, dat de uitwijking, die de paalschacht kan maken, ook al zou er geen zandaanvulling zijn, altijd slechts relatief klein is. Zelfs al zou de paalschacht vrij staan in het gat, dan zou er van uitknikken nog geen sprake kunnen zijn, omdat het doorbuigen van den paal binnen bepaalde grenzen blijft. Bovendien is voor dit geval nog steeds ten minste 5-voudige zekerheid tegen knik aanwezig. Maar als men het zand inwatert, dan heeft dat een buitengewoon grooten weerstand tot gevolg, vooral als zulks tijdens het heien geschiedt en door de trillingen het zand ingeschud wordt. Dit is niet slechts theorie, want indien de paal neiging tot uitknikken bezat zou zulks bij de proefbelastingen gebleken moeten zijn, waarbij de palen aan de volle belasting weerstand geboden hebben.

In antwoord aan ir. J. C. DEKNATEL deelt spreker mede, dat men bij het Silo-gebouw aan de Maashaven te Rotterdam inderdaad gespoten heeft en wel door een tamelijk harde kleilaag heen, welke met de spuit min of meer geperforeerd werd om te maken, dat de palen met dikken voet door die laag konden komen. Bij zulk spuiten moet men er voor zorg dragen, niet van reeds geheide palen het compressielichaam te vernielen. Daarom mag men met de spuit niet beneden een zekeren minimum-afstand van de punt komen.

De vraag van ir. J. VAN DUSSELDORP, betreffende een formule voor den grond, die met kleef aan den paal hangt, is spreker niet geheel en al duidelijk. Hij vestigt er de aandacht op, dat de formule (5) alle gegevens bevat, welke men noodig heeft om tijdens het heien het draagvermogen van een paal te leeren kennen, terwijl indien een bijzondere kleefweerstand aanwezig is, men dien tot uitdrukking kan brengen door de formule zoo toe te passen, dat men uitgaat van den kleefweerstand, welke door trekproeven op het werk vooraf gemeten werd.

De vraag zou nog kunnen zijn, of men bij het heien niet een grooteren kleef heeft dan later, m. a. w. of de dynamische kleef den statischen niet kan overtreffen. Er zijn wel gevallen in de litteratuur bekend van een dergelijke „valsche compressie", maar dan is het steeds geweest bij palen, die met de punten in de klei stonden. Dan kan onder de paalpunt een zware compressie ontstaan, die zich naderhand ontspant, waardoor men tijdens het heien een grooteren weerstand ondervindt dan later bij de proefbelasting. Wanneer men zich echter beperkt tot een paal, die met de punt in het zand staat — en deze restrictie heeft spreker in zijn voordracht uitdrukkelijk gemaakt — dan behoeft men slechts te kijken naar den kleef, welke die paal aan zijn zijvlak ondervindt in de klei. Dan is het zeker, dat de weerstand tijdens het heien nooit grooter kan zijn dan later bij de proefbelasting, zoodat dan de dynamische kleef den statischen niet kan te boven gaan.

Ir. J. VAN DUSSELDORP licht zijn vraag nader toe. Spreker heeft ervaring opgedaan met een huis, op een terrein, waarbij men met 20 m palen nog niet in het zand kwam. Dat huis is blijven zakken. Als er langs den paal een veenlaag zit, dan zal het terrein daarboven zakken; deze zakking zal de palen naar beneden drukken, waardoor men in plaats van draagkracht door kleef een negatief effect krijgt. In zoo'n geval zal men, naar spreker meent, geen rekening kunnen houden met heiformules. Integendeel, men moet dan rekening houden met het belangrijke gewicht van den grond, die nazakt, vermeerderd met het gewicht van de eventueel latere ophooging. In een dergelijk geval zal men heel dikwijls een blijvende zakking te zien krijgen, zooals te Rotterdam, waar heele straten voortdurend verzakken en na verloop van 5 en 10 jaar blijven zakken.

Ir. J. J. I. SPRENGER is het in dit opzicht geheel met ir. VAN DUSSELDORP eens. Diens ervaring is opnieuw een bewijs voor sprekers argumentatie, dat men steeds den kleef- en puntweerstand afzonderlijk moet bepalen, terwijl zij in de tweede plaats het nut aantoont van betonpalen tegenover houten palen, omdat in verhouding tot het draagvermogen aan de punt een betonpaal een veel kleinere kleefoppervlakte heeft dan een houten paal, zoodat bij verzakking van het terrein betonpalen beter zijn dan houten palen.

De palen met verzwaarden voet maken het mogelijk voor dezelfde kosten per ton draagvermogen betonpalen te heien als anders dennenhouten palen.

In een discussie in *De Ingenieur* van 1921, naar aanleiding van het artikel van ir. VERLOREN VAN THEMAAT, is duidelijk naar voren gekomen, dat die bouwwerken zich het beste hielden, waarbij de heipalen tot groepen vereenigd waren, zoodat men ook daar er toe kwam, de kleef-oppervlakte van den enkelen paal kleiner te maken.

In antwoord op de vraag van den heer KOK, of het draagvermogen van de palen niet grooter wordt, wanneer men gesloten heit, wijst spreker er op, dat men daarbij twee dingen moet onderscheiden, n.l. het dynamische en het statische draagvermogen. Het dynamische draagvermogen is een weerstand, dien men moet overwinnen om den paal in den grond te krijgen. Dat deze weerstand grooter is bij latere palen dan bij de eerste zal niemand betwijfelen; iedereen weet, dat het gesloten heien tot gevolg heeft, dat de grond gecomprimeerd wordt. Op de vraag of de statische weerstand door gesloten heien niet grooter zal worden, antwoordt spreker, dat Prof. TERZAGHI in een recente publicatie in *Die Bautechnik* van 18 Juli 1930 betoogd heeft, dat het theoretisch mogelijk is, door het heien eener paalfundeering, den grond tusschen de palen door de statische belasting van het bouwwerk dusdanig te verdichten, dat tusschen de palen een inspanning plaats grijpt op overeenkomstige wijze als bij graan in een silocel. Hij meent dus steeds met een zwevende fundeering te kunnen volstaan. Hij acht het derhalve niet noodig op stuit te heien; men kan de palen best een meter korter nemen, en ze op den kleef laten hangen. Hij voegt er evenwel aan toe: „Verlässliche Beobachtungen an ausgeführten Bauten, die die Richtigkeit dieser Behauptung bestätigen oder widerlegen würden, liegen derzeit noch nicht vor."

Prof. TERZAGHI neemt dus op grond van de theorie aan, dat het zoo moet zijn, doch kan voor zijn meening geen bewijzen aanvoeren. Te Rotterdam heeft men echter de ervaring opgedaan, dat indien de palen onvoldoende geheid worden, het bouwwerk onherroepelijk verzakt Zelfs indien men met de palen een redelijken stuit behaalt, is men nog niet steeds zeker. De zakking van de fabriek van Jurgens bij Zwijndrecht, welke in ongeveer 4 jaren 60 cm beliep, zooals in *De Ingenieur* van 1923 beschreven staat, is daarvan een duidelijk bewijs. Behalve dit geval zijn er nog tallooze aanwijzingen, dat men in den Hollandschen bodem niet kan volstaan met korte kleefpalen, doch dat de paalpunten tot in het vaste zand moeten reiken.

Spreker meent dus, dat hetgeen Porf. Terzaghi in het geciteerde artikel zegt, met een korreltje zout moet worden aanvaard, en niet klopt met de ervaring.

Aan den heer Rissink geeft spreker gaarne toe, dat de elastische vormveranderingen afhangen van de lengte van den paal. De palen, die men te Rotterdam gebruikt, hebben echter een bepaalde, tamelijk wel constante, lengte en daardoor maakte dit bij de verschillende proefpalen geen verschil.

Wanneer men in de formule $z^1 = \frac{W_d \cdot l}{EF}$ de waarde van den elasticiteitsmodulus E invult èn voor betonpalen èn voor houten palen, zooals die hierboven werden afgeleid, dan komt in die formule de paallengte l wel tot uitdrukking. Wanneer men uitgaat van de elastische terugveering na de belasting, of z^1 rechtstreeks bepaalt uit het heidiagram, dan zal in beide gevallen de invloed der paallengte eveneens in de grootte van z^1 verdisconteerd zijn. Hetgeen de heer Rissink opmerkte is dus juist, doch was in sprekers beschouwingen reeds in rekening gesteld.

In antwoord aan ir. Jockin deelt spreker mede, dat de uitvoerige proeven van de Whangpoo Conservancy Board te Shanghai inderdaad hebben geleerd, dat verschil gevonden wordt bij beproeving van conische en cylindrische palen. Als algemeene conclusie werd bij deze proeven vastgesteld, dat de drukweerstand van tapsche palen ca. 25 % grooter was dan van palen met evenwijdige zijvlakken. De trekweerstand daarentegen is bij cylindrische palen grooter dan bij conische; het verschil is echter slechts klein. Te Rotterdam hebben wij de ervaring opgedaan, dat er een groot gevaar in steekt, conische palen als trekpalen te benutten. Bij den bouw der Parksluizen waren trekpalen noodig en het bleek dat deze door gesloten heien omhoog geheid werden. Enkele van die opgeheide palen, welke 5 cm omhoog waren gekomen, zijn toen opnieuw beproefd. Spreker had de verwachting, dat de paal van het compressie-lichaam zou zijn afgelicht en na het begin der proefbelasting daar weer op terug zou komen en dan opnieuw weerstand zou hebben. Dit bleek evenwel volstrekt niet het geval te zijn. De proeven wezen uit, dat het opheien niet plaats heeft in de slappe bovenlagen, maar in het diepe zand zelf. De paal wordt van het compressielichaam uit door het opheien van het diepe zand omhooggedrukt. In het onderhavige geval was dit zeer ongewenscht, omdat de paal door zijn conischen vorm los kwam te staan in zijn gat en daardoor zijn kleefweerstand kwijt was, zooals ook bleek bij de beproeving. Gelukkig was er volgens de berekening niet veel kleefweerstand vereischt, maar er waren natuurlijk toch wel eenige maatregelen noodig. Deze voorzieningen zijn getroffen kunnen worden door uit te gaan van de waarneming, dat in het diepe zand de punten kapot geslagen worden. De palen zijn toen aan de punten overkruis 10 à 15 cm diep ingezaagd. Na het inheien zijn er vervolgens een serie flinke klappen op gegeven met een zwaar heiblok, zoodat men kon aannemen, dat er zich aan de punten kwasten vormden en de palen dientengevolge een beteren trekweerstand zouden verkrijgen.

Naar aanleiding van de tweede vraag van ir. Jockin, deelt spreker mede, dat de kleef van een heipaal met verzwaarden voet op dezelfde wijze bepaald kan worden als bij andere palen. Men kan de splitsing van kleef en puntweerstand òf uit de heiformule vinden òf uit het belastingsdiagram door de raaklijn aan de kromme te trekken evenwijdig aan de elastische terugveering.

In antwoord op de laatste vraag van ir. Jockin zegt spreker, dat wanneer men het zand nat in de opening riond de paalschacht brengt, de invloed daarvan op den drukweerstand relatief klein is. Brengt men het zand of het grind er droog in, dan zuigt het alle water op dat uit de klei geperst wordt, zoodat dan de statische kleef hersteld wordt. Indien men naast elkander heit in kleigrond gewone palen en heipalen met verzwaarden voet zonder aanvulling, dan ziet men weinig verschil in zakking, maar zoodra men het gat rond de schacht met droog materiaal aanvult, welk materiaal zoonoodig nog kan worden aangestampt, dan zal daarvan een zeer groot verschil in kalendering het gevolg zijn.

De voorzitter, ir. P. BAKKER SCHUT, dankt ir. Sprenger voor diens zeer belangrijke voordracht, waarin hij theoretisch en practisch nieuwe gezichtspunten heeft geopend, welke voor de uitvoering van werken in ons polderland van zeer veel belang zijn. Spr. is overtuigd niet alleen namens deze vergadering, maar namens de geheele technische wereld te spreken, wanneer hij ir. Sprenger dank brengt.

Het verhang van eenparige permanente stroomen

door

ir. J. D. A. M. TEN BRINK.

Stelling: Evenredigheid tusschen het verhang en het quadraat der stroomsnelheid is te verklaren door werveling. I. Bepaling van het onderwerp. II. Uitgangspunt voor het onderzoek; mogelijkheid eener oplossing. III. Voorwaarden waaraan de oplossing moet voldoen. IV. Stroomlijnfunctie, die voldoet aan de voorwaarden. V. Invloed der wrijving.

I Onder verhang wordt verstaan de verplaatsing van een vloeistofdeeltje in de richting van de zwaartekracht per lengte-eenheid afgelegde weg.

Het verhang kan zijn constant of veranderlijk. Een continu veranderlijk verhang wordt bepaald door het differentiaal-quotiënt van de elementaire verplaatsingen in de richting der zwaartekracht en in de richting van de stroombaan. Het verhang kan ook worden opgevat als de sinus van den hoek, die de stroomlijn van een vloeistofdeeltje vormt met den horizontaal. Bij kleine waarden is de sinus te vervangen door den hoek zelf, gemeten in radialen.

Het is niet waarschijnlijk, dat bij de veelvuldig in de natuur voorkomende turbulente stroomen een groote invloed op het verhang moet worden toegekend aan de onderlinge wrijving tusschen de vloeistofdeeltjes.

Immers in dat geval zou men bij eenparige stroomen een verhang moeten aantreffen, evenredig aan de snelheid, terwijl in werkelijkheid het verhang ten naastebij evenredig is aan het quadraat der snelheid. Ook zou men belangrijke temperatuursinvloeden op de stroomverschijnselen moeten waarnemen, daar de taaiheid van vloeistoffen in hooge mate afhankelijk is van de temperatuur.

Maar de uitwendige wrijving tusschen de vloeistof en de wanden — zou deze een belangrijke bijdrage tot het verhang kunnen geven? Het is wel bekend, dat ruwheid der wanden den stroom tegenwerkt, maar heeft dit niet veel eer zijn oorzaak in de werveling, dan in de wrijving? Bovendien: de uitwendige wrijving wordt al spoedig gereduceerd tot een inwendige; indien de laatste weinig invloed heeft op de stroomverschijnselen, welke invloed kan dan van de uitwendige wrijving worden verwacht? Men wachte zich in deze wel om de wrijving tusschen een vloeistof en een ruwen wand te vergelijken met de wrijving tusschen vaste lichamen met ruwe oppervlakken.

Om deze redenen heb ik het onderwerp voorloopig beperkt tot wrijvingslooze vloeistoffen. Voor vloeistoffen van groote viscositeit zal de voorloopige conclusie weinig af-

wijken van de werkelijkheid. Het aandeel van de taaiheid der vloeistof wordt afzonderlijk besproken.

Voorts heb ik, om de behandeling gemakkelijker en aanschouwelijk te maken, de ruimtestroomingen vermeden, hoewel de beschouwingen ook daartoe kunnen worden uitgebreid. Met de samendrukbaarheid der vloeistof is geen rekening gehouden.

Nog zijn eenige opmerkingen te maken over de eenparigheid en de permanentie der stroomen.

Elk der beide hoedanigheden kan ofwel in strikten zin ofwel in meer uitgebreiden zin aan een stroom worden toegekend. In strikten zin is als eenparige stroom een zoodanige te verstaan, dat een vloeistofdeeltje op elk punt van zijn stroombaan hetzelfde stroombeeld vertoont. Indien echter het stroombeeld van een vloeistofdeeltje wel plaatselijk verandert, doch over onderling gelijke aaneensluitende gedeelten van de stroombaan hetzelfde blijft, dan is de stroom periodiek eenparig te noemen.

Betreffende de permanentie is een overeenkomstige onderscheiding te maken, echter zonder belang voor het onderhavige onderwerp.

De snelheid van een periodieken stroom kan worden ontbonden in de richting van de resulteerende voortgaande beweging en in de richting loodrecht daarop. We kunnen dan spreken van een hoofdstroom en van een nevenstroom of dwarsstroom.

Het verhang van een periodiek eenparigen stroom is plaatselijk veranderlijk. Het gemiddelde verhang over een willekeurige periode van een stroomlijn is echter constant en gelijk aan het gemiddelde verhang over de geheele stroomlijn en gelijk aan het gemiddelde verhang van elke andere stroomlijn.

Bij periodiek eenparige stroomen slingert zich elke stroomlijn rondom een rechte lijn, de gemiddelde stroomlijn, en hebben alle gemiddelde stroomlijnen eenzelfde richting, de richting van den hoofdstroom.

Ten slotte is nog de aandacht te vestigen op het volgende. Bij beschouwingen, die uitgaan van de beweging van een willekeurig vloeistofdeeltje, mag men van het eene vloeistofdeeltje op een ander aansluitend deeltje overgaan.

II Voor een permanenten stroom in het platte vlak, alleen onderworpen aan de wetten der zwaartekracht, gelden de vergelijkingen van Euler, gebaseerd op het princeip van Newton. Bij de keuze van een assenstelsel is de x-as geplaatst in richting van den hoofdstroom, dus onder een helling, gelijk aan het gemiddelde verhang i_m, ten opzichte van den horizon. De negatieve y-as vormt eenzelfden hoek met de richting der zwaartekracht.

In x-richting werkt dus op een vloeistofdeeltje per massa eenheid een kracht:

$g \sin i_m$ of kortweg gi, en in y-richting een kracht $-g \cos i_m$ of kortweg $-g$.

De componente der stroomsnelheid in x-richting wordt genoemd u, die in y-richting v; de druk per oppervlakte eenheid p, de dichtheid der vloeistof ρ.

De vergelijkingen van Euler worden dan:

$$+gi - \frac{1}{\rho}\frac{\delta p}{\delta x} = u\frac{\delta u}{\delta x} + v\frac{\delta u}{\delta y}$$

$$-g - \frac{1}{\rho}\frac{\delta p}{\delta y} = u\frac{\delta v}{\delta x} + v\frac{\delta v}{\delta y}$$

Stelt men kortheidshalve voor de energiehoogte $\left[y + \frac{p}{\rho g} + \frac{u^2+v^2}{2g}\right]$ de letter E, dan zijn de vergelijkingen om te werken tot

$$g\frac{\delta E}{\delta x} = -v\left(\frac{\delta u}{\delta y} - \frac{\delta v}{\delta x}\right) + gi$$

$$g\frac{\delta E}{\delta y} = +u\left(\frac{\delta u}{\delta y} - \frac{\delta x}{\delta v}\right)$$

Hierin geeft $\left(\frac{\delta u}{\delta y} - \frac{\delta v}{\delta x}\right)$ de wervelsterkte w, zoodat de vergelijkingen overgaan in

$$g\frac{\delta E}{\delta x} = -vw + gi$$

$$g\frac{\delta E}{\delta y} = +uw$$

geldig voor het geheele stroomveld.

De energiehoogte bevat een hoogte y boven een vergelijkingslijn, die een hoek i met den horizon vormt. Bij eenparige beweging, met den hoofdstroom in de richting der x-as, moet voor een bepaald vloeistofdeeltje de hoogte y of constant zijn, of schommelen rondom een constant gemiddelde. Voor hetzelfde vloeistofdeeitje zijn de omstandigheden van druk en snelheid ook constant of gemiddeld constant, en dit geldt voor ieder ander vloeistofdeeltje.

Gaat men in x-richting over de aan elkaar grenzende vloeistofdeeltjes de toename van de energiehoogte zoeken, dan ontmoet men het vloeistofdeeltje, waarvan men is uitgegaan, weer in zijn oorspronkelijke omstandigheden, behoudens natuurlijk de verplaatsing in x-richting. De toename of de gemiddelde toename van de energiehoogte in x-richting is dus nul.

Noemen we $\left(\frac{\delta E}{\delta x}\right)_m = \frac{1}{\text{periode}}\int^{\text{periode}} \frac{\delta E}{\delta x}\,dx = 0$,

dan volgt uit de eerste der vergelijkingen dat

$$gi = \frac{1}{\text{periode}}\int^{\text{periode}} vw\,dx.$$

Het gemiddelde verhang is evenredig met het gemiddelde product van de dwarssnelheid en de wervelsterkte.

De mogelijkheid om het verhang van eenparig permanente stroomen te verklaren door transport van werveling, dwars door den hoofdstroom, moet hierin zijn gelegen, dat, ofschoon elk der factoren v en w gemiddeld nul is, de som der elementaire producten vw meer termen bevat van het eene teeken dan van het tegengestelde.

Om verwarring te voorkomen, zij erop gewezen, dat de hier genoemde energiehoogte uitsluitend betrekking heeft op het gebezigde assenstelsel. De werkelijke energiehoogten moeten worden vergeleken ten opzichte van een horizontale lijn.

III Voor de snelheidscomponenten u en v zijn dus zoodanige functies te zoeken, dat het gemiddelde product $v.\left(\frac{\delta u}{\delta y} - \frac{\delta v}{\delta x}\right)$ een van nul verschillende waarde aanneemt.

De functies u en v moeten daartoe voldoen aan de volgende voorwaarden:

1) De stroomcomponenten moeten voldoen aan de continuiteitsvoorwaarde $\frac{\delta u}{\delta x} + \frac{\delta v}{\delta y} = 0$ ofwel $u = \frac{\delta \Psi}{\delta y}$

$$v = \frac{\delta \Psi}{\delta x}$$

waarin door Ψ de stroomlijnfunctie wordt voorgesteld. Wordt de stroomlijnfunctie in de berekening opgenomen, dan is het product vw te vervangen door $\frac{\delta \Psi}{\delta x}.\left(\frac{\delta^2 \Psi}{\delta x^2} + \frac{\delta^2 \Psi}{\delta y^2}\right)$ of door $\frac{\delta \Psi}{\delta x}.\triangle \Psi$.

2) De hoofdstroom u moet periodiek eenparig zijn. Strikt eenparige stroomen zijn uitgesloten, daar de dwarssnelheid v constant nul is, dus ook elk der elementaire producten vw. De functies u en v en bijgevolg ook Ψ moeten dus sinusfuncties bevatten.

3) De gemiddelde stroomlijn van een vloeistofdeeltje moet zijn evenwijdig aan de x-as.

Hieruit volgt, dat de stroomlijnfunctie een functie van y alleen, $f(y)$ of kortweg f moet bevatten.

4) Opdat de bijdragen der verhangelementen leiden tot een van nul verschillende waarde van het gemiddelde verhang, is het noodig, dat in de producten vw een functie van sinusquadraat x voorkomt, welke niet is te herleiden tot een rationeele functie van een veelvoud van den hoek.

5) Daar het gemiddelde verhang voor alle stroomlijnen hetzelfde is, moet de uitdrukking voor de in x-richting gesommeerde verhangelementen onafhankelijk zijn van y.

IV) Alvorens een stroomlijn functie te zoeken, die aan de opgesomde voorwaarden voldoet, is op te merken, dat uit het product $vw = \frac{\delta\Psi}{\delta x} \cdot \frac{\delta^2\Psi}{\delta x^2} - \frac{\delta\Psi}{\delta x} \cdot \frac{\delta^2\Psi}{\delta y^2}$ de eerste term kan worden weggelaten.

Integratie van dien term naar x geeft over een geheele periode een waarde nul, omdat de snelheden op overeenkomstige punten van verschillende perioden dezelfde zijn.

De bijdrage tot een van nul verschillende waarde moet dus worden gezocht in den tweeden term $-\frac{\delta\Psi}{\delta x} \cdot \frac{\delta^2\Psi}{\delta y^2}$

Hiertoe is te stellen de stroomlijnfunctie

$$\Psi = f(y) \left[1 + c \sin\left(\frac{x}{a} + \frac{y}{b}\right)\pi\right]$$

waardoor aan de eerste drie voorwaarden blijkbaar wordt voldaan.

Uit onderstaande berekening zal blijken, dat deze stroomlijnfunctie ook aan de vierde voorwaarde voldoet, terwijl door de vijfde voorwaarde $f(y)$ wordt bepaald

$$\frac{\delta\Psi}{\delta x} = f\, c\, \frac{\pi}{a} \cos\left(\frac{x}{a} + \frac{y}{b}\right)\pi$$

$\frac{\delta^2}{\delta y^2} - \; ! \; ^1 \; c \; \frac{\pi}{b} \cos\left(\frac{x}{a} + \frac{y}{b}\right)\pi$ plus weg te laten termen, waarin een sinus voorkomt.

Het product $-\frac{\delta\Psi}{\delta x} \cdot \frac{\delta^2\Psi}{\delta y^2}$ bevat een term

$-\; 2\; ff^1\; \frac{c^2\pi^2}{ab} \cos^2\left(\frac{x}{a} + \frac{y}{b}\right)\pi$, die aan de vierde voorwaarde voldoet.

Het gemiddelde verhang i over een periode $2\,a$ is nu

$$gi = \frac{-1}{2a} \int_{x_0}^{(x_0+2a)} 2\, ff^1\, \frac{c^2\pi^2}{ab} \cos^2\left(\frac{x}{a} + \frac{y}{b}\right)\pi$$

dus $gi = \frac{c^2\pi^2}{ab} f(y) \frac{df(y)}{dy}$

Om te voldoen aan de vijfde voorwaarde, moet zijn

$$f(y)\, df(y) = \frac{ab}{c^2\pi^2}\, g\, i\, dy$$

$$\text{dus } f(y) = \frac{\sqrt{2\,ab}}{c\,\pi} \sqrt{gi}\, \sqrt{K - y}$$

waarin K voorstelt een van y onafhankelijke grootheid; tevens onafhankelijk van x, daar we reeds in x-richting een gemiddelde hebben genomen.

De gezochte stroomlijnfunctie is dus

$$\Psi = \frac{\sqrt{2\,ab}}{c\,\pi} \sqrt{g\,i} \left[1 + c \sin\left(\frac{x}{a} + \frac{y}{b}\right)\pi\right] \sqrt{K - y}$$

Door partieel differentieeren van de stroomlijnfunctie naar y is de snelheid in de richting van den hoofdstroom, kortweg *de* snelheid te bepalen.

Het verhang, veroorzaakt door dwarstransport van werveling blijk te zijn evenredig met het quadraat der snelheid.

V) De volledige vergelijkingen van Euler kunnen, rekening houdende met de taaiheid van een vloeistof (die wordt bepaald door de taaiheidscoëfficiënt η) als volgt worden opgesteld:

$$g \frac{\delta_E}{\delta x} = -\, vw + \frac{\eta}{\rho} \triangle u + gi$$

$$g \frac{\delta_E}{\delta y} = +\, uw + \frac{\eta}{\rho} \triangle v$$

Wordt in deze vergelijkingen de stroomlijnfunctie ingevoerd, dan komt men tot de eenvoudige vormen:

$$g \frac{\delta_E}{\delta x} = \frac{\delta\Psi}{\delta x} \cdot \triangle\Psi + \frac{\eta}{\rho} \cdot \frac{\delta}{\delta y} \triangle\Psi + gi$$

$$g \frac{\delta_E}{\delta y} = \frac{\delta\Psi}{\delta y} \cdot \triangle\Psi - \frac{\eta}{\rho} \cdot \frac{\delta}{\delta_x} \triangle\Psi$$

waarin $\triangle\Psi$ de wervelsterkte aangeeft.

Wederom kan evenals in het vorige hoofdstuk worden gesteld

$$gi = \frac{-1}{\text{periode}} \int^{\text{periode}} \left(\frac{\delta\Psi}{\delta x} \cdot \triangle\Psi + \frac{\eta}{\rho} \cdot \frac{\delta}{\delta y} \triangle\Psi\right) dx$$

Behalve door dwarstransport van werveling wordt het verhang nog beïnvloed door de verandering der wervelsterkte in een richting dwars op den hoofdstroom.

Dezelfde grondvorm der stroomfunctie, die bij wrijvinglooze eenparige stroomen de oplossing heeft gebracht, kan ook hier dienst doen.

Zij $F(y)$ een enkel van y afhankelijke functie, dan voldoet de stroomlijnfunctie

$$\Psi = F(y) \left[1 + c \sin\left(\frac{x}{a} + \frac{y}{b}\right)\pi\right]$$

aan de vier eerste voorwaarden uit hoofdstuk III.

Uit de vijfde voorwaarde is $F(y)$ af te leiden.

Met weglating van de termen, die door intregeeren over een volle periode wegvallen, is het verhang bepaald door

$$gi = -\frac{1}{2a} \int_{x_0}^{x_0+2a} \left[2\, FF^1 \frac{c^2\pi^2}{ab} \cos^2\left(\frac{x}{a} + \frac{y}{b}\right)\pi + \frac{\eta}{C} F^{III}\right] dx$$

$$\text{dus } gi = -\frac{c^2\pi^2}{ab} FF^1 - \frac{\eta}{\rho} F^{III}$$

$$\text{Hieruit volgt } F^2 = \frac{2ab}{c^2\pi^2} gi \left[(K - y) - \frac{\eta}{\rho} F^{II}\right]$$

Indien men, een lijn evenwijdig aan de x-as volgende, de gemiddelde snelheid in de richting van den hoofdstroom voorstelt door $\mathbf{u}$, dan beteekent F^{II} de toename van $\mathbf{u}$ in y-richting.

Over het algemeen is de toename van deze snelheid niet groot: in de onmiddellijke nabijheid der wanden echter kan $\frac{d\mathbf{u}}{dy}$ zeer groote waarden aannemen.

Voorts is de taaiheidscoëfficiënt η voor water, welke vloeistof ons het meest interesseert, vrij klein.

De term $\frac{\eta}{\rho} F^{II}$ kan dus over het geheele stroomveld, met uitzondering van het aan de wanden grenzende gebied, worden verwaarloosd. Men vindt wederom over het geheele veld stroomsnelheden, evenredig met den vierkantswortel uit het verhang, behalve vlak bij de wanden.

Nog is de opmerking te maken, dat in den aangenomen vorm der stroomlijnfunctie, het booggedeelte $\frac{y}{b}\pi$ misschien een minder eenvoudige y-functie zou kunnen zijn, bijvoorbeeld $\phi(y)$. Stelt men de stroomlijnfunctie

$$\Psi = f(y) \left[1 + c \sin\left(\frac{x}{a} + \phi(y)\right)\pi\right]$$

dan vindt men door narekenen, dat aan de vijfde voorwaarde voldoet een functie

$$f(y) = \frac{\sqrt{2a}}{c\pi} \sqrt{gi} \sqrt{\frac{K - y}{\phi^1(y)}}, \text{ waarin ook}$$

c een functie van y mag zijn.

Door c en $\phi(y)$ is ingevoerd een onbepaaldheid van de stroomphase, van de gemiddelde stroomsnelheid, en tevens van de periodieke afwijkingen ten opzichte van de gemiddelde snelheid. Aan de, onafhankelijk van de ervaring, gevonden betrekking tusschen snelheid en verhang wordt echter door $\phi(y)$ noch door c iets veranderd.

INGEZONDEN STUKKEN.

Nieuwe vormen van constructies in gewapend beton.

Onder bovenstaanden titel komt in *De Ingenieur* van 16 Januari j.l., n°. 3, op blz. 30 een artikel voor, waarin, aan de hand van verschillende voorbeelden, de aandacht wordt gevestigd op eenige moderne tendenzen, die bij den Duitschen betonijzerbouw der laatste jaren kunnen worden waargenomen en meer bepaaldelijk bij de geproduceerde kapvormen bijzonder tot uitdrukking zijn gekomen.

Kenmerkend daarvoor blijkt uit de teekeningen het streven om, in afwijking van de bij spantconstructies tot dusver in hoofdzaak gebruikelijke scheiding der dragende en dekkende functies, juist veeleer den onmiddellijken overgang in elkaar te bewerkstelligen en door een zelfdragend geheel direct tot uiting te brengen; in den grond der zaak feitelijk als bij „wellblech" en „buckelplatte" in ander materiaal en op veel bescheidener schaal langs experimenteelen weg reeds eerder was gerealiseerd.

Gezien in dit verband, leek het mij niet ondienstig op te merken, dat omstreeks 1917 voor detoenmalige Lingerie- en Confectiefabriek aan de Stortenbekerstraat 177 alhier — thans geoccupeerd door de N.V. Radiofabriek en Ingenieursbureau v/h Van der Heem en Bloemsma — een overkapping werd ontworpen en uitgevoerd, bij welker constructie hetzelfde streven, als ter sprake gebracht, uiting kon krijgen.

Gegeven was hier een tot werkplaats te bestemmen bovenverdieping, in plattegrond metende 25.32 bij 17.58 m; gevraagd werd een afdekking daarvan — aanvankelijk vrijdragend — door middel van een over de breedte in drieën gedeelden shedbouw in standaardprofiel, met dakvlakken over en weer onder 30° en 60° helling.

Bij deze situatie lag voor de hand, dat door toepassing van den gebruikelijken opbouw uit driehoeksspanten en moerbint bezwaarlijk een bevredigende oplossing kon worden verkregen en alzoo, geïnspireerd op het „wellblech" met zijn derivaten, onder benutting van het gegeven zaagprofiel, veeleer diende te worden gezocht in den direeten uitbouw tot een door de dakvlakken zelf gedragen stijf geheel. Welbeschouwd was het zaagprofiel als zoodanig niet het meest geëigende, doch tegen dit nadeel woog zeker op de overzichtelijke en klare sterkteberekening, die het gevolg moest zijn van den onderling loodrechten stand der zich voor krachtenontbinding vanzelf aanwijzende en daardoor den constructieven opzet beheerschende dakvlakken. Immers de *hierop* gerichte normaal ontbondenen voerden toch in de dwarsrichting ten aanzien van deze tot een ontwikkeling als draagplaat, over nok- en kiellijnen heengaande; de *hierin* werkende tangentiaal ontbondenen dienovereenkomstig in de langsrichting tot een behandeling als afzonderlijke plaatliggers, in eigen vlak vrijdragende en later — toen 4 kolommen waren op te halen — in overspanningen van resp. 5,58—8,00—11,74 m over 2 tusschensteunpunten doorloopende. De langs beide wegen verkregen spanningen konden uit de ongunstigste lastencombinaties dan door superpositie als eindresultaat het maatgevend totaal effect opleveren, waarop de sterktebepaling ten slotte was te baseeren.

DWARSDOORSNEDE

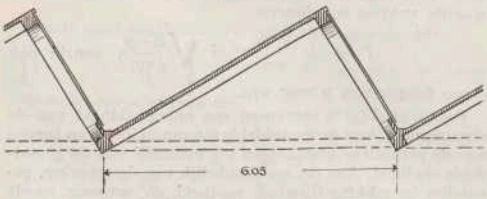


Fig. 1.

De opzet, als boven ontwikkeld, werd tijdens den bouw, op enkele bijkomstigheden na, geheel verwezenlijkt. Slechts in zake nog zekerheidshalve wenschelijk te achten nadere voorzieningen, kon in de verschillende tusschen ontwerp en uitvoering te passeeren, instanties geen overeenstemming worden bereikt, als gevolg waarvan later een groot aantal trekbalken — in het kader der constructie als zoodanig volkomen nutteloos — moesten worden ingebouwd. Echter kon aan de consequente uitwerking der grondgedachte zelf hierdoor principieel geen afbreuk worden gedaan, evenmin als dit geschiedde door, aan het doel beantwoordend, de opstaande venstervlakken open te laten en daaraan den „Vierendeel" vorm te geven.

Het een en ander in aanmerking nemende, lijkt derhalve dit experiment uit de oorlogsjaren van voldoende belang om hier melding van te maken. Er kan toch uit blijken, hoe een toepassing en verwezenlijking der in aanhef dezes gestelde grondgedachte, reeds vroeger hier te lande heeft plaats gehad.

's-Gravenhage, Ir. W. J. Steup.

* * *

Naschrift.

Met alle waardeering van het constructieprincipe, ontwikkeld door ir. Steup, wil het mij toch voorkomen, dat het beginsel, waarop het door hem beschreven sheddak berust, eenige belangrijke verschillen vertoont met dat, waarop de constructies zijn gebaseerd, die werden beschreven in *De Ingenieur* n°. 3. Zoo passen in dit laatste systeem b.v. niet balken en tusschensteunpunten. Daarentegen behoort daartoe wel een afsluitende eindwand, die de geheele constructie verstijft. Ook de Vierendeelligger van ir. Steup — de glaswand der daken — is moeilijk in overeenstemming te brengen met het nieuwe, in Duitschland ontstane, beginsel. Fr.

BOEKBESPREKING.

Prof. J. G. Wattjes. **Constructie van Gebouwen.** Deel III. Fundeeringen en kelders, rioleeringen. Tweede druk. N.V. Uitg. Mij. Kosmos, Amsterdam. *f* 15,—.

De tweede druk van dit deel van het bekende boek van prof. Wattjes heeft een zoodanige aanvulling verkregen, dat het als geheel nieuw is te beschouwen. Naar aanleiding van de moderne inzichten in grondonderzoek met proefbelasting en in grondmechanica, is een belangrijke plaats hieraan ingeruimd. Dit deel geeft een goed overzicht van de theorieën der laatste jaren. Wij zijn nog in het begin van den wetenschappelijken opzet van het probleem, en steeds verrijzen er weer nieuwere onderzoekingsmethodes voor den gronddruk. De nieuwste systemen met den accoustischen drukmeter, en volgens het systeem trillingmeter Geodyn, zijn schijnbaar niet meer vermeld kunnen worden.

Na een beschrijving van de verschillende methodes van fundeeringen op staal, wordt in een hoofdstuk „Grondverbetering" de nieuwe methoden beschreven tot het versteenen van den bouwgrond met chemicalien, welke in Duitschland reeds in verschillende gevallen met succes werden toegepast.

Bij het hoofdstuk over paalfundeering, wordt speciale aandacht gegeven aan de verschillende systemen betonopzetters. Ook werd dit hoofdstuk uitgebreid met de nieuwste constructies van gewapend betonpalen.

Speciale aandacht werd in dezen druk gegeven aan machine-fundaties, ook wat de isolatie tegen trillingen betreft, en aan de ondervanging en versterking der fundeering van bestaande gebouwen. Waar prof. Wattjes in deze boeken zich niet alleen tot de theorie beperkt, maar de praktijk der toepassing ook uitvoerig behandelt, is deze uitbreiding een aanwinst. Na de beschrijving van de putten- en kuipenfundeering, en van de pneumatische fundeering,

volgt een toelichting op de caissonfundeering (door prof. WATTJES heel juist „zinkbak" genoemd).

Nog moeten worden vermeld een speciaal in deze uitgave ingelascht hoofdstuk over bronbemaling, en bij het gedeelte over rioleeringen een vrij uitvoerige beschrijving van de principes van de reiniging van afvalwater voor grootere gebouwen en gebouwcomplexen.

Dit deel van de serie van tien deelen over de constructie van gebouwen bevat minstens evenveel speciale studiestof voor den c.i. als voor den b.i. Verschillende voorbeelden moesten dan ook ontleend worden aan de waterbouwkunde en aan den bruggenbouw. Meerdere hoofdstukken bevatten de „afgeroomde" kennis van heele studiegebieden, waarover afzonderlijke boeken geschreven zijn. Prof. WATTJES heeft op zeer duidelijke wijze den student en den praktijk-ingenieur ingeleid in deze uitgebreide vakgebieden, en hij heeft diepergaande studie mogelijk gemaakt door vermelding van vele boeken en tijdschriftartikelen, waaraan verschillende gegevens ontleend werden. Alleen bij het hoofdstuk over bronbemaling mistte ik deze literatuuraanwijzing geheel, terwijl bij vermelding van tijdschriften nogal eens datum of nr. onvermeld bleven, zoodat dit het opzoeken van de oorspronkelijke artikelen bemoeilijkt. Dit doet echter niets af aan de verdienste een veelheid van stof, als in dit boek behandeld is, zoo ordenend weer te geven. Ir. H. SANGSTER.

Dr. ir. J. E. CARRIÈRE. **De voorbehandeling bij langzame zandfiltratie van rivierwater.** Proefschrift. Delft, 15 Jan. '31. S. S. KORTHUIS, 's-Gravenhage. *f* 6.50.

Sedert 1927 verschenen proefschriften over waterreiniging van den heer C. P. MOM (1927), mejuffrouw C. M. WICHERS (1929), den heer K. HOLWERDA (1929) en den heer DE GLEE (1930), zoodat de dissertatie van de heer CARRIÈRE de vijfde verhandeling is, die in betrekkelijk korten tijd op waterleidinggebied geschreven werd. Ongetwijfeld getuigt dit alles van intensieven arbeid om de belangrijke vraagstukken, de drinkwatervoorziening betreffende, nader bij hun oplossing te brengen.

Vergelijkt men het werk van den heer CARRIÈRE met dat van zijn eerste drie bovengenoemde voorgangers, dan blijkt dit in opzet geheel op zichzelf te staan, daar hij zich niet, zooals deze onderzoekers heeft bezigghouden, met chemisch en bacteriologisch onderzoek, maar met de verkregen uitkomsten van toegepaste methoden der waterzuivering, vooral die der voorbehandeling van het water, welke hij uit een oogpunt van bedrijfseconomie onderling heeft vergeleken. Dat daarbij zijn belangstelling vooral gericht is op het rivierwater, behoeft geen verbazing te wekken, daar in de toekomst drinkwater wel algemeen uit rivierwater zal worden betrokken, omdat de gletschers in tegenstelling met andere bronnen van waterwinning in het groot, onuitputtelijke voorraden vertegenwoordigen.

De schrijver heeft bij zijn studie de beantwoording der beide volgende vragen nagestreefd: 1e. of de toepassing der voorfiltratie, gepaard aan bezinking, uit hygiënisch oogpunt een betrouwbaar product aflevert; 2e. of de verschillende gebezigde methoden van voorbehandeling van het water van invloed is op de bedrijfsresultaten der langzame zandfiltratie.

Hoe de heer CARRIÈRE de eerste vraag beantwoordt, moge blijken uit Stelling III, waarin naar zijn oordeel de langzame filters niet onder alle omstandigheden een absoluut betrouwbaar product uit hygiënisch oogpunt leveren en de schrijver daarom in Stelling IV de wenschelijkheid uitspreekt, aan de langzame zandfiltratie van rivierwater een desinfectie te verbinden, hetgeen uit een oogpunt van betrouwbaarheid alleszins begrijpelijk is.

Voor de beantwoording van de tweede vraag is de verwerking van het rijke materiaal der vier hoofdstukken van het boek noodig geweest. Den lezer wordt het hierdoor mogelijk gemaakt de verschillende aangewende methoden der waterzuivering onderling te vergelijken, om zoodoende een inzicht te krijgen, hoe de toegepaste methode afhankelijk kan zijn van heerschende omstandigheden der waterwinning en samenstelling van het water. In verband met het tweede doeleinde is het hoofdbestanddeel van het boek begrijpelijkerwijze gewijd aan de werking der zuiveringsinstallatie te Zwijndrecht, omdat in het onderzoek hiervan de schrijver een groot aandeel heeft gehad. De omstandigheid, dat Dordrecht rivierwater zuiverde van ongeveer gelijke hoedanigheid als Zwijndrecht, de eerste zonder, de laatste met een voorfilterinstallatie, maakte een vergelijking mogelijk, waarbij duidelijk de waardevolle beteekenis dezer inrichting, zoowel uit technisch als economisch oogpunt naar voren trad. Op dezelfde wijze heeft de heer CARRIÈRE de reiniging van het Elbe-water te Altona en Hamburg vergeleken, waarbij de eerstgenoemde stad bezinking met voorfiltratie, de tweede bezinking met chloreering toepaste. Ter beoordeeling van de beteekenis der voorfiltratie werden tenslotte van de vier genoemde steden met een rivierwaterleiding hun bedrijfsuitkomsten vergeleken, uit welke vergelijking het groote nut der voorfiltratie blijkt, terwijl dit proces de uitgaven met ongeveer 0.2 cent per m^3 gezuiverd water vermeerdert, indien de snelheid van het nafilter blijft zooals ze was. Uit een bedrijfstechnisch oogpunt is het reslutaat der nafilters ongeveer 3 × zoo gunstig bij invoering van voorfiltratie, zoowel te Zwijndrecht als te Altona.

Bij de toepassing der chloreering van het water op de langzame zandfilters te Hamburg kon onder gunstige omstandigheden het filtratie-effect ongeveer 2 × verbeterd worden. Waar chloreering echter deskundige contrôle vereischt, derhalve alleen voor groote bedrijven geschikt is, verdient voorfiltratie, afgezien van een hygiënsich effect, de voorkeur, vooral omdat het proces der voorfiltratie automatisch verloopt. Het is duidelijk dat met het voorgaande ook de tweede vraag beantwoord is.

Voor de beoordeeling van het bereikte zuiveringseffect heeft de schrijver uitsluitend de gegevens gebruikt die hem ten dienste stonden, n.l. de reductie van het bactiergehalte, de colititer en de mate, waarin de zwevende bestanddeelen verwijderd waren. Waar het echter gebleken is, dat de opgeloste, voor mikroben assimileerbare, organische stof in het water de bron kan zijn van technische moeilijkheden in het buizennet, mag zeker de reductie van het kaliumpermanganaatgetal als een gewichtige maatstaf van het zuiveringseffect beschouwd worden. Naar dezen maatstaf beoordeeld, blijken de meeste snelfiltraties onvoldoende te functioneeren. Het mag betreurd worden, dat de heer CARRIÈRE niet over cijfers beschikte, om het reinigingseffect ook naar den laatstgenoemden maatstaf te kunnen beoordeelen.

Over het geheel genomen moet den schrijver den lof worden gegeven over de wijze waarop hij er in geslaagd is, bij de rivierwaterzuivering vooral het gewicht te leggen in de voorbehandeling in het algemeen en in de voorfiltratie in het bijzonder. Voor hen die in het waterleidingbedrijf bij de reiniging van rivierwater werkzaam zijn of zullen zijn, is het werk van Dr. CARRIÈRE belangrijk voor het geboden overzicht van het groote feitenmateriaal, dat betrekking heeft op een groot deel der waterleidingwereld. Dank zij de zorgvuldige rangschikking der stof, is het niet moeilijk daarin den weg te vinden.

Menig waterleidingdeskundige moet bij het doorlezen van het boek de gewaarwording hebben gehad, dat hij als voor een vogelvlucht werd opgenomen en door het aanschouwen van den wijderen horizon een breederen blik verkreeg in eigen werk.

Dr. C. A. H. VON WOLZOGEN KÜHR.

KORTE TECHNISCHE BERICHTEN.

Glazen bouwsteenen in gewapend beton.

In den laatsten tijd zijn eenige grootere constructies in uitvoering gekomen met de toepassing van glazen bouwsteenen als onderdeel van de betonconstructie. Fig. 1 geeft weer hoe de glazen bouwsteenen ten opzichte van de

wapening (die hier m.i. te hoog ligt) wordt aangebracht. Fig. 2 geeft een holle en een volle glazen bouwsteen, welke laatste toepassing vindt bij het optreden van negatieve momenten.

De steenen worden in hoogten van 4 tot 10 cm gefabriceerd. De weerstand tegen druk is, naar gelang van de glassoort 4000 à 13000 kg/cm², de trekvastheid bij buiging 400 kg/cm², zoodat te begrijpen is, dat de bouwsteenen hun functie in een volgens nieuwe begrippen geconstrueerde schaal-koepel kunnen vervullen. Fig. 3 geeft het beeld van een zeer vlakke koepel bij een overspanning van 11.50 m. (Zie *Zement*, van 11 Dec. '30)

De gietspanningen, die optreden bij het afkoelen, worden door de glasfabrieken zoo laag mogelijk gehouden. Door middel van gepolariseerd licht is men op eenvoudige wijze in staat na te gaan, welke eigen spanningen nog aanwezig zijn.

Prof. Graf heeft een aantal proeven genomen, waaruit bleek, dat glas, ijzer en beton als een geheel werken. Ook uit andere proeven bleek, dat bij een op buiging belaste plaat, de spanning in het glas ongeveer het drievoudige bedroeg van die in het beton, hetgeen ongeveer in overeenstemming is met de verhouding der elasticiteitsmoduli, welke voor glas 700000 kg/cm bedraagt. De oorzaak van de breuk bleek te schuilen in de overschrijding van de strekgrens van het bewapeningsijzer. Een gelijke proef met een plaat zonder glazen bouwsteenen gaf een overeenstemming in de breukbelasting. Daaruit volgt, dat de toepassing op normale wijze mogelijk is tusschen de bewapening van de betonconstructie.

Bij brandproeven te Berlijn Dahlem bleek het materiaal ook hierop goed berekend te zijn. Gedurende een uur werd een gemiddelde temperatuur van 1070° C onderhouden, waarbij de glasmassa ten deele gesmolten is. Het dek had zich tengevolge van de aangebrachte last sterk doorgebogen, doch was overigens intact gebleven.

In *Beton und Eisen* van 20 Febr. 1931 worden een reeks proeven beschreven met dezelfde ronde rotalith-glazen bouwsteenen, welke door Prof. Kayser aan de T. H. te Darmstadt zijn gehouden. Ook hier bleek de oorzaak van de breuk het gevolg te zijn van de overschrijding van de strekgrens van het bewapeningsijzer.

Deze proeven maken een eenvoudige toepassing van deze beloopbare glazen bouwsteenen mogelijk, waar men de beschikking wil hebben over veel bovenlicht. Sr.

Doorsnede over de dekking.

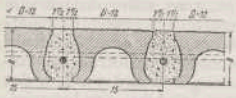


Fig. 1.

Holle en volle bouwsteen.



Fig. 2.

Toegepast bij een vlakke koepel.

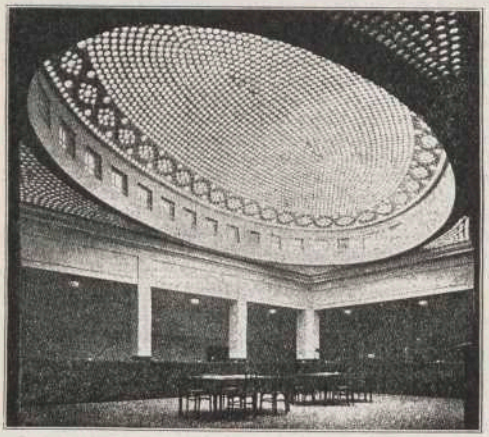


Fig. 3.

Fundeering van een zwembassin in een mijnstreek.

Bij den bouw van een badhuis te Essen-Altenessen werden bijzondere voorzieningen getroffen om mijnschade te voorkomen. Het gebouw zelf werd in drie stukken los van elkaar met doorgaande voeg als een gewapend beton geraamte geconstrueerd met baksteenbekleeding.

Het zwembassin, ter grootte van 12 × 25 m, met 600 m³ water, werd los van het gebouw op drie steunpunten gefundeerd (fig. 4), welke bestaan uit een groote voetplaat, resp. één van 6.74 m en twee van 5 m doorsnede, De grondwaterstand was de constructiehoogte voor de fundatie beperkt. Het bassin rust met twee zware dwarsliggers (fig. 5) door middel van kogelscharnieren op de voetplaten. Langsliggers, welke doorloopen als kraagliggers, dragen den bodem van het bassin. De hoogte der kogelscharnieren is zoo gekozen, dat bij eventueele zakking een hydraulische pers tusschen voetplaat en dwarsligger geplaatst kan worden, om het bassin weer in den horizontalen stand terug te brengen. Om bij eenigszins belangrijke zetting tegemoet te komen aan de horizontale optredende krachten, werd onder de voetplaat een 20 cm dikke betonlaag aangebracht, waarover twee lagen glad asphaltpapier. Het werd niet noodig geoordeeld speciale versterking in de bewapening aan te brengen.

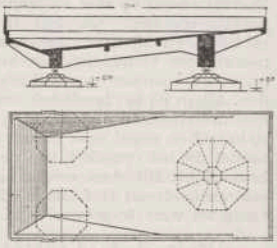


Fig. 4.

(*Zentralblatt der Bauverwaltung*, 21 Jan. 1931.) Sr.

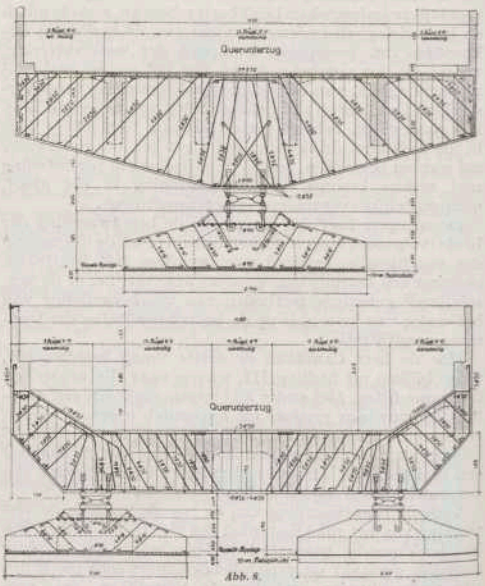


Abb. 8.

Fig. 5.