

SERVICE PUBLIC DE WALLONIE

Document de référence Qualiroutes – K – 10

**Draagvermogen van stalen liggerpalen**

Édition du 20/07/2011

ANNALES  
DES  
TRAVAUX  
PUBLICS  
DE BELGIQUE



TIJDSCHRIFT  
DER  
OPENBARE  
WERKEN  
VAN BELGIË

# DRAAGVERMOGEN VAN STALEN LIGGERPALEN

door

**Dr. ir. E. DE BEER**

Prof. em. Rijksuniversiteit  
te Gent

**ir. SCHOLTES**

Adjunct ingenieur bij het  
Departement Technische Bijstand  
van Trade-Arbed

**Dr. ir. R. CARPENTIER**

wd. Hoofdingenieur-Directeur  
bij het Rijksinstituut  
voor Grondmechanica

(1e Deel)

## INLEIDING

De aanwending van gewalste stalen liggers voor paalfunderingen biedt interessante voordelen zowel onder oogpunt van het transport en het in de grond brengen, als onder oogpunt van het draagvermogen. Dergelijke stalen liggerpalen worden in sommige landen, zoals de U.S.A., Noorwegen, het Noorden van Duitsland veel aangewend.

Op het initiatief van ARBED en met de financiële steun van de E.G.K.S. werden twee proevenprogramma's op stalen liggerpalen uitgevoerd. Het ene programma heeft betrekking op palen welke in een zeer dichtgepakt zand werden opgehouden (proefveld van Kallo), het andere op palen welke in een vaste gescheurde klei hun ondersteuning vinden (proefveld van Kontich).

De huidige bijdrage heeft ten doel een uitgebreide beschrijving van de verrichte proeven en verkregen resultaten te geven.

Een beknopte beschrijving van de proeven te Kallo, werd reeds gepubliceerd in het 10e Internationaal Congres voor Grondmechanica te Stockholm (De Beer et al., 1981).

Een overzicht betreffende beide proevenprogramma's (Kallo en Kontich) werd gegeven in een voordracht van ir. Scholtes voor de ABEM te Brussel (Scholtes, 1981).

## HOOFDSTUK I

### PROEVENPROGRAMMA TE KALLO

#### §1. Algemeenheden

Op een terrein gelegen te Kallo op het havenuitbreidingsgebied Antwerpen L.O. werden twaalf stalen liggerpalen in de grond geheid en beproefd. Vooraleer de palen in de grond te heien werden ter plaatse van elke te heien paal diepsonderingen (CPT proeven) volgens de M-4 methode (zie Europese normen – Proceedings 9th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering – 1977) verricht.

De ligging van het proefterrein is op de situatie figuur 1 gegeven.

#### §2. Resultaten der diepsonderingen

In totaal werden 12 diepsonderingen aangeduid diepsondering C tot diepsondering N uitgevoerd. De detailsituatie is op de figuur 2 gegeven.

De resultaten der diepsonderingen zijn op figuur 3 aangegeven. De diagrammen geven in functie van de diepte de variatie van de konusweerstand  $C_{k,d}$  in  $\text{kN/m}^2$  en van de totale wrijvingsweerstand  $F_{s,cpt}$  in  $\text{kN}$ .

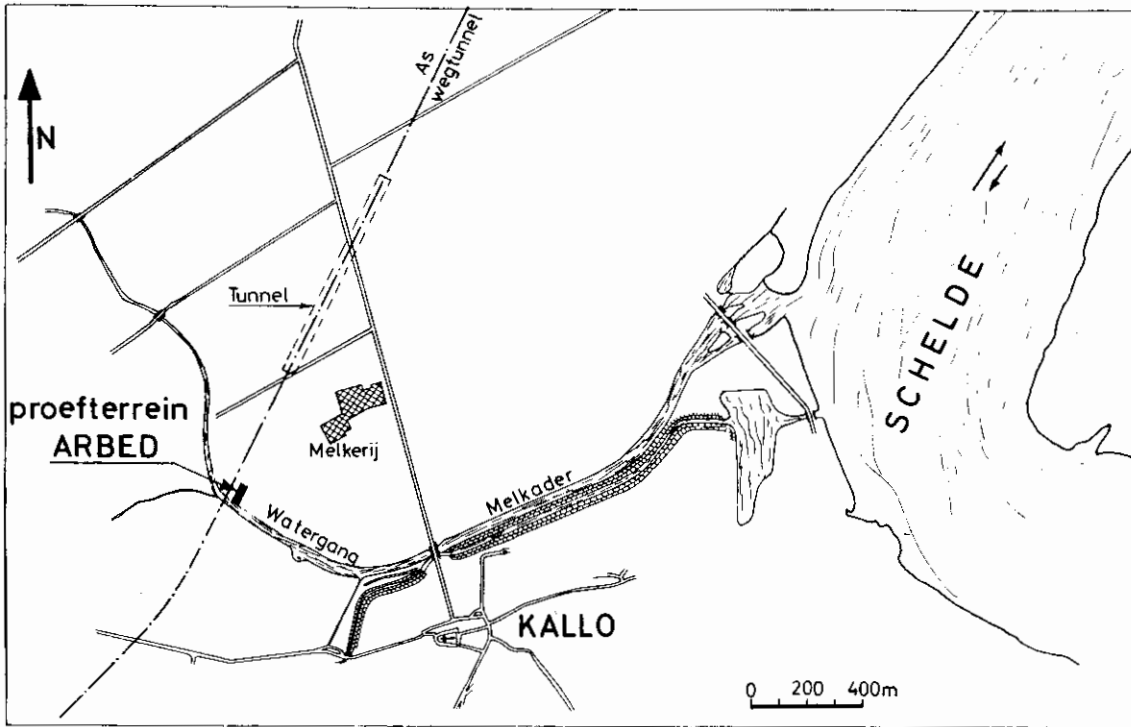


Fig. 1

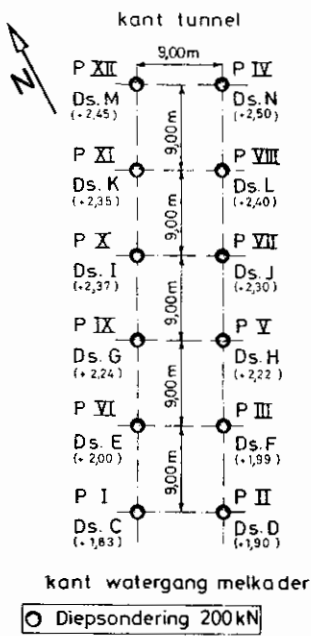


Fig. 2

De diepsonderingen tonen aan dat de ondergrond globaal als volgt is samengesteld

- 4 m slappe klei en veen (holoceen)
- 3,5 m leemhoudend zand
- 13 m dicht tot zeer dichtgepakt zand

(tertiair: plioceen scaldisiaan)  
tot grote diepte: Boomse klei (tertiair oligoceen).

Wanneer de diepte aangeduid door V wordt bereikt, werden vooraleer verder te sonderen, over de

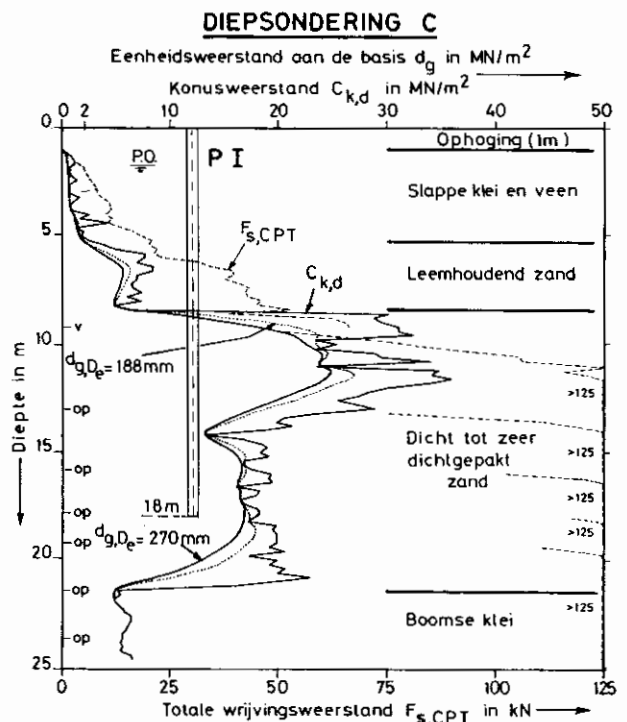


Fig. 3C

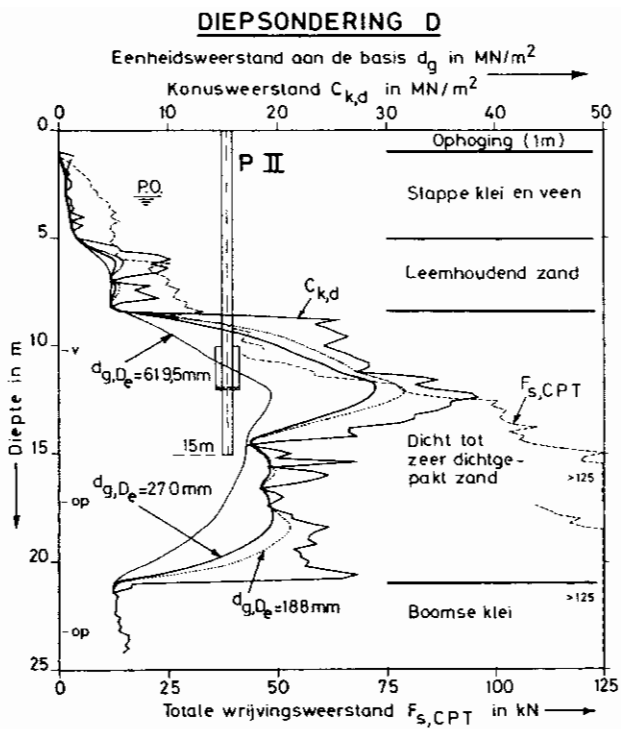


Fig. 3D

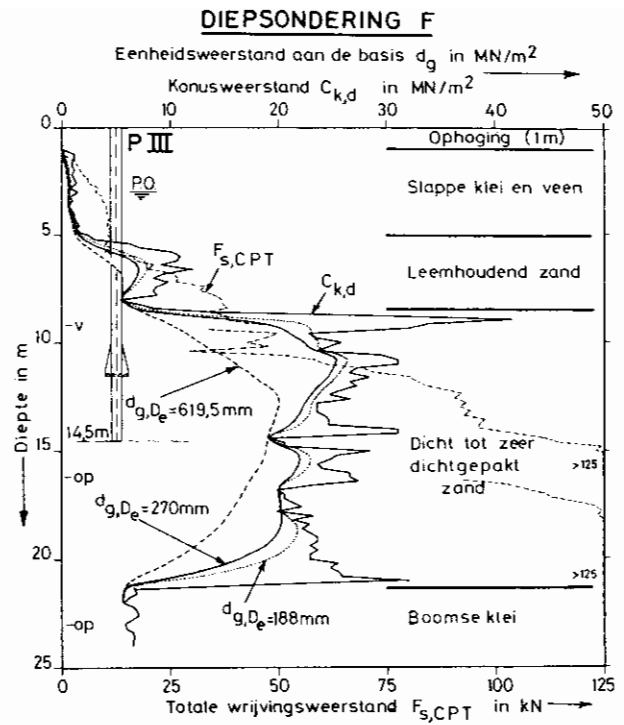


Fig. 3F

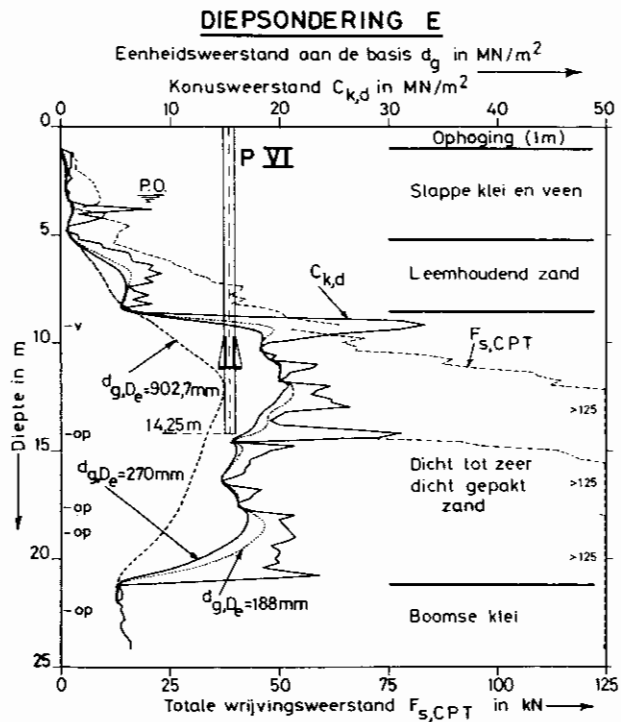


Fig. 3E

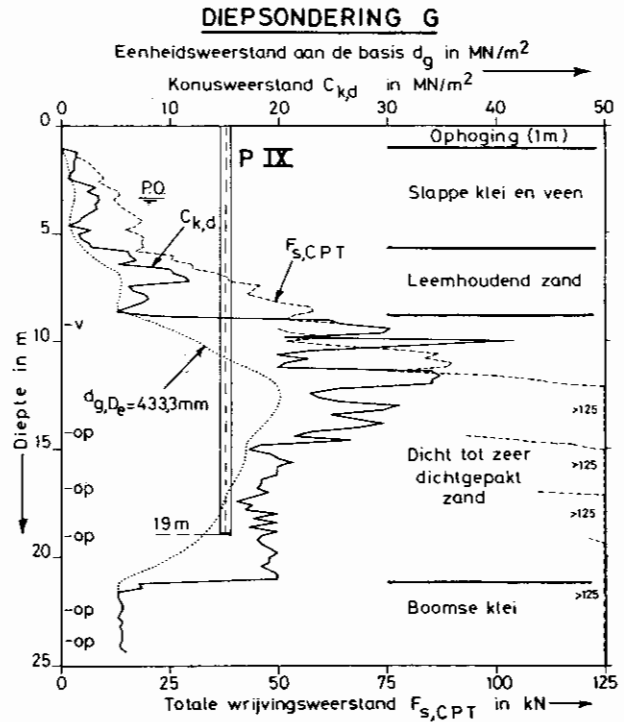


Fig. 3G

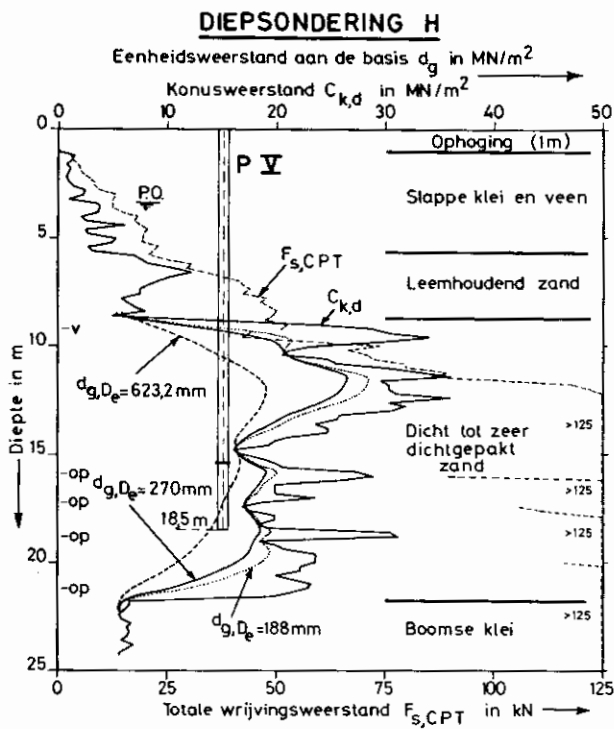


Fig. 3H

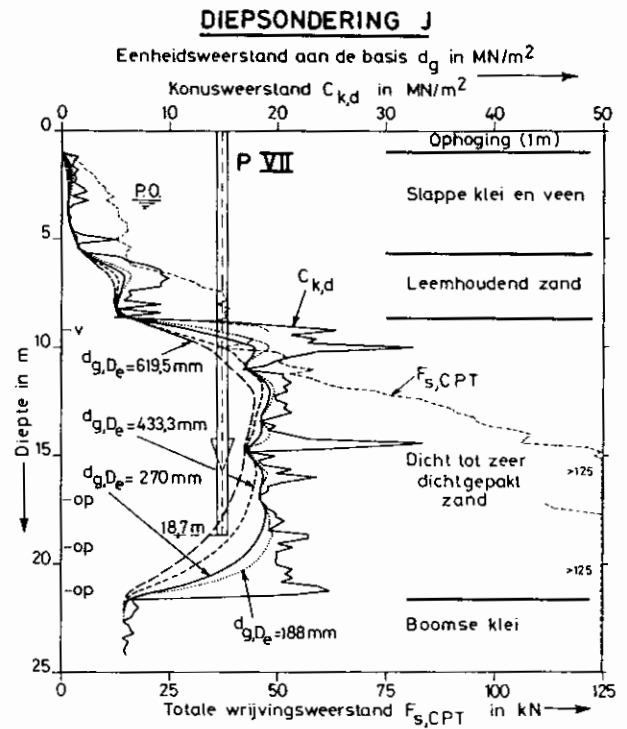


Fig. 3J

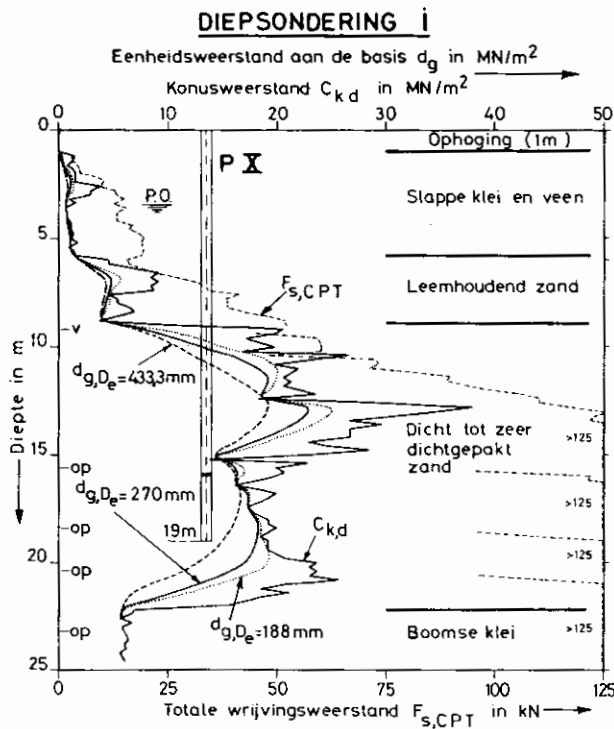


Fig. 3I

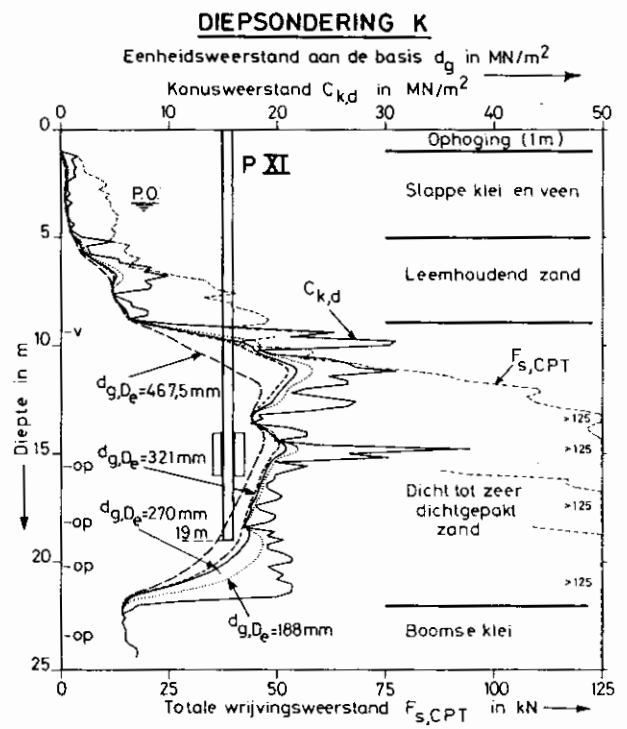


Fig. 3K

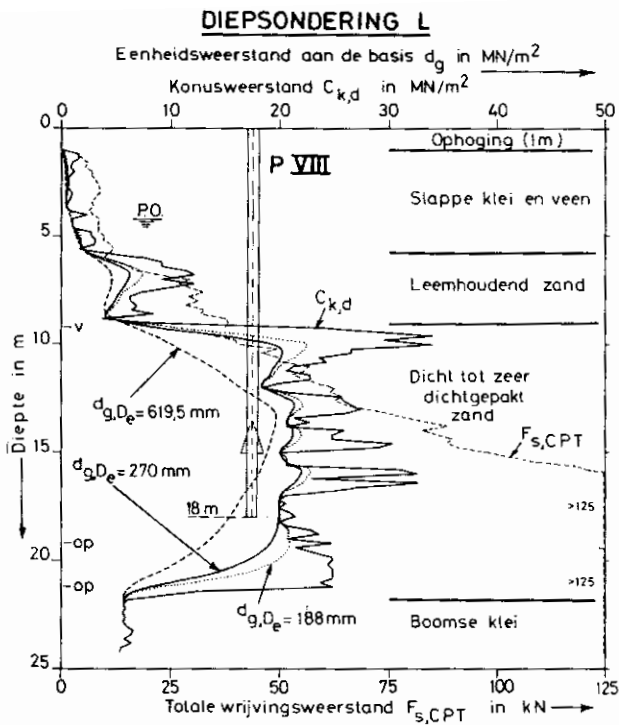


Fig. 3L

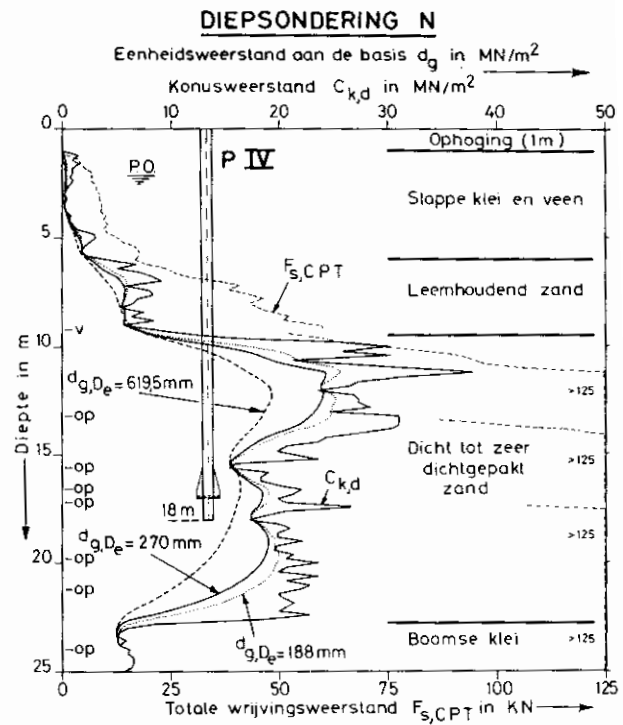


Fig. 3N

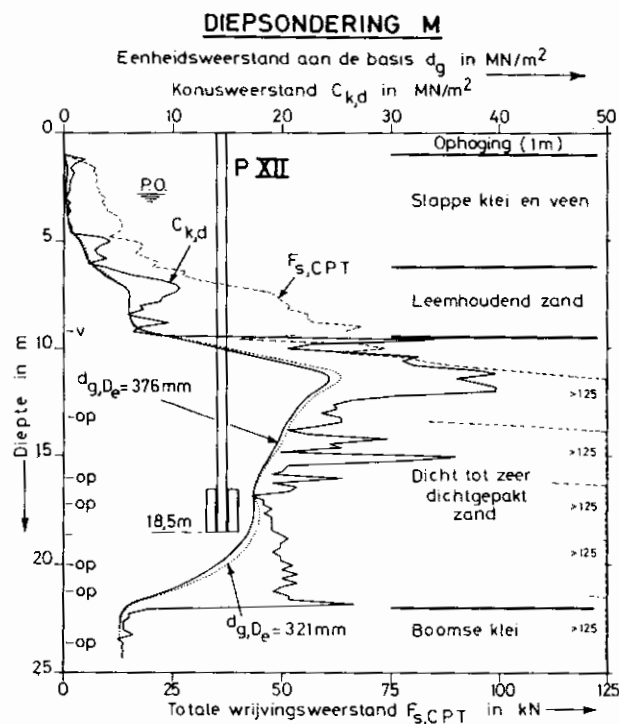


Fig. 3M

dikte van de slappe lagen geleidingsbuizen omheen de sondeerbuizen geplaatst om het uitknikken der buizen te voorkomen.

Op de diepte waar de som van konuswaarde en mantelwrijving de drukcapaciteit van het angewende diepsondeerapparaat bereikt (200 kN), worden de buizen over 1 meter opgetrokken en daarna terug neergelaten, teneinde de wrijving te reduceren, en de diepsondering aldus dieper te kunnen uitvoeren. De diepten waarop dit geschiedt, zijn door het symbool OP (*optrekken*) op het sondeerdiagram aangeduid. Op deze diepten vertoont het wrijvingswaarde-diagram discontinuïteiten. Al deze onderbrekingen hebben tengevolge dat in de dichtgepakte zandlaag de variatie van de totale wrijvingswaarde met de diepte niet juist gekend is.

Uit de combinatie van het verloop van het diagram van de konuswaarden en van de totale zijdelingse wrijvingswaarde kunnen de verschillende aange-troffen lagen, goed van elkaar worden onderscheiden.

Boven het oppervlak van de grond bestaande ten tijde van de uitvoering der diepsonderingen, werd een

ophoging van 1 m aangebracht, dit teneinde de toegankelijkheid van het terrein te verzekeren. De palen werden vanaf het oppervlak van deze ophoging in de grond geheid.

Op de diepsondeerdiagrammen (fig. 3) zijn de diepten vanaf het oppervlak van de achteraf aangebrachte ophoging aangegeven. Op de figuur 3 zijn ook telkens de scheidingen tussen de verschillende lagen, en de diepte van het freatisch oppervlak ten tijde van de uitvoering der diepsonderingen aangegeven.

### §3. Kenmerken der palen

Er werden in totaal 12 palen in de grond geheid.

Alle palen bestaan uit warm gewalste H profielen met brede randplaten van de Amerikaanse W serie (W 14 × 16 × 142) en met een lengte van 20 m. De staalkwaliteit is ST 52-3 in overeenstemming met de Duitse norm DIN 17100 met een vloeigrens van 345 N/mm<sup>2</sup> en een trekweerstand van 490 N/mm<sup>2</sup>.

Alle palen, behalve paal PI, vertonen plaatselijke verbredingen, teneinde te kunnen nagaan, welke invloed de geometrie van de paal op het draagvermogen heeft. Een schema van alle palen is op figuren 4/I t/m 4/XII gegeven.

De netto staaldoorsnede  $\omega_s$  van het H profiel bedraagt

$$\omega_s = 270 \text{ cm}^2 \quad (1)$$

De bruto of totale doorsnede van het profiel  $\omega_t$  bedraagt

$$\omega_t = 37,5 \times 39,4 = 1480 \text{ cm}^2 \quad (2)$$

De paal I is een paal zonder verbreding (fig. 4/I).

De paal II (fig. 4/II) vertoont een verbreding op 3 m boven het onderuiteinde van de paal. Deze verbreding bestaat uit 2 aangelaste kanaalprofielen, met een hoogte gelijk aan deze van het H profiel, en met een lengte van 2 m. Aan de onderkant is de verbreding afgesloten met een bodemplaaf met een dikte van 70 mm.

De totale doorsnede van de verbreding  $\omega_v$  bedraagt

$$\omega_v = 37,46 \times 80,47 = 3000 \text{ cm}^2 \quad (3)$$

De paal III (fig. 4/III) vertoont een verbreding op 3 m boven het onderuiteinde van de paal. De verbreding bestaat uit ribben welke op de randplaten van het H profiel zijn opgelast, en welke over een hoogte van 30 cm een constante breedte hebben van

20,55 cm welke erboven over een hoogte van 1,20 m tot nul vermindert. Het geheel is aan de onderkant afgesloten met een bodemplaaf met een dikte van 70 mm. Het oppervlak van de bodemplaaf  $\omega_v$  bedraagt

$$\omega_v = 37,46 \times 80,47 = 3000 \text{ cm}^2 \quad (4)$$

De paal IV (fig. 4/IV) heeft dezelfde verbreding als de paal III, doch deze verbreding is thans aangebracht op 1 m boven het onderuiteinde van de paal, in plaats van op 3 m.

De paal V (fig. 4/V) heeft een verbreding op 3 m boven het onderuiteinde van de paal. De verbreding bestaat uit een plaat  $e_{pl} = 70$  mm en met een oppervlak

$$\omega_v = 55,0 \times 55,0 = 3050 \text{ cm}^2 \quad (5)$$

De paal VI (fig. 4/VI) heeft een verbreding op 3 m boven het onderuiteinde van de paal. Deze bestaat uit een vierkante plaat met een dikte  $e_{pl} = 70$  mm, en met een zijde van 80 cm, waarboven 8 verstijvingsribben met een totale hoogte van 1,50 m zijn opgelast. Elke rib heeft een breedte van 20,3 cm, welke constant is over een hoogte van 30 cm, en daarna lineair naar nul verloopt over een hoogte van 1,30 m. Het oppervlak van de verbreding bedraagt

$$\omega_v = 80 \times 80 = 6400 \text{ cm}^2 \quad (6)$$

De paal VII (fig. 4/VII) heeft een verbreding welke 3 m boven het onderuiteinde van de paal is gelegen. Deze verbreding heeft een V vormig verloop, en bestaat uit twee opgelaste kanaalprofielen welke schuin zijn afgesneden. Op 4,50 m boven het onderuiteinde van de paal, bedraagt het oppervlak van de verbreding

$$\omega_v = 32,46 \times 80,47 = 3050 \text{ cm}^2 \quad (7)$$

De paal VIII (fig. 4/VIII) heeft een verbreding welke 3 m boven het onderuiteinde van de paal is gelegen. Deze verbreding heeft een dakvormig verloop, welke door middel van opgelaste, schuin afgesneden kanaalprofielen is verkregen. Aan de onderkant is de holte onder het dakvormig verloop, niet afgesloten. Men weet dus niet precies welke de doorsnede van de verbreding is, zolang de holte onder het dak niet is opgevuld. In geval van opvulling heeft men op 3 m boven het onderuiteinde van de paal een oppervlak

$$\omega_v = 37,46 \times 80,47 = 3050 \text{ cm}^2 \quad (8)$$

De paal IX (fig. 4/IX) is aan het onderuiteinde afgesloten door een plaat  $e_{pl} = 70$  mm, welke echter niet buiten het bruto-profiel uitsteekt. Men heeft dus als oppervlak van de verbreding:

$$\omega_v = 37,46 \times 39,37 = 1480 \text{ cm}^2 \quad (2)$$



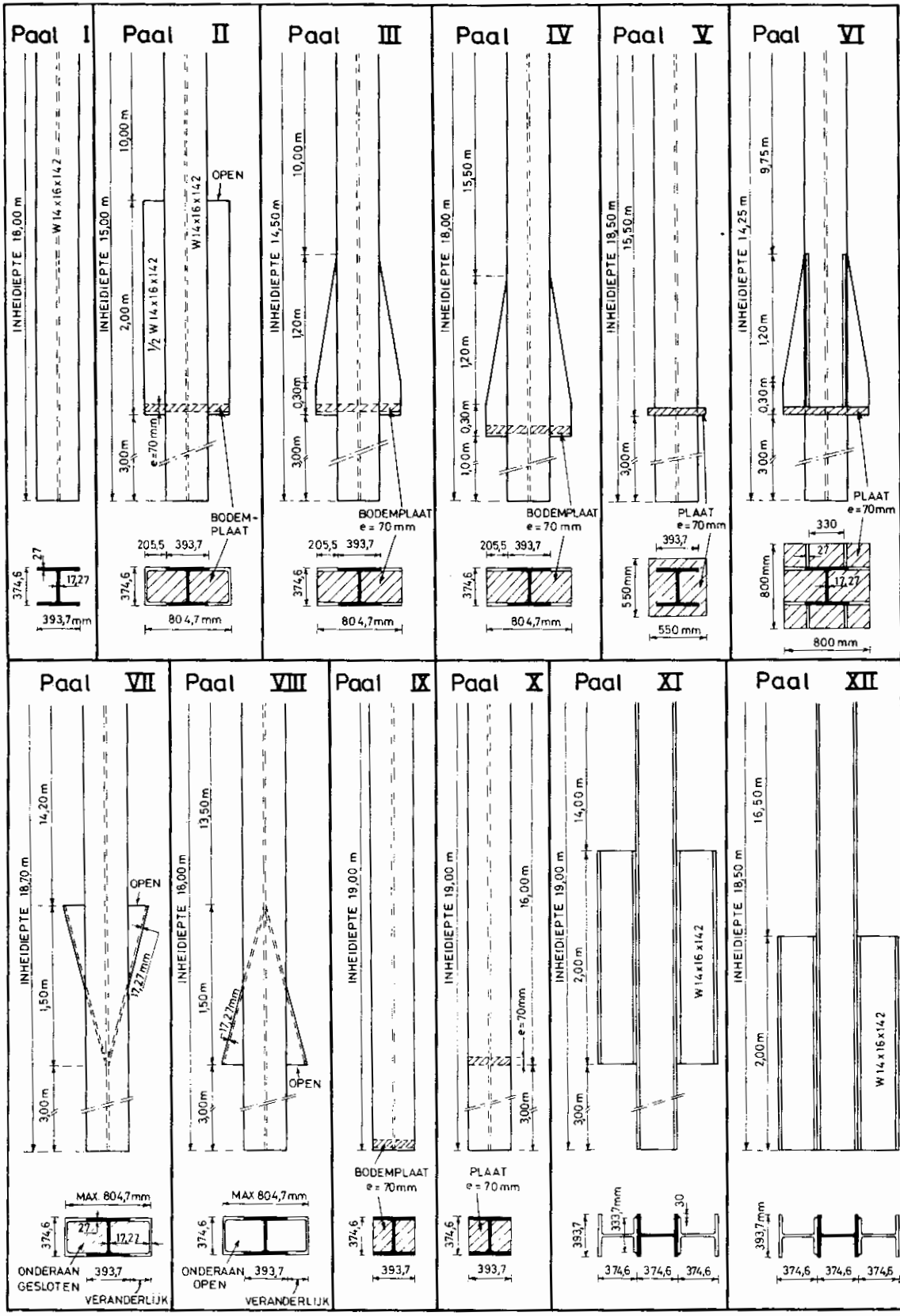


Fig. 4

De paal X (fig. 4/X) is op 3 m boven het onderuiteinde afgesloten door eenzelfde plaat als bij de paal IX.

Men heeft

$$\omega_v = 37,46 \times 39,37 = 1480 \text{ cm}^2 \quad (2)$$

De paal XI (fig. 4/XI) heeft een verbreding welke 3 m boven het onderuiteinde van de paal is gelegen. Deze verbreding bestaat uit 2 op de randplaten opgelaste H profielen nagenoeg identiek met deze van het profiel van de paal. De opgelaste profielen hebben een hoogte van 2 m. Er is geen horizontale dwarsplaat voorzien. De netto staaldoorsnede ter plaatse van de verbreding, bedraagt circa

$$\omega_{s,v} \approx 3 \times 270 = 810 \text{ cm}^2 \quad (9)$$

De paal XII (fig. 4/XII) heeft dezelfde verbreding als de paal XI, doch deze is thans onmiddellijk boven het onderuiteinde van de paal aangebracht.

Derhalve

$$\omega_{s,v} \approx 3 \times 270 = 810 \text{ cm}^2 \quad (9)$$

De ligging van de palen P t.o.v. de vooraf uitgevoerde diepsonderingen Ds, is op de figuur 2 aangegeven.

#### §4. Heien van de palen

Alle palen werden ingeheid met een Diesel Hamer D36, die is uitgerust met een valgewicht (zuiger) van 36 kN en een theoretische energie van 115 kN m kan ontwikkelen.

De stalen paalmuts is voorzien van een voering van polyethyleen met hoge dichtheid, en heeft een gewicht van 3 kN.

Teneinde het energieverlies tengevolge van het zijdelingse uitwijken van de paal te beperken, werd de ligger op halve hoogte tussen hamer en grond door een heireep aan de geleiders verbonden.

Tijdens het heien werden de volgende metingen verricht.

1°) De palen PI, PII, PIII en PVI waren uitgerust met rekstrookjes, gekleefd op de lijfplaat (zie fig. 5/I-II-III-VI). Op de figuren is voor elk rekstrookje de hoogte boven het onderuiteinde van de ligger aangegeven. Door middel van een U.V. oscillograaf, met een loopsnelheid van 2000 mm/sec, werden de signalen van de rekstrookjes opgemeten.

2°) Aan de bovenkant van de H-ligger, is een vervormingstransducer op de lijfplaat vastgeschroefd, en

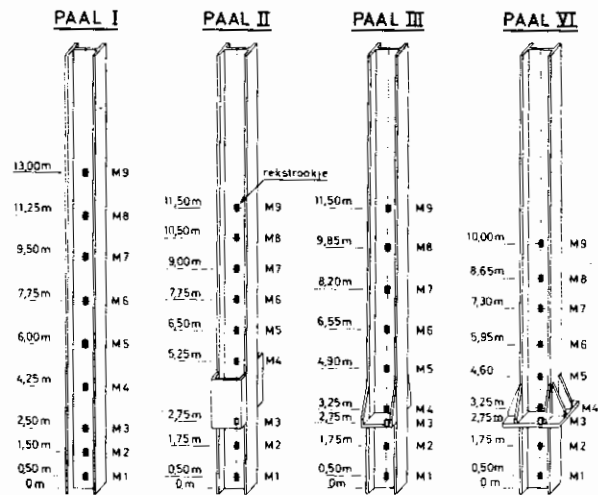


Fig. 5

zijn twee versnellingsmeters aangebracht. De signalen, welke onder invloed van een dynamische impuls worden verwekt, worden door een „pile driving analyser” opgevangen en behandeld. De „analyser” is een soort veld minicomputer, waarmee de versnelling wordt geïntegreerd teneinde de snelheid te verkrijgen. Aldus krijgt men enerzijds de kracht en anderzijds de snelheid, welke in een golfvergelijking program worden ingevoerd, waarmee men per slag verkrijgt:

1. de energie overgebracht op de paalkop
2. de maximum kracht uitgeoefend op de paalkop
3. de dynamische weerstand
4. de z.g. „statische weerstand”.

Hierbij wordt de zogenaamde „Case” methode aangewend (Goble et al., 1975). Deze meting werd op 8 palen verricht PI, PII, PIII, PV, PVI, PVII, PVIII en PXII.

3°) Voor de palen PI, PII en PIII werden de gegevens van de „pile driving analyser” herwerkt in een zware computer, door de firma „Goble and Associates” volgens de „Capwap” methode (Rausche 1979). Aldus kunnen de verdeling van de dynamische spanningen, en de verdeling tussen mantelwrijving en weerstand aan het onderuiteinde alsook de dempingsfactor  $J_c$  worden bepaald.

4°) De bepaling van het aantal slagen en van de werkelijke energie, die door de hamer wordt geleverd, geschiedt door middel van een „saximeter”. Met dit apparaat meet men het tijdsinterval  $\Delta t$  dat tussen twee achtereenvolgende slagen verloopt. Hieruit kan dan de overeenstemmende valhoogte van het valgewicht van een aan de bovenkant open Dieselhamer worden afgeleid.

Op de figuur 3 is telkens aangegeven tot welke diepten de palen onder het oppervlak van de ophoging werden ingeheid.

## §5. Resultaten der metingen tijdens het heien

### 1. Energie van de valhamer

Op de figuren 6 zijn respectievelijk voor de palen I, II, III en VI telkens de energieën aangegeven welke nodig zijn om de paal 1 m dieper in te heien. De lijnen AA<sub>1</sub> stemmen overeen met de theoretische energie geleverd door de Dieselhamer, de lijnen BB<sub>1</sub> met de werkelijke energie  $E_w$  geleverd door de Dieselhamer, zoals deze uit de metingen met de saximeter kan worden afgeleid, en tenslotte de lijnen CC<sub>1</sub> de energie

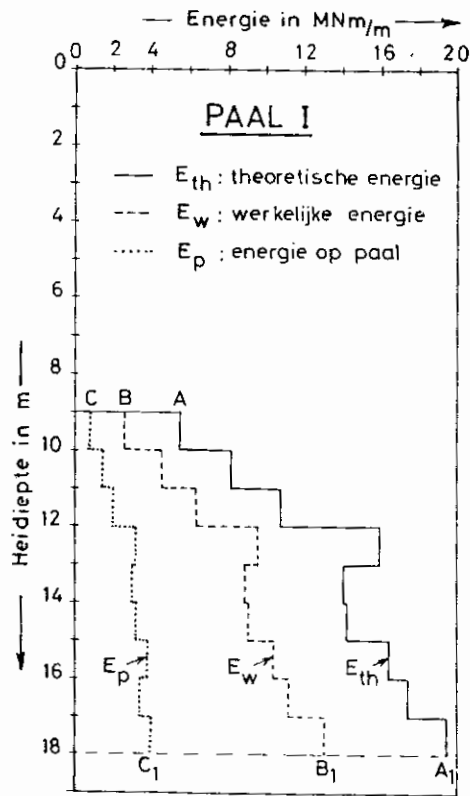


Fig. 6/I

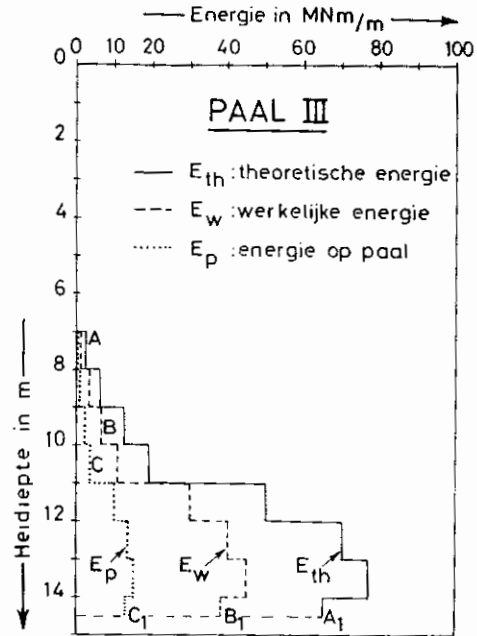


Fig. 6/III

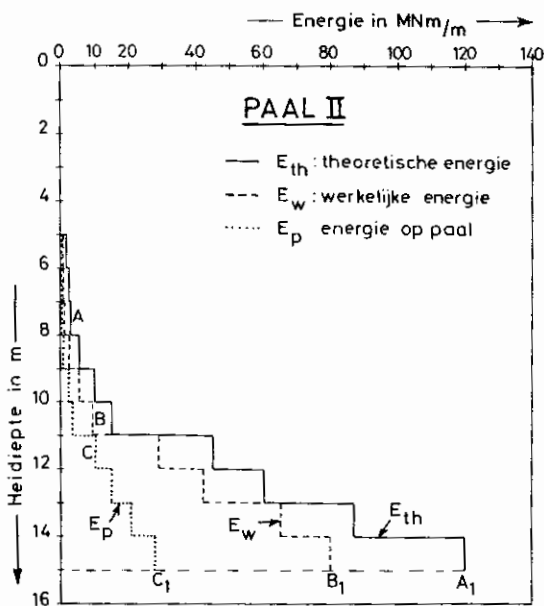


Fig. 6/II

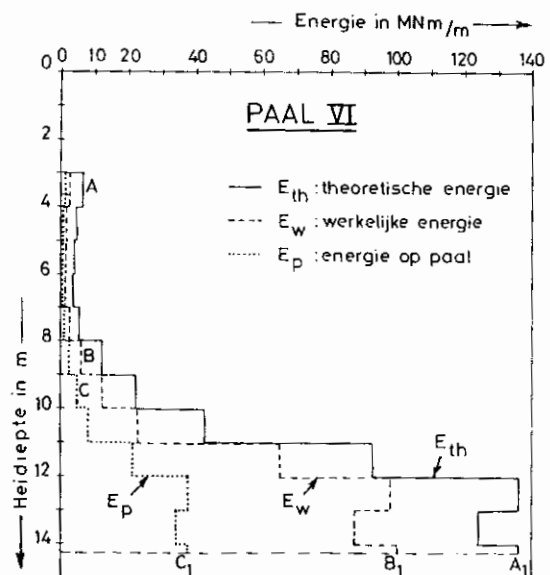


Fig. 6/VI

overgebracht op de paal, zoals deze uit de analyse van de metingen met de vervormingstransducer en met de versnellingsmeter kan worden afgeleid.

Vastgesteld wordt dat de werkelijke energie geleverd door de Dieselhamer veel kleiner is dan de theoretische waarde. De verhouding  $\varepsilon$  tussen de werkelijk ontwikkelde energie  $E_w$  en de theoretische energie  $E_{th}$ , varieert tussen 0,36 en 0,75; de lagere waarde stemt overeen met het begin van het indringen van de paal in de grond, wanneer het inheien nog gemakkelijk is, de hogere waarde stemt overeen met het einde van het indringen, wanneer grote weerstanden worden ondervonden. Er dient onmiddellijk te worden opgemerkt, dat de verhouding  $\varepsilon = 0,75$  geen maximum waarde voor een dergelijk type van hamer is, doch hoofdzakelijk van een behoorlijk onderhoud van de hamer afhankelijk is. In geval van aanwending van een goed onderhouden hamer, kan op het einde van het inheien, wanneer de stuit wordt bereikt, nagenoeg, een waarde  $\varepsilon = 1$  worden verkregen, zoals voor het geval van Kontich (Hoofdstuk II) zal worden aangetoond.

De verhouding van de energie  $E_p$  overgedragen op de paal, en de werkelijk door de hamer ontwikkelde energie  $E_w$  varieert van slag tot slag tussen 0,30 en 0,40. Een dergelijke verhouding blijkt normaal te zijn voor het aangewende type van paalmuts en mutsvulling.

Dergelijk belangrijke afnamecoëfficiënten tussen  $E_w$  en  $E_{th}$  enerzijds en  $E_p$  en  $E_w$  anderzijds tonen duidelijk aan hoe gevaarlijk het is de theoretische waarden van de energie  $E_{th}$  in dynamische formules in te voeren, om hieruit de bezwijklast van palen onder statische belastingen af te leiden.

De verrichte metingen tonen ook het zeer belangrijk energieverlies aan, welke bij de overdracht van de werkelijk ontwikkelde energie  $E_w$  naar de paal optreedt. Dit verlies is veel groter dan de waarde van 0,7 à 0,8 welke voor de verhouding van de op de paal overgebrachte energie tot de theoretische energie in geval van een stalen paalmuts met polyethyleen vulling gewoonlijk wordt aangegeven.

## 2. Lezing der rekstrookjes

De spanningen optredend in de liggerpalen tijdens het inheien werden bepaald uit de analyse van de metingen van de rekstrookjes welke op de paal waren gekleefd. De rechtstreekse gegevens welke aldus werden verkregen, werden echter plaatselijk aangevuld met de gegevens verkregen uit de Capwap analyse (Rausche 77).

Uit de plaatselijk opgemeten ogenblikkelijke spanning werd door vermenigvuldiging van de op de diepte van het beschouwde rekstrookje bestaande staaldoorsnede, de ogenblikkelijke dynamische kracht op deze diepte afgeleid.

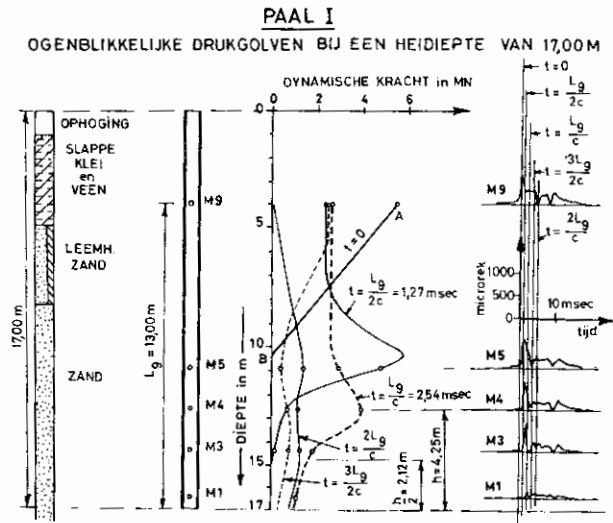


Fig. 7/I

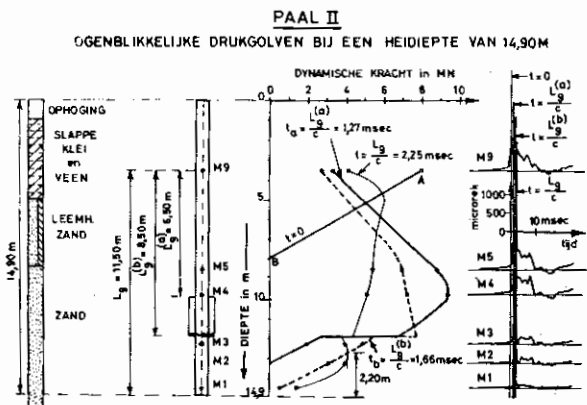


Fig. 7/II

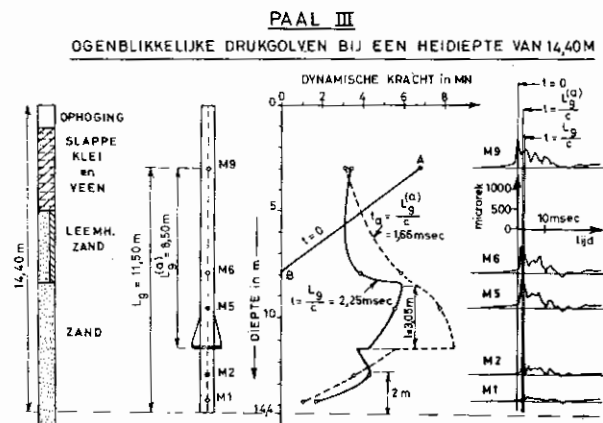


Fig. 7/III

Sommige der verkregen resultaten zijn voor de paalen PI, PII en PIII of de figuur 7/I, 7/II 7/III voorgesteld. Op deze figuren zijn in functie van de diepte de opgemeten ogenblikkelijke dynamische krachten in de paal op bepaalde tijdstippen aangegeven.

Op de paal PI waren 9 rekstrookjes gekleefd. Enkel de rekstrookjes M1, M3, M4, M5 en M9 hebben gewerkt.

Opmerking verdient dat de figuur 7/I niet overeenstemt met de toestand waarbij de paal tot zijn einddiepte van 18 m was ingehaald, doch wel de toestand wanneer de heidiepte 17 m bedroeg.

Als beginogenblik werd het ogenblik gekozen waarop de aflezing in het bovenste rekstrookje M9 zijn maximum bereikte. Op dat ogenblik  $t = 0$ , was er nog geen aflezing in het rekstrookje M5. Daarom werd verondersteld dat op het ogenblik  $t = 0$ , de drukgolf bij benadering het verloop AB (fig. 7/I) heeft. De afstand tussen het onderuiteinde van de liggerpaal en het rekstrookje M9 wordt door  $L_9$  voorgesteld. Als de voortplantingssnelheid van een drukgolf in de stalen ligger door  $c$  wordt voorgesteld, is de tijd welke nodig is om de lengten  $L_9$  te doorlopen, derhalve  $L_9 : c$ . Men heeft  $c = 5,12 \text{ m} : \text{msec}$ . Op de figuur 7/I is de drukgolf getekend overeenstemmend met het tijdstip  $t = L_9 : 2c$  (op dat tijdstip heeft het maximum van de drukgolf het onderuiteinde nog niet bereikt), en het tijdstip  $t = L_9 : c$ , wanneer de drukgolf juist het onderuiteinde heeft bereikt.

Indien de weerstand van de grond hoofdzakelijk aan het onderuiteinde van de paal zou zijn gelegen, zo volgt uit de theorie van de voortplanting van de drukgolven, dat op het ogenblik  $t = L_9 : c$  het maximum van de golfkracht het onderuiteinde van de paal zou hebben bereikt. Daar de opgemeten curve bij  $t = L_9 : c$  echter aantoonde dat het maximum zich reeds op een hoogte  $h = 4,25 \text{ m}$  boven het onderuiteinde bevindt, kan hieruit worden afgeleid dat op een hoogte ongeveer gelijk aan  $h/2 = 2,12 \text{ m}$  een plaatselijke weerstand aanwezig is, welke tot een naar boven lopende terugkaatsingsgolf aanleiding geeft. Hieruit wordt dan vastgesteld dat boven het uiteinde van de paal een weerstandbiedende plug moet bestaan met een hoogte van 2 à 3 m.

De grootste dynamische reactie opgemeten nabij het onderuiteinde van de liggerpaal I, bij een heidiepte van 17 m, bedroeg 1560 kN.

Op de rechterzijde van de figuur 7/I is voor enkele der rekstrookjes, de variatie van de microstrains, in functie van de tijd aangegeven.

Figuur 7/II heeft betrekking op de paal PII wanneer een heidiepte van 14,90 m was bereikt. Als tijdstip  $t = 0$  is het ogenblik beschouwd waarop de kracht ter hoogte van het rekstrookje  $M_9$ , gelegen op een afstand  $L_9 = 11,50 \text{ m}$  van het onderuiteinde haar maximum waarde bereikt.

Op dat ogenblik is de aflezing in het rekstrookje M5 nog steeds nul. De paal PII is voorzien van een 2 m lange verbreding. De drukgolven geregistreerd op de tijdstippen

$$t_a = \frac{L_9^{(a)}}{c} = \frac{6,50}{5,12} = 1,27 \text{ msec}$$

$$t_b = \frac{L_9^{(b)}}{c} = \frac{8,50}{5,12} = 1,66 \text{ msec}$$

$$t = \frac{L_9}{c} = \frac{11,50}{5,12} = 2,25 \text{ msec}$$

zijn opgetekend.

Op het tijdstip  $t_a$  heeft het maximum van de drukgolf theoretisch de bovenkant van de verzwaring bereikt. Dit blijkt ook in de werkelijkheid het geval te zijn. Onder de verzwaring is er een sterke afval van de kracht.

Op het tijdstip  $t_b$  heeft de maximum waarde van de drukgolf de onderkant van de verzwaring bereikt. Dit blijkt ook in de werkelijkheid het geval te zijn. Er is steeds nog een belangrijke vermindering van de kracht onder de verzwaring.

Op het tijdstip  $t = 2,25 \text{ msec}$  zou theoretisch het maximum aan het onderuiteinde van de paal zijn aangekomen. In feite doet het maximum zich reeds voor op 2,20 m boven dit onderuiteinde, aantonend dat er nabij het onderuiteinde een plugvorming moet zijn, die tot een voortijdige terugkaatsing leidt. Ook de plaatselijke weerstand ter plaatse van de verzwaring leidt tot terugkaatsing, zodat het absolute maximum op het tijdstip  $t = 2,25 \text{ msec}$  vrij hoog is gelegen.

Op de rechterzijde van de figuur zijn de variaties van de microstrains in functie van de tijd voor de verschillende nog werkende rekstrookjes aangegeven.

De maximum weerstand geregistreerd aan het onderuiteinde bedraagt 1280 kN.

Figuur 7/III heeft betrekking op de paal PIII, wanneer een heidiepte van 14,40 m is bereikt. Als tijdstip  $t = 0$  is het ogenblik beschouwd, waarop de kracht

ter hoogte van het rekstrookje M<sub>9</sub>, gelegen op een afstand L<sub>9</sub> = 11,50 m van het onderuiteinde, haar maximum waarde heeft bereikt. Op dat ogenblik is de aflezing in het rekstrookje M<sub>6</sub> nog steeds nul. De paal PIII is voorzien van een verbreding op 3 m boven het onderuiteinde.

De drukgolven geregistreerd op de tijdstippen

$$t_a = \frac{L_9^{(a)}}{c} = \frac{8,50}{5,12} = 1,66 \text{ msec}$$

$$t = \frac{L_9}{c} = \frac{11,50}{5,12} = 2,25 \text{ msec}$$

zijn getekend.

Op het tijdstip  $t_a$  heeft het maximum van de drukgolf theoretisch de verbredingsplaat bereikt. Dit blijkt ook in de werkelijkheid het geval te zijn. Dit maximum is zelfs ogenschijnlijk groter dan dat geregistreerd in M<sub>9</sub> op het ogenblik  $t = 0$ . Dit is wel onmogelijk, en enkel toe te schrijven aan het feit dat men de aflezingen van de rekstrookjes eenvoudig vermenigvuldigt met de doorsnede ter plaatse, hetgeen er op neerkomt een gelijkmatige spanningsverdeling in de doorsnede te veronderstellen. In de buurt van de verstijvers van de verbredingsplaat (zie fig. 5/III) is dit echter geenszins het geval. Het feit dat het maximum niet met de diepte afneemt, wijst er in elk geval op, dat boven de verbredingsplaat de wrijving zeer gering moet zijn.

Onder de verbredingsplaat vindt een belangrijke afname van de kracht plaats.

Op het tijdstip  $t = 2,25 \text{ msec}$ , zou het maximum theoretisch aan het onderuiteinde van de paal zijn gelegen. Men stelt echter vast dat op dat ogenblik het maximum reeds 2 m boven dit onderuiteinde is gelegen, aantonend dat er nabij het onderuiteinde een vaste plug moet bestaan, die een voortijdige terugkaatsing veroorzaakt. Een analoge terugkaatsing wordt vastgesteld tengevolge van de verbredingsplaat. Op het tijdstip  $t = 2,25 \text{ msec}$ , moet de teruggekaatste golf veroorzaakt door de verbredingsplaat, een naar boven gerichte weg hebben afgelegd

$$l = (2,25 - 1,66) \times 5,12 = 3,05 \text{ m}$$

Op de rechterzijde van de figuur zijn de variaties van de microstrains in functie van de tijd voor de verschillende nog werkende rekstrookjes aangegeven. De maximum weerstand aan het onderuiteinde bedraagt 1500 kN.

Voor de paal PVI was de oscillograaf buiten werking.

#### OMHULLENDE VAN DE GOLFKRACHT IN FUNCTIE VAN DE DIEPTE

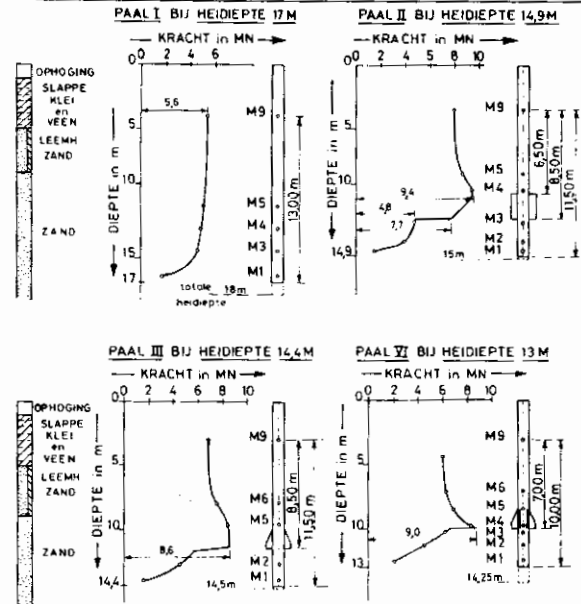


Fig. 8

Op figuur 8 zijn in functie van de diepte de maximum waarden van de golfkracht aangegeven, welke met de rekstrookjes werden geregistreerd, vanzelfsprekend op verschillende tijdstippen. Het gaat dus in feite om de omhullenden van de ogenblikkelijke drukgolven. De getekende omhullenden gelden voor de inheidipten welke aan de bovenkant van de figuren zijn aangegeven. De uiteindelijke heidipten zijn op de onderkant van de figuur gegeven. Bij het berekenen van de maximum inheidipten waren de meeste rekstrookjes beschadigd, zodat men zich heeft moeten tevreden stellen, met de grootste inheidipten, waarop de rekstrookjes nog niet beschadigd waren.

Voor de effen liggerpaal PI wordt de maximum dynamische kracht geregistreerd ter plaatse van het hoogst gelegen rekstrookje en bedraagt 5,6 MN. De maximum kracht vertoont slechts een zeer kleine afname met de diepte, tot een afstand van 2,50 m boven het onderuiteinde van de paal. Hieruit kan worden afgeleid dat gedurende het inheien de zijdelingse wrijvingsweerstand betrekkelijk klein is over het grootste gedeelte van de lengte van de paal, en dat een plug van circa 2 m bestaat nabij het onderuiteinde van de paal.

Voor de paal II met een 2 m lange verzwaring wordt de maximum dynamische kracht geregistreerd juist boven de verzwaring, en bedraagt 9,4 MN. Deze waarde is hoger dan het maximum geregistreerd aan het bovenuiteinde van de paal, en wijst op een terugkaatsingseffekt.

Het absolute maximum aan het onderuiteinde van de verzwaring bedraagt 7,7 MN en is belangrijke minder dan het maximum van 9,4 MN aan de bovenkant van de verzwaring, hetgeen wijst op een belangrijke zijdelingse wrijving over de lengte van de verzwaring.

Onder de verzwaring valt het maximum tot 4,8 MN; er is dus een belangrijke weerstand onder de bodemplaat van de verzwaring. Onder de verzwaring is er een sterke afval van de maxima hetgeen wijst op een plugvorming.

Voor de paal III met een verbredingsplaat op 3 m boven het onderuiteinde, vertoont de omhullende van de dynamische krachtgolven een maximum ter hoogte van de verbredingsplaat, namelijk 8,6 MN. Dit maximum is hoger dan de maximum kracht opgemeten aan de bovenkant van de paal, en kan enkel worden verklaard door het feit dat wegens de verticale verstijvingen van de bodemplaat, de veronderstelling van een gelijkvormige spanningsverdeling in de doorsnede, waar het rekstrookje zich bevindt, niet meer opgaat. Boven de verbredingsplaat is de zijdelingse wrijving gering. Dicht onder de plaat is er een plotse vermindering van de maxima, hetgeen een belangrijk draagvermogen onder de verbredingsplaat aantoonst. Over de lengte van 3 m onder de verbredingsplaat is er belangrijke vermindering van de maxima, hetgeen op een belangrijke zijdelingse wrijving en op plugvorming wijst.

Paal VI, waarvoor dank zij de oscilloscoop niettegenstaande het uitvallen van de oscillograaf, toch enkele gegevens konden worden verzameld, toont een maximum van de omhullende van 9 MN ter hoogte van de verbredingsplaat 0,80 m x 0,80 m; een vrij scherp oplopen van het maximum, boven de hoogste waarde geregistreerd aan het bovenuiteinde van de paal, en welke enkel door de verkeerde uitgangsveronderstelling van een gelijkmatige spanningsverdeling ter hoogte van het rekstrookje M4 kan worden verklaard. Bij correctie van deze schijnbare anomalie, blijkt de zijdelingse wrijvingsweerstand over de lengte boven de plaat uiterst gering te zijn.

Onmiddellijk onder de plaat is er een sprong, doch hier ook bestaat de vrees dat de doorsnede waar het rekstrookje M3 zich bevindt te dicht bij de verbredingsplaat is gelegen, zodat de spanningsverdeling er mogelijk nog niet gelijkmatig is.

Over de laagste 3 m is er een snelle vermindering van de maxima, hetgeen wijst op grote wrijvingsweerstand en op plugvorming.

### 3. *Bepaling van de kracht en van de versnellingen aan de kop van de paal (Pile Dynamics)*

Aan de kop van de palen PI, PII, PIII, PV, PVI, PVII, PXII, werden de krachten en versnellingen in functie van de tijd gemeten. Uit de versnellingen kunnen door integratie de snelheden worden afgeleid.

Voor elke slag van de hamer krijgt men dus twee diagrammen, het ene dat de variatie van de dynamische kracht aan de paalkop, het ander dat de variatie van de snelheid in de functie van de tijd in msec aangeeft. Deze metingen werden door Goble and Associates verricht.

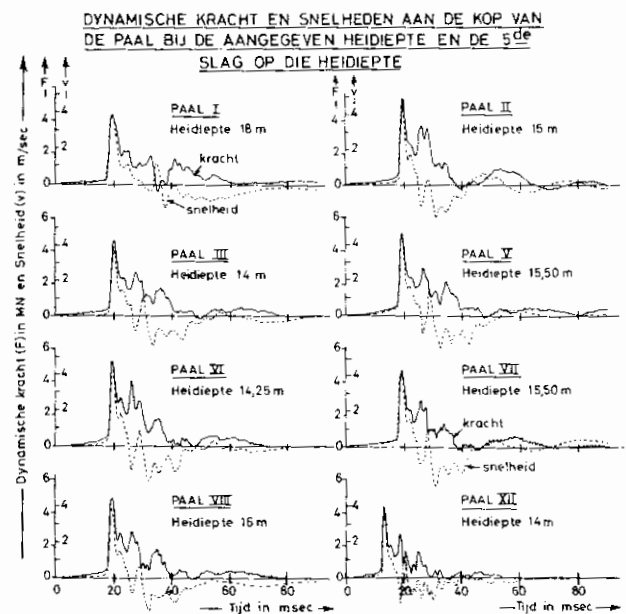


Fig. 9

Als voorbeeld worden op de figuur 9 de geregistreerde diagrammen gegeven wanneer de palen de op de figuur aangeduide heidiepten hadden bereikt, en voor de 5e slag op deze diepte.

## §6. *Verwerking van de resultaten van de metingen verricht tijdens het heien*

### 1. *Formule van Hiley*

Volgens de formule van Hiley wordt de dynamische indringingsweerstand  $R_d$  van de paal gegeven door de uitdrukking:

$$R_d = \frac{\eta E_{th}}{s + \frac{1}{2}(c_1 + c_2 + c_3)} \cdot \frac{W_r + n^2 W_p}{W_r + W_p} \quad (10)$$

met:

- $E_{th}$  = de theoretische energie van de hamer
- $\eta$  = de rendementscoëfficiënt ( $\eta = 1$  voor Dieselhamers bij harde heijing)
- $W_r$  = het gewicht van de hamer ( $r = \text{ram}$ )
- $W_p$  = het gewicht van de paal
- $n$  = de restitutiecoëfficiënt (= 0,5 voor een polyethyleen vulling van de paalmuts)
- $s$  = de blijvende indringing van de paal onder de slag
- $c_1$  = elastische samendrukking van de paalmuts; de metingen tonen aan dat deze samendrukking te verwaarlozen is t.o.v.  $c_2$  en  $c_3$
- $c_2$  = elastische samendrukking van de paal
- $c_3$  = elastische samendrukking van de grond.

De som  $c_2 + c_3$  wordt afgeleid uit de terugvering van de paalkop.

Aangezien door de metingen ook de werkelijke energie  $E_w = \eta E_{th}$  geleverd door de Dieselhamer, en de energie  $E_p$  overgebracht op de paal gekend zijn, kan de formule (10) worden omgevormd tot:

$$R'_d = \frac{E_w}{s + \frac{1}{2}(c_2 + c_3)} \cdot \frac{W_r + n^2 W_p}{W_r + W_p} \quad (11)$$

of tot:

$$R''_d = \frac{E_p}{s + \frac{1}{2}(c_2 + c_3)} \quad (12)$$

Uitgaande van de werkelijke energie  $E_w$  afgeleid uit de metingen met de saximeter, van de opgemeten blijvende indringingen, en van de terugvering, wer-

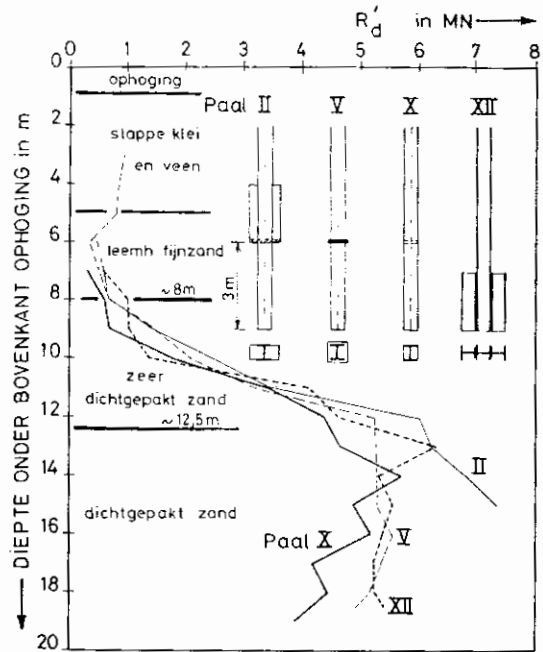


Fig. 10/2

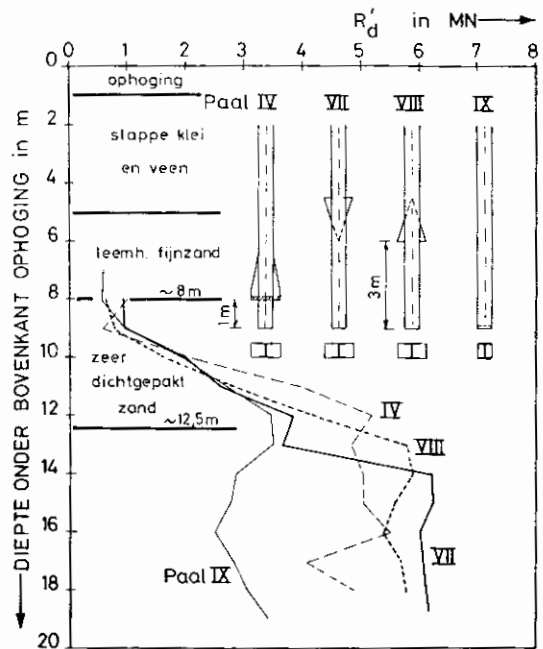


Fig. 10/3

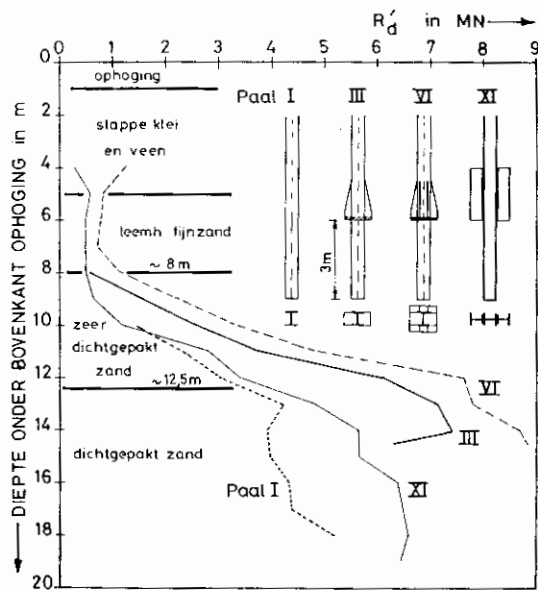


Fig. 10/1

den door toepassing van de formule (11) de waarden van  $R'_d$  in functie van de diepte bepaald. Deze gegevens zijn in de tabel I verzameld. Op de figuren 10/1, 10/2, 10/3 zijn de aldus berekende waarden  $R'_d$  in functie van de diepte voor elke paal aangegeven. Op deze figuren is ook de scheiding tussen de verschillende lagen gegeven. Algemeen tonen de diagrammen  $R'_d$  aan dat het oplopen van de dynamische indringings-



weerstand  $R'_d$  voor alle paaltypes zeer sterk is in het zeer dichtgepakte zand tussen 8 m en 11 m diepte vanaf de bovenkant van de aanvulling. In het dichtgepakte zand dat vanaf een diepte van 12,50 m wordt

gevonden, is het verloop voor bepaalde paaltypes vrij onregelmatig. Men dient wel voor ogen te houden dat de betekenis van de berekende waarden  $R'_d$  louter conventioneel is.

TABEL I

Diepte onder bovenkant ophoging	Paal I				Paal II				Paal III			
	$E_w$	blijvende indringing	terug- vering	$R'_d$	$E_w$	blijvende indringing	terug- vering	$R'_d$	$E_w$	blijvende indringing	terug- vering	$R'_d$
m	kN.m	mm	mm	kN	kN.m	mm	mm	kN	kN.m	mm	mm	kN
0												
1												
2												
3												
4												
5												
6					54,86	66,67	-	462,7				
7					52,67	50,00	-	579,6				
8					51,58	41,67	-	668,9	52,67	50	-	579,6
9					58,16	20,41	-	1385,4	55,96	16,34	10	1583,5
10	55,16	20,83	5	1451,8	66,93	11,49	10	2456,7	51,25	9,01	10	2559,7
11	63,64	13,89	5	2350,1	70,77	7,30	10	3482,5	63,64	5,78	9	3747,0
12	65,83	10,53	5	3057,2	74,07	2,48	10	5993,6	69,13	2,32	9	6135,2
13	71,32	7,19	6	4236,2	75,71	1,85	11	6234,6	75,16	1,88	9	7130,3
14	72,42	8,13	6	3938,3	76,81	1,30	11	6836,8	76,26	1,72	9	7420,8
14,5									77,91	2,45	10	6329,7
15	71,87	7,44	6	3976,3	78,46	0,96	11	7351,2				
16	70,77	6,90	6	4326,7								
17	69,13	6,54	6	4385,9								
18	75,16	5,78	6	5181,3								
19												
20												
	Paal IV				Paal V				Paal VI			
3					43,89	23,26	-	974,5				
4					44,49	27,03	-	877,6	48,28	17,86	-	1224,7
5					46,09	29,41	-	835,0	41,70	25,00	-	814,2
6					41,70	62,50	-	379,5	43,89	26,57	-	768,4
7					46,09	47,62	-	5404,2	44,99	32,25	-	711,9
8	41,70	18,87	-	994,9	43,89	32,26	-	732,6	51,57	21,74	-	1125,2
9	45,54	43,48	-	562,8	48,28	15,63	-	1488,6	59,25	9,80	-	2269,7
10	48,83	8,00	13	2038,3	53,77	11,36	8	2118,8	60,90	5,15	12,0	3305,9
11	62,54	2,53	14	3971,4	66,93	7,94	9	3256,5	70,77	2,87	12,0	4829,1
12	71,87	0,87	15	5197,2	72,42	3,82	9	5268,4	78,46	1,23	10,0	7622,6
13	75,71	1,93	15	4859,4	73,52	3,14	10,5	5303,8	82,02	0,85	11,0	7817,9
14	75,71	2,06	14	5057,9	75,16	3,33	10,5	5302,2	86,14	0,99	10,0	8704,1
14,25									85,59	0,85	10,0	8855,5
15	75,16	2,50	13	5054,6	75,71	3,12	11,0	5316,1				
16	73,52	2,85	14	4517,7	77,36	2,92	11,0	5540,9				
17	71,32	2,56	16	4087,8	76,26	3,09	11,0	5373,4				
18	72,47	2,04	14	4886,6	74,62	3,73	10,0	5173,5				
18,5					73,52	4,03	10,0	4927,9				
19												
20												

TABEL I — (Vervolg)

Diepte onder ophoging	Paal VII				Paal VIII				Paal IX			
	$E_w$	blijvende indringing	terugvering	$R'_d$	$E_w$	blijvende indringing	terugvering	$R'_d$	$E_w$	blijvende indringing	terugvering	$R'_d$
m	kN.m	mm	mm	kN	kN.m	mm	mm	kN	kN.m	mm	mm	kN
0												
1												
2												
3												
4												
5												
6												
7	48,28	37,04	-	729,8					44,99	38,46	-	619,5
8	48,28	28,57	-	925,6	43,89	38,46	-	618,4	41,70	40,00	-	554,7
9	48,28	27,78	-	949,4	50,47	34,46	-	784,1	52,67	27,78	-	957,9
10	53,77	13,33	6	1993,0	58,16	17,24	9	1619,2	59,25	12,82	-	1957,5
11	63,64	11,24	7	2613,2	62,55	9,43	8	2819,0	63,64	8,62	11	2728,0
12	66,31	6,49	8	3830,6	65,84	5,41	8	4234,9	65,29	6,33	10	3487,9
13	68,01	6,80	9	3643,9	70,23	2,84	9	5791,2	68,03	6,76	10	3501,4
14	71,32	2,44	9	6220,0	71,87	2,41	10	5870,5	66,93	9,35	9,5	2873,1
15	73,52	2,13	10	6241,0	71,87	2,30	11	5577,0	65,84	10,42	8,0	2763,6
16	74,62	2,01	11	6014,0	75,16	2,92	11	5402,8	64,19	11,49	8,0	2508,2
17	77,36	2,22	11	6065,2	71,87	2,62	10	5708,7	65,84	9,62	9,0	2822,3
18	79,00	2,30	11	6130,2	71,32	2,45	10	5794,3	65,84	8,47	9,0	3072,5
18,70	79,00	2,25	11	6177,8					66,93	7,30	9,0	3433,1
19												
20												
	Paal X				Paal XI				Paal XII			
4					46,09	100,0	-	273,5				
5					46,09	47,62	-	562,2				
6					48,28	58,82	-	480,5				
7	54,86	100,0	-	322,4	47,18	55,56	-	496,1	44,99	43,48	-	598,7
8	42,79	40,0	-	602,3	47,18	55,56	-	496,1	44,99	24,39	-	1031,9
9	42,79	35,71	-	669,1	48,28	45,45	-	615,9	44,99	24,39	-	1031,9
10	51,57	14,71	6	1759,5	57,06	27,03	4	1189,7	53,77	21,28	4	1398,0
11	62,55	8,00	6	3441,7	64,74	11,63	5	2773,2	65,29	6,06	7	4133,6
12	64,19	5,38	7	4375,2	64,74	8,85	6	3407,4	68,03	4,39	9	4631,73
13	69,13	4,98	8	4659,4	66,93	5,49	6	4771,5	72,42	2,95	8	6306,9
14	72,42	4,42	7	5692,6	69,12	3,45	7	5615,5	75,16	3,53	10	5333,1
15	72,47	4,55	9	4880,2	69,68	3,47	8	5645,9	74,62	3,64	9	5548,5
16	72,42	3,95	9	5187,4	71,87	3,33	7	6369,0	75,71	4,00	9	5391,1
17	70,23	5,15	10	4187,9	72,42	2,77	8	6474,6	74,07	4,07	9	5231,3
18	70,77	5,15	9	4438,8	74,62	2,87	8	6574,2	74,07	4,05	9	5243,5
18,5									74,62	3,82	-	5428,5
19	70,77	6,58	-	3865,9	76,26	3,16	-	6446,6				
20												

Uit de figuur 10 blijkt dat de paal VI, die op 3 m boven het onderuiteinde een grote verbredingsplaat 0,80 m x 0,80 m vertoont, de grootste dynamische weerstand  $R'_d$  oplevert, en dat de paal IX met een bodemplaat 0,394 x 0,375 m juist aan het onderuiteinde de kleinste waarde voor  $R'_d$  levert.

De invloed van bepaalde wijzigingen aan de geometrie kunnen door vergelijking van de overeenkomstige curven gemakkelijk worden nagegaan.

Voor de palen PI, PII, PIII en PVI werden uitgaande van de theoretische energie  $E_{th}$ , de werkelijke

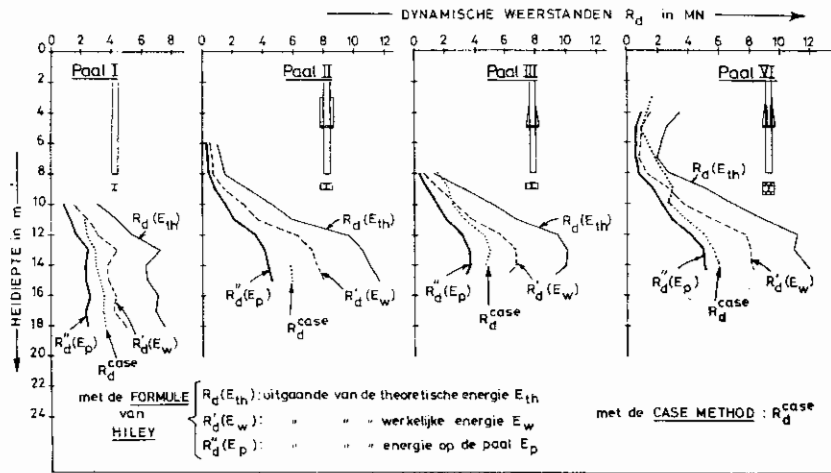


Fig. 11

energie  $E_w$ , en de aan de paal overgebrachte energie  $E_p$ , resp. door middel van de formules (10) (11) en (12) de waarden van de dynamische weerstanden  $R_d$ ,  $R_d'$  en  $R_d''$  uitgerekend, en in functie van de diepte op de figuur 11/I, 11/II, 11/III en 11/VI uitgedragen.

De waarde van  $R_d$  is berekend uitgaande van  $\eta = 1$  (Dieselhamer en harde heiging).

Er kan onmiddellijk worden vastgesteld dat de dynamische weerstand  $R_d$  berekend met de theoretische energie van de valhamer en  $\eta = 1$ , zeer veel groter is dan de waarde  $R_d''$  berekend met de energie  $E_p$  die aan de paal wordt overgedragen. Bovendien blijkt onmiddellijk dat de verhouding  $R_d : R_d''$  niet constant is.

## 2. „Pile dynamics” (Goble) Case Methode

### a. Principe van de Case Methode

In functie van de tijd (in msec) beschikt men over de waarde van de kracht  $F(t)$  uitgeoefend in de paalkop en over de versnelling  $j = dv/dt$ . Door integratie van het tijd-versnellingsdiagram, uitgevoerd door de „pile driving analyser” krijgt men de snelheid  $v$  op het tijdstip  $t$ . (zie de voorbeelddiagrammen op fig. 9).

Zou de paal een oneindig stijf lichaam zijn (bvb. een punctueel lichaam) met massa  $m$ , zo zou de dynamische reactie  $R_d^{\text{case}}(t)$  geleverd door de grond op het tijdstip  $t$ , gegeven worden door de wet van Newton:

$$R_d^{\text{case}}(t) = F(t) - m \frac{dv}{dt} \quad (13)$$

Door integratie tussen 2 tijdstippen  $t_1$  en  $t_2$

$$\int_{t_1}^{t_2} R_d^{\text{case}}(t) dt = \int_{t_1}^{t_2} F(t) dt - m \int_{t_1}^{t_2} dv \quad (14)$$

waaruit een gemiddelde waarde  $(R_d^{\text{case}})_m$  van de reactie van de grond tussen de tijdstippen  $t_1$  en  $t_2$

$$(R_d^{\text{case}})_m(t_2 - t_1) = F_m(t_2 - t_1) - m(v_2 - v_1) \quad (15)$$

Bij benadering kan men stellen:

$$F_m = \frac{F(t_1) + F(t_2)}{2} \quad (16)$$

De uitdrukking (16) ingevoerd in (15) geeft:

$$(R_d^{\text{case}})_m = \frac{F(t_1) + F(t_2)}{2} - \frac{m}{t_2 - t_1}(v_2 - v_1) \quad (17)$$

Zij  $L_t$  = totale lengte van de paal

$c$  = de voortplantingssnelheid van een drukgolf in de paal

$L_t/c$  = tijd nodig opdat de drukgolf de lengte  $L_t$  zou doorlopen.

In de case methode neemt men

$$t_2 - t_1 = \frac{2L_t}{c} \quad (18)$$

De vergelijking (17) wordt:

$$(R_d^{\text{case}})_m = \frac{F(t_1) + F(t_2)}{2} + \frac{mc}{2L_t}(v_1 - v_2) \quad (19)$$

$$\text{met } t_2 = t_1 + \frac{2L_t}{c} \quad (20)$$

Aangezien men  $F(t_1)$ ,  $F(t_2)$ ,  $v_1$  en  $v_2$  op de figuur 9 kan aflezen, kan men uit (19) de waarde  $(R_d^{case})_m$  bepalen. De aldus verkregen waarde zal afhankelijk zijn van het tijdstip  $t_1$  dat men als beginogenblik heeft gekozen. De „pile driving analyser” blijkt het tijdstip  $t_1$  als frakctie van  $2L_t/c$  uit te kiezen, dat het best aan het probleem is aangepast. De verhouding  $t_1 : 2L_t/c$  is overigens afhankelijk van het grondprofiel.

Er wordt thans gesteld dat de aldus verkregen dynamische reactie  $(R_d^{case})_m$  de som is van de zogenaamde „statische weerstand”  $R_s^{case}$ , en van een dempingskracht  $D$

$$(R_d^{case})_m = R_s^{case} + D \quad (21)$$

Aannemend dat de dynamische reactie hoofdzakelijk voortkomt van de reactie aan de paalvoet, wordt thans aangenomen dat de dempingskracht  $D$  recht evenredig zou zijn met de snelheid  $v_B$  van de basis van de paal. Dit kan slechts een benadering zijn, want bij oneindige indringingssnelheid, kan de weerstand van de grond niet oneindig zijn.

Men zou dus hebben:

$$D = J \cdot v_B \quad (22)$$

$J$  is de dempingskonstante, met als dimensie

$$[J] = \frac{\text{kN} \cdot \text{sec}}{m} = FTL^{-1} \quad (23)$$

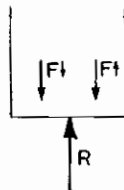


Fig. 12

Verwijzend naar de algemene theorie van de voortplanting van drukgolven (De Beer 1977) wordt de snelheid aan de voet als volgt gevonden (fig. 12):

$$R = F\downarrow + F\uparrow \quad (24)$$

$$v_B = v\downarrow + v\uparrow \quad (25)$$

$$v\downarrow = \frac{F\downarrow}{Z} \quad (26)$$

$$v\uparrow = -\frac{F\uparrow}{Z} \quad (28)$$

met  $R$  = reactie aan de basis [ $F$ ]

$F\downarrow$  = kracht van de neerwaartse golf [ $F$ ]

$F\uparrow$  = kracht van de opwaartse golf [ $F$ ]

$v\downarrow$  = snelheid van de deeltjes door de neerwaartse golf [ $LT^{-1}$ ]

$v\uparrow$  = snelheid van de deeltjes door de opwaartse golf [ $LT^{-1}$ ]

$$Z = \text{impedantie} = \omega_s \sqrt{E\rho} = \frac{mc}{L_t} = \frac{\omega_s E}{c} \quad (29)$$

$$[Z] = FTL^{-1}$$

$$\text{Uit (24)} \quad F\uparrow = R - F\downarrow \quad (30)$$

hetgeen ingevoerd in (28) geeft

$$v\uparrow = -\frac{R}{Z} + \frac{F\downarrow}{Z} \quad (31)$$

De vergelijking (31) ingevoerd in (25) geeft:

$$v_B = v\downarrow + v\uparrow = \frac{2F\downarrow}{Z} - \frac{R}{Z} \quad (32)$$

$$v_B = \frac{L_t}{mc} (2F\downarrow - R) \quad (33)$$

In de formule (24) heeft men het eigengewicht  $W_p$  van de paal verwaarloosd. Meent men hiermede rekening te moeten houden, zo heeft men

$$R = F\downarrow + F\uparrow + W_p \quad (24^a)$$

$$F\uparrow = R - F\downarrow - W_p \quad (30^a)$$

$$v\uparrow = -\frac{R}{Z} + \frac{F\downarrow}{Z} + \frac{W_p}{Z} \quad (31^a)$$

$$v_B = (2F\downarrow - R + W_p) \frac{L_t}{mc} \quad (33^a)$$

Thans dient de formule (33<sup>a</sup>) aan het huidig probleem te worden aangepast. De grootheid  $F\downarrow$  is, wanneer de zijdelingse wrijving nul is, gelijk aan de functie  $F(t)$  van de kracht aan de kop.  $R$  is de dynamische weerstand op het tijdstip  $t$ . Om de grootste waarde te vinden voor de demping  $D$ , en dus de kleinste waarde voor  $R_s$ , zal in 33<sup>a</sup> voor  $F\downarrow$  de maximum waarde, nl.  $F(t_1)$  worden ingevoerd, terwijl integendeel voor  $R$  de gemiddelde waarde  $(R_d^{case})_m$  over het beschouwde interval  $2L_t/c$  wordt genomen.

Men heeft dan tenslotte in de case methode:

$$v_B = [2F(t_1) - (R_d^{case})_m + W_p] \frac{L_t}{mc} \quad (34)$$

$$D_{\max} = J \cdot v_B$$

$$D_{\max} = \frac{J}{mc} [2F(t_1) - (R_d^{case})_m + W_p] \frac{L_t}{L_t} \quad (35)$$

Stel:

$$J_c = \frac{J}{mc} \quad [J_c] = 1 \quad (36)$$

$$D_{\max} = J_c [2F(t_1) - (R_d^{\text{case}})_m + W_p] \quad (37)$$

Men heeft tenslotte

$$R_s^{\text{case}} = (R_d^{\text{case}})_m - D_{\max} \quad (38)$$

Dank zij (19) (37) en (38) kan de zg. „statische weerstand”  $R_s^{\text{case}}$  worden bepaald, als de dempingsfactor  $J_c$  gekend is. Immers alle andere grootheden kunnen uit de figuren 9 en uit de geometrie van de paal worden afgeleid.

Om tot de formules te komen werden een betrekkelijk groot aantal aannamen en vereenvoudigingen gemaakt. Om thans de betrekkelijk brutale formule te kunnen ijken heeft men een correlatie tussen de waarden  $R_s^{\text{case}}$  en een vrij groot aantal proefbelastingen uitgevoerd.

Doch het is wel bekend dat ook een proefbelasting een interpretatie vereist. Inderdaad uit een proefbelasting kan men zowel een grenslast, als een conventionele breuklast, als een absolute breuklast definiëren.

Elk van deze grootheden is verder nog afhankelijk van het criterium dat men aanneemt. Om dus een betekenis aan de correlatie te kunnen hechten, dient men zeer klaar aan te geven, welk criterium men voor de statische weerstand beschouwt. Dit wordt jammer genoeg in vele publikaties niet gedaan. Uit de bijdragen van Goble blijkt dat voor de Case Methode de correlatie werd uitgevoerd, steunende op het criterium van Davisson. Dit criterium is door Peck (1974) als volgt beschreven:

Volgens het criterium van Davisson is de grenslast de last welke overeenstemt met een zetting  $s_l$  gegeven door (fig. 13):

$$s_l = 0,381 + \frac{0,833}{10} D + \frac{\omega_s E}{L_t} Q_l \quad (39)$$

$s_l$  en  $D$  in cm

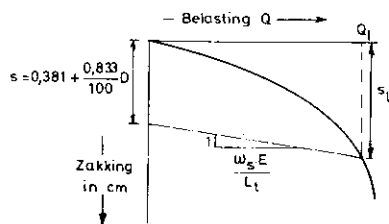


Fig. 13

$D$  = diameter van de paal

$\omega_s$  = dwarsdoorsnede van de paal

$E$  = elasticiteitsmodulus van het paalmateriaal

$L_t$  = lengte van de paal.

Het criterium van Davisson is nauw verwant met dit van D.I. N.4026 en heeft dus betrekking op het begrip „grenslast”.

Uit een statistisch uitgevoerde correlatie is gebleken dat de waarde  $R_s^{\text{case}}$  berekend met de formule (38) vrij goed met de grenslast naar het criterium van Davisson overeenstemt, wanneer voor zandlagen de dempingsfactor  $J_c = 0,3$  wordt ingevoerd. Het gaat dan blijkbaar om het zg. „statisch draagvermogen” dat men zou hebben onmiddellijk na het inheien.

Het probleem van de waarde van  $J_c$  zal achteraf nog worden aangesneden.

TABEL II — Waarden verkregen met de Case Methode (Goble)

1	2	3	4	5
Paal	diepte	$F_{\max.}$	$R_d^{\text{case}}$ ( $J_c = 0$ )	$R_s^{\text{case}}$ ( $J_c = 0,3$ )
	m	kN	kN	kN
I	14	4220	3000	1370
	16	4390	3360	1740
	18	4320	3650	2160
II	15	5310	6960	5860
III	11	4360	2900	1170
	14	4710	4870	3510
V	15,5	4980	4720	3200
VII	15,5	4640	5070	3820
	10	3600	2210	700
VI	12	5120	5310	3860
	14,25	5230	6450	5290
	16	4940	5070	3640
VIII	16	4940	5070	3640
XII	14	4450	5020	3880

Uit het rapport van Goble (1980) worden de voor de beproefde palen bepaalde waarden in de tabel II hernomen. In de 1ste kolom staat het nr. van de paal, in de 2de kolom de diepte waarop de proef werd uitgerekend, in de 3de kolom de maximum kracht welke aan het bovenuiteinde van de paal is opgemeten, in de 4de kolom de waarde van de dynamische weerstand  $R_d^{\text{case}}(J_c = 0)$ , in de 5de kolom de zg. statische weerstand  $R_s^{\text{case}}$  berekend met  $J_c = 0,3$ .

Door de firma Arbed zelf werden ook berekeningen uitgevoerd, en dit voor een groter aantal diepten. De

TABEL III — Waarden verkregen met de Case Methode (naar Arbed)

Diepte onder ophoging	Paal I			Paal II			Paal III			Paal IV		
	$F_{max}$	$R_d^{case}$	$R_s^{case}$ $J_c=0,1$	$F_{max}$	$R_d^{case}$	$R_s^{case}$ $J_c=0,1$	$F_{max}$	$R_d^{case}$	$R_s^{case}$ $J_c=0,1$	$F_{max}$	$R_d^{case}$	$R_s^{case}$ $J_c=0,1$
m	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN
0												
1												
2												
3												
4												
5												
6												
7												
8							3000	1500	1050	2200	1800	1540
9							3600	2300	1810	2300	2000	1740
10							3800	2550	2045	3600	3000	2580
11	4050	2270	1627				4300	3200	2660	4400	3850	3355
12	4150	2400	1810				4600	4600	4140			
13	4250	2950	2395				5000	5000	4500			
14	4300	2950	2385	5300	5800	5320	4700	5000	4560	4400	4300	3850
15	4450	3300	2740	5300	6000	5540				4500	4250	3775
16	4550	3520	2962							4300	3950	3485
17	4400	3500	2970									
18	4350	3600	3090									
19												
	Paal V			Paal VI			Paal VII			Paal VIII		
3				2500	1600	1260						
4												
5				1200	900	750						
6										2100	800	460
7				2300	1750	1465						
8				3200	2400	2000				2800	1450	1035
9	3000	1750	1325	3800	2850	2485	3400	1660	1146			
10	4600	4000	3480	3600	2600	2140	3770	2300	1776	3600	2250	1755
11	-	-	-	4400	3700	3190	3780	2740	2258	4100	2900	2370
12	4600	4850	4415	5160	5000	4468	4300	3400	2880	4300	3450	2935
13	-	-	-	5020	5550	5101	4350	3900	3420	4450	4300	3840
14	4900	5000	4520	5300	5950	5485	4400	4650	4235	4500	4800	4380
15	4800	5150	4705				4600	4950	4525	4650	4950	4515
16							4600	4950	4525	4600	4950	4525
	Paal IX			Paal X			Paal XI			Paal XII		
10				3800	2600	2100	4200	3300	2790	4400	3800	3300
11				3900	2850	2355	4100	3500	3030			
12				4550	4000	3490	4500	4300	3830	4400	4600	4180
13				4400	4100	3630	3600	4600	4140	4750	5200	4770
14				4900	4500	3970	4600	4900	4470	4700	5000	4560
15				4590	4670	4219	4700	5150	4725	4650	5050	4625
16				4940	4590	4061				4600	5000	4580

resultaten zijn in de tabel III verzameld. Voor elke paal zijn aangegeven de maximum geregistreeerde kracht aan de kop  $F_{max}$ , de dynamische indringings-

weerstand  $R_d^{case}$ , en de zg. „statische weerstand” dochthans met  $J_c = 0,1$ .

Wanneer men de waarden van de tabellen II en III vergelijkt, stelt men vast dat voor een gegeven paal en een gegeven diepte, de waarden van  $F_{t,max}$  resp.  $R_d^{case}$  in de twee tabellen qua orde van grootte overeenstemmen, doch dat er wel verschillen van enkele tientallen kN bestaan. Dit vindt zijn verklaring in het feit dat het resultaat afhankelijk is van de slag welke men beschouwt. Hieruit blijkt dat het geen zin heeft een nauwkeurigheid van het derde cijfer te zoeken.

Op de figuur 11 heeft men in de functie van de diepte de waarden van de dynamische indringingsweerstand  $R_d^{case}$  verkregen met de case methode en aangegeven in tabel III in functie van de diepte uitgedragen.

Vastgesteld wordt dat de diagrammen  $R_d^{case}$  nagenoeg evenwijdig verlopen met de diagrammen  $R_d''$  verkregen met de formule van Hiley, uitgaande van de energie  $E_p$  welke aan de paal wordt overgedragen. De waarden  $R_d^{case}$  zijn echter wel groter dan de waarden  $R_d''$  verkregen met Hiley.

In de tabel III heeft men de zg. „statische indringingsweerstand”  $R_s^{case}$  uitgerekend met  $J_c = 0,1$ , in tegenstelling met tabel II, waar men is uitgegaan van  $J_c = 0,3$ . Hierop wordt achteraf teruggekomen.

### 3. Pile Dynamics (Goble)

#### Cap-wap methode

In de case method kan men door aanwending van een beperkte veldcomputer de z.g. „pile driving analyser” metingen van de kracht en de versnelling aan de kop verwerken, om er de dynamische indringingsweerstand  $R_d^{case}$  uit af te leiden, en, mits aanname van de dempingsfactor  $J_c$ , hieruit de z.g. „statische indringingsweerstand” te verkrijgen. De benadering hierbij is de keuze van  $J_c$ , welke op vroegere ervaring moet zijn gesteund.

Men kan deze onbepaaldheid ontgaan als volgt:

Als gegevens beschikt men over de variatie van de kracht  $F(t)$  aan de kop van de paal in functie van de tijd, en ook over de variatie van de versnelling  $j$  aan de top in functie van de tijd. Door integratie, automatisch uitgevoerd door de computer, verkrijgt men de variatie van de snelheid  $v$  in de tijd. Vermenigvuldigt men de snelheid  $v$  met de impedantie  $Z$ , zo verkrijgt men ook een kracht

$$F' = Zv = \frac{E\omega_s}{c} v \quad (40)$$

Wanneer wordt uitgegaan van een der experimentele curven b.v.  $F'(t)$ , en men berekent met de me-

thode van Smith (1960) het golfverschijnsel, uitgaande van bepaalde weerstands- en vervormingskarakteristieken van de grond, zo moet men, als de waarden van deze karakteristieken juist werden gekozen, de tweede curve b.v.  $F(t)$  terugvinden.

Aangezien deze karakteristieken, willekeurig werden gekozen, zal dit meestal niet het geval zijn. Men kan dan proberenderwijze deze karakteristieken wijzigen tot wanneer een voldoende overeenstemming is verkregen. Hiertoe is dan echter de aanwending van een krachtige computer noodzakelijk. Goble and Ass. hebben hiertoe een programma ontwikkeld.

De weerstand welke de grond aan het onderuiteinde van de paal biedt, wordt voorgesteld door deze welke een stelsel bestaande uit een elastische veer en een oliedemper biedt.

Men heeft

$$R_{d,b} = R_{s,b} + J_{c,b} Zv_B \quad (41)$$

De elastische verplaatsing van de basis welke nodig is, om de statische breuklast  $R_{s,b}$  te bereiken, noemt men de Quake voor de basis (fig. 14/1).

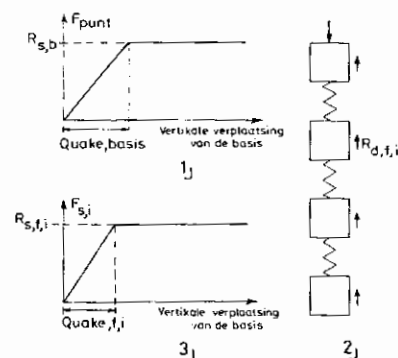


Fig. 14

Men kan de lengte van de paal indelen in een bepaald aantal stukken (fig. 14/2). Elk van deze stukken is onderworpen aan een dynamische weerstand  $R_{d,f,i}$ . Men kan thans terug de omringende grond vervangen door een elastische veer met oliedemper (fig. 14/3)

$$R_{d,f,i} = R_{s,f,i} + J_{c,f,i} Zv_i \quad (42)$$

De elastische verplaatsing van het element  $i$  welke nodig is om de statische wrijvingsweerstand  $R_{s,f,i}$  te bereiken, noemt men de Quake voor de wrijving.

Indien wordt aangenomen dat de grondkarakteristieken voor alle elementen  $i$  (fig. 14/2) dezelfde zijn,

wordt de grond tenslotte door 6 parameters gekenmerkt:

Quake aan de basis	Quake voor de wrijving
De statische indringingsweerstand aan de basis $R_{s,b}$	De statische wrijvingsweerstand $R_{s,f,i}$
De dempingsconstante aan de punt $J_{c,b}$	De dempingsconstante voor de wrijving $J_{c,f}$

De computer speelt thans met deze 6 parameters tot wanneer uitgaande van de ene kromme  $F'(t)$ , de tweede kromme  $F(t)$  met een voldoende benadering wordt teruggevonden. Als men deze overeenstemming heeft gevonden, zo kan men oordelen dat men dus én de statische indringingsweerstand aan de punt én de statische mantelwrijving heeft gevonden.

Men kan dan ook tegelijkertijd op een meer oordeelkundige wijze de waarde van de dempingsconstante  $J_c$  kiezen die men in de case methode voor het geteste grondprofiel, moet invoeren, teneinde dezelfde waarde van de statische weerstand  $R_s$  als met de Cap-wap methode te verkrijgen.

De Cap-wap methode werd toegepast op de palen I, II, III, respectievelijk op de diepten van 18, 15 en 14 m. Een behoorlijke overeenstemming tussen de berekende en opgemeten curven  $F(t)$  en  $F'(t)$  werd gevonden, voor de waarden van de 6 parameters, die in de tabel IV zijn aangegeven:

Vastgesteld wordt dat zowel de dempingsfactoren als de „quakes” betrekkelijk verschillend zijn van de ene paal tot de andere. Wel moet worden opgemerkt dat het gaat om verschillende lengten van de palen en om verschillende paalvormen.

Uit de vergelijkende studie welke door Goble voor het uitvoeren der statische belastingsproeven werd verricht, kwam Goble tot de conclusie dat door het invoeren van de dempingsfactor  $J_c = 0,3$  in de Case method, men voor de „statische” indringingsweerstand nagenoeg dezelfde waarden als met de „Cap wap” methode verkrijgt. Dat kan men nagaan door de waarde van kolom 5 van de tabel II met deze van kolom 6 van tabel IV te vergelijken. Er moet onmiddellijk worden opgemerkt dat zowel de Case als de Cap-wap methode hier werden toegepast op metingen verricht tijdens het heiproces. Op dat ogenblik kan bijzonder voor palen met speciale vormen de „statische” indringingsweerstand een heel andere zijn, dan degene welke bestaat wanneer de paal enkele dagen met rust is gelaten, en de grond de gelegenheid heeft gekregen zich omheen de paal aan te sluiten.

## §7. Paalbelastingsproeven

### 1. Paalbelastingsinrichting

De paalbelastingsinrichting werd ontworpen voor een maximum drukbelasting van 8 MN. Acht stalen H-liggerpalen dienen als trekverankering voor het leveren van de nodige reactie voor de proefpaal. De belasting wordt aangebracht door middel van een hydraulische vijzel aangrijpend in de aslijn van de paal. Twee verstijvingsplaten zijn gelast op de flenzen aan het bovenuiteinde van de paal. De reactiekracht wordt door middel van een statisch bepaald gebinte naar de verankeringspalen overgebracht.

De drukken worden opgemeten met een manometer. De zakkingen van de kop van de paal worden gemeten met meethorloges met een meetgevoeligheid van 1/100 mm, welke de verticale verplaatsingen me-

TABEL IV — Cap-Wap methode

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Paal	Diepte	statische indringingsweerstand			Dempingsfactor		Quake		
		Basis $Q_{r,b}^{cap-wap}$	weerstand op de verbreding $Q_{r,v} + F_{s,v}$	wrijving op boven- en benedenstuk $F_{s,bo} + F_{s,be}$	totaal	mantel $J_{c,f}$	basis $J_{c,b}$	mantel	basis
	m	kN	kN	kN	kN			mm	mm
I	18	180	-	2050	2230	0,2	0,2	3,3	3,3
II	15	370	2800	2510	5680	0,4	0,2	1,77	1,77
III	14	350	1530	1530	3410	0,45	0,1	2,27	2,27



ten van 4 punten gelegen in 90° richtingen op ongeveer 0,40 m uit de aslijn van de paal op korte liggertjes, die op de proefpaal zijn vastgelast. Het referentiepeil wordt gegeven door 4 horizontale H-liggers, die aan beide uiteinden worden gedragen door korte H-palen, in de grond gedreven op 4,50 m van de proefpaal. De verticale verplaatsingen van de ankerpalen worden gecontroleerd gedurende de belasting door middel van één meethorloge per paal. Op een „plotter” worden de metingen van de op de proefpaal bevestigde rekstrookjes continu geregistreerd.

## 2. Belastingsprogramma

De belastingsproeven werden eerst twee maand na het inheien der palen uitgevoerd. De grond had dus de gelegenheid gehad zich omheen de palen te herschikken.

De belasting werd aangebracht in opvolgende trappen van 20 bar (overeenstemmend met 0,28 MN) voor de eerste belastingstrappen en 10 bar (0,14 MN) voor de volgende trappen. Voor elke trap werd de belasting constant gehouden, tot wanneer de zakkingsnelheid kleiner werd dan 0,005 mm per 20 minuten. Elke trap werd echter hoogstens gedurende 200 minuten behouden. De belasting werd vermeerderd tot wanneer werd verondersteld dat de breukbelasting van de grond was bereikt. De ontlasting geschiedde in 3 tot 4 trappen.

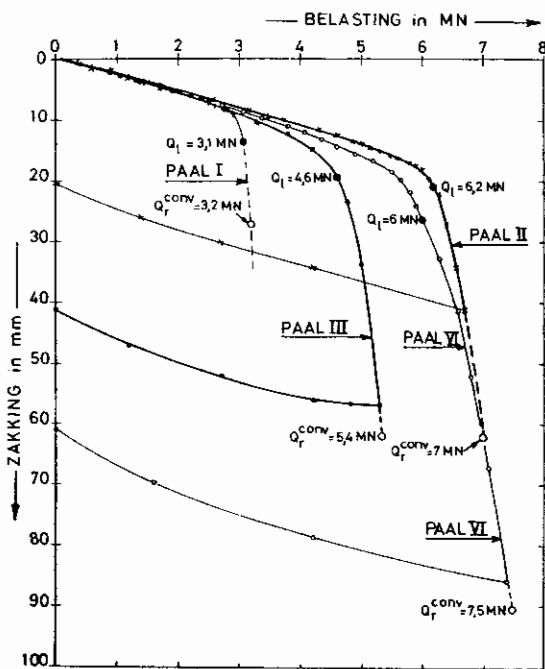


Fig. 15

## 3. Last-zakkingsdiagrammen

De last-zakkingsdiagrammen van de 4 proefpalen zijn op de figuur 15 op een lineaire schaal, en op de figuur 16 op een dubbel logaritmische schaal uitgezet.

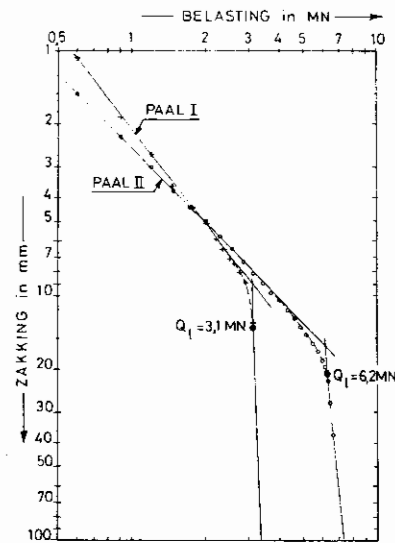


Fig. 16/1

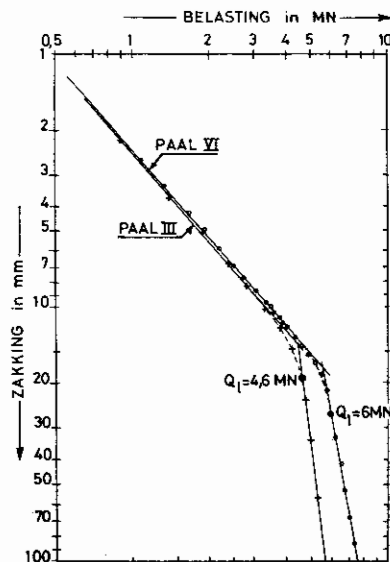


Fig. 16/2

Er bestaan verschillende criteria ter bepaling van de grenslast. Wanneer in een dubbel logaritmische voorstelling, de voorstellende punten van de hoge belastingstrappen op een recht lijn zijn gelegen, wordt de grenslast  $Q_1$  ( $l = \text{limit}$ ) door ons beschouwd als de laagste belastingstrap welke op deze rechte is gelegen. Men vindt aldus de waarden aangegeven in de 4e kolom van tabel V. In de 5e kolom is de overeenkomstige verplaatsing van de paalkop aangegeven.

TABEL V — Paalbelastingproeven

1	2	3	4	5	6	7	8
Paal n°	Diepte onder oppervlak ophoging in m	$D_e$ mm	$Q_1$ MN	$s_1$ mm	$\frac{s_1}{D_e}$ %	$Q_r^{con}$ MN	$s_r$ mm
I	18	-	3,1	13,5	-	3,2	27
II	15	620	6,2	20,9	3,4	7,0	62
III	14,50	620	4,6	19,6	3,2	5,4	62
VI	14,25	903	6,0	26,2	2,9	7,5	90,3

Voor de palen met een verbredingsplaat is in de 3e kolom de equivalente diameter  $D_e$  aangegeven. De waarde van  $D_e$  wordt verkregen door

$$\frac{\pi D_e^2}{4} = \omega_{s,v} \quad (43)$$

In de 6e kolom is de relatieve verplaatsing  $s_1$ :  $D_e$  aangegeven.

De conventionele breuklast  $Q_r^{conv}$  is bij bepaling de last waarbij de paalvoet een blijvende relatieve inzakking  $s_r$ :  $D_e = 10\%$  ondergaat. Bij benadering wordt, wanneer de elastische verkorting van de paal klein is, t.o.v. de blijvende inzakking aan de voet, voor  $s_r$  de totale verplaatsing van de paalkop beschouwd. Men krijgt aldus voor  $Q_r^{conv}$  de waarden aangegeven in de 7e kolom van de tabel V. In de 8e kolom zijn de waarden voor  $s_r$  aangegeven. Voor de paal I zonder verbredingsplaat is het niet mogelijk de waarden van  $D_e$  onmiddellijk te bepalen, daar men vooreerst dient te weten of zich geen plug aan het onderuiteinde van de paal heeft gevormd, en welke desgevallend het oppervlak van deze plug is. Achteraf zal worden aangegeven dat het oppervlak van de plug op  $57200 \text{ mm}^2$  wordt geraamd. Hiermede komt een waarde  $D_e$  overeen met

$$D_e = \sqrt{\frac{4}{\pi} \times 57200} = 270 \text{ mm} \quad (44)$$

Aldus vindt men voor de paal I de waarden  $Q_r^{conv}$  en  $s_r$  aangegeven in de tabel V.

Paal I met een grenslast van 3,1 MN en een conventionele breuklast van 3,2 MN, heeft een praktisch vertikale asymptoot, hetgeen wijst op een wrijving-spaal.

Paal II heeft een grenslast van 6,2 MN en een conventionele breuklast van 7 MN. Deze waarden zijn bijna het dubbel van deze voor de effen ligger (Paal I).

Hier vertoont de gradiënt  $\Delta s$ :  $\Delta Q$  van de zettingen tot de belastingen, ook bij de laatst opgebrachte belastingen nog een eindige waarde, wat kan worden verklaard door de stijgende puntweerstand bij stijgende diepte.

Paal III heeft een grenslast van 4,6 MN en een conventionele breuklast van 5,4 MN. Aangezien de oppervlakten van de verbredingsplaten der palen II en III dezelfde zijn, dient het hoger draagvermogen van de paal II t.o.v. paal III aan de gunstige invloed van de 2 m hoge opstand boven de verbredingsplaat van paal II te worden toegeschreven.

Paal VI heeft een grenslast van 6 MN en een conventionele breuklast van 7,5 MN, dit is nagenoeg hetzelfde als voor paal II, en dit hoewel de verbredingsplaat van paal VI het dubbel oppervlak heeft van deze van paal II, doch zonder opstand.

Uit deze vergelijking blijkt dat door een aangepaste geometrie van de paal het draagvermogen in sterke mate kan worden verhoogd.

#### 4. Variatie van de paalkrachten in functie van de diepte

Gedurende de statische paalbelastingproeven werden de rekstrookjes geplaatst over de lengte van de paal afgelezen. Jammer waren verschillende rekstrookjes gedurende de tijd verlopen sedert het inheien onklaar geworden.

Paal I (fig. 17-I).

Enkel de rekstrookjes M<sub>5</sub>, M<sub>7</sub> en M<sub>9</sub> waren nog in werking. Hun plaats, alsook de scheiding tussen de verschillende lagen zijn op figuur 17-I aangegeven. Het rekstrookje M<sub>9</sub> is gelegen nabij de onderkant van de slappe laag. De rechte lijn die de lezing aan de kop verbindt met de overeenkomstige lezing van M<sub>9</sub>, geeft een aanduiding betreffende de wrijving in de slappe laag en de 1 m dikke aanvulling.

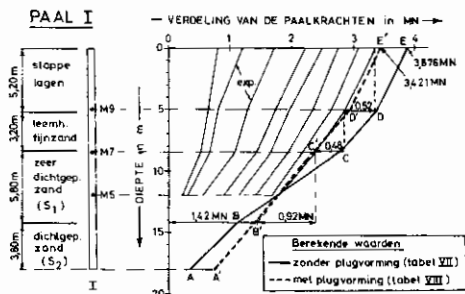


Fig. 17/1

Het rekstrookje M<sub>7</sub> is gelegen aan de bovenkant van de vaste zandlaag S<sub>1</sub>. De rechte lijn die M<sub>7</sub> en M<sub>9</sub> verbindt, geeft een aanduiding betreffende de wrijving in het leemhoudend fijnzand.

Het rekstrookje M<sub>5</sub> is gelegen binnen het dichtgepakte zand S<sub>1</sub>. De rechte lijn die M<sub>7</sub> en M<sub>5</sub> verbindt geeft een aanduiding van de wrijving in het dichtgepakte zand S<sub>1</sub>.

Onder de laatste belastingstrap van 3340 kN werden de volgende waarden verkregen:

slappe laag  $F_{s,sl} = 520$  kN

$$f_{s,sl} = \frac{520}{5,2} = 100 \frac{\text{kN}}{\text{s.m.}}$$

leemhoudend zand  $F_{s,l} = 480$  kN

$$f_{s,l} = \frac{480}{3,20} = 150 \frac{\text{kN}}{\text{s.m.}}$$

dichtgepakt zand S<sub>1</sub>

$$F_{s,S_1} = 920 \text{ kN} \quad f_{s,S_1} = \frac{920}{5,80} = 158,6 \frac{\text{kN}}{\text{s.m.}}$$

dichtgepakt zand S<sub>2</sub>

$$F_{s,S_2} + Q_{r,b} = 1420 \text{ kN}$$

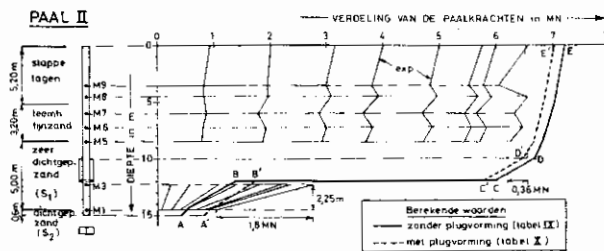


Fig. 17/2

Paal II (fig. 17-II)

Aflezingen werden verkregen van de rekstrookjes M<sub>1</sub>, M<sub>3</sub>, M<sub>5</sub>, M<sub>6</sub>, M<sub>7</sub> en M<sub>9</sub>. De plaats van de strookjes en het grondprofiel zijn op figuur 17-II gegeven.

De rekstrookjes M<sub>9</sub> en M<sub>8</sub> zijn gelegen in de slappe laag (dikte 5,20 m). De strookjes M<sub>7</sub> en M<sub>6</sub> liggen in de laag leemhoudend fijnzand (dikte 3,20 m). Het strookje M<sub>5</sub> is gelegen aan de bovenkant van de dichtgepakte zandlaag S<sub>1</sub>.

De strookjes M<sub>3</sub> en M<sub>1</sub> liggen in het dichtgepakte zand S<sub>1</sub>, doch het strookje M<sub>3</sub> bevindt zich op korte afstand onder de verbredingsplaat.

De strookjes M<sub>9</sub> tot M<sub>5</sub> geven eerder onregelmatige aflezingen: onder een belasting aan de kop van 6560 kN geeft het hoger gelegen strookje M<sub>9</sub> zelfs een lagere waarde dan het dieper gelegen strookje M<sub>8</sub>, wat fysisch onmogelijk is.

Wegens de aanwezigheid van de verbreding heeft de ligger in de lagen boven de verbreding waarschijnlijk slechts een zeer beperkte zijdelingse steun, waardoor enige uitbuiging mogelijk wordt, en de spanningsverdeling in een dwarsdoorsnede niet langer gelijkmatig is, zoals impliciet in de verwerking van de aflezingen der rekstrookjes wordt aangenomen.

Het gemiddelde van de aflezingen M<sub>5</sub>, M<sub>6</sub>, M<sub>7</sub>, M<sub>8</sub> en M<sub>9</sub> toont in elk geval aan dat de wrijving in alle lagen gelegen boven de verbreding zeer gering is. Als een mogelijke waarde kan de rechte lijn, die de aflezingen aan de kop en van M<sub>5</sub> verbindt, worden gekozen.

Tussen de aflezingen M<sub>5</sub> en M<sub>3</sub> kan, wegens de aanwezigheid van de verbreding geen verbindingsrechte worden getrokken.

De strookjes M<sub>3</sub> en M<sub>1</sub> zijn beide in de dichtgepakte zandlaag S<sub>1</sub>, doch onder de verbredingsplaat gele-

gen. De rechte lijn die deze beide aflezingen verbindt, geeft een aanduiding betreffende de wrijvingsweerstand welke onder het niveau van de verbredingsplaat bestaat.

1°) Wrijving in de lagen boven de verbreding onder de laatste belastingtrap van 6530 kN

$$F_{s,bo} = 360 \text{ kN} \quad f_{s,bo} = \frac{360}{10} = 36 \frac{\text{kN}}{\text{s.m.}}$$

2°) Wrijving in het dichtgepakte zand  $S_1$ , onder het peil van de verbreding:

$$\text{afstand tussen } M_3 \text{ en } M_1 = 2,25 \text{ m}$$

$$\Delta F = 1800 \text{ kN} \quad f_{s,be} = \frac{1800}{2,25} = 800 \text{ kN/s.m.}$$

Deze zeer hoge waarde van  $f_{s,be}$  dient in verband te worden gebracht met het vrij ingewikkelde spanningsveld dat bestaat in de grond, onmiddellijk onder de verbredingsplaat alsook in de omgeving van het onderuiteinde van de paal.

Paal III (fig. 17-III)

Aflezingen werden enkel verkregen van de rekstrookjes  $M_1$ ,  $M_2$ ,  $M_5$  en  $M_9$ .

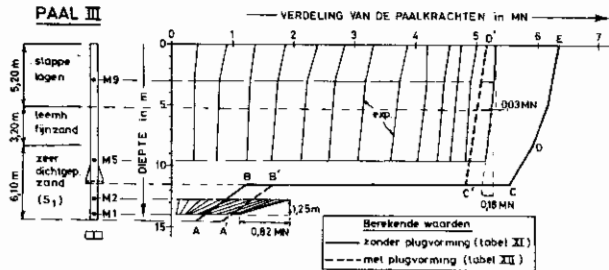


Fig. 17/3

Het rekstrookje  $M_9$  is gelegen in de slappe laag. Tezamen met de aflezing aan de kop, wordt een aanduiding verkregen betreffende de wrijving in de slappe laag. Deze is zeer gering.

Het strookje  $M_5$  is enkel 0,40 m boven het boven-einde van de 1,50 m lange verstijvingsribben van de verbredingsplaat gelegen. Deze afstand is wel een grens, om zeker te zijn dat de spanningsverdeling in de dwarsdoorsnede nog nagenoeg gelijkmatig is.

Het strookje  $M_5$  is in het dichtgepakte zand gelegen. De aflezing van  $M_5$  vergeleken met deze aan de kop en met de aflezing van  $M_9$ , toont aan dat de wrijving in het leemhoudend fijnzand en in het dicht-

gepakt zand gelegen boven de verbredingsplaat uiterst gering is.

De strookjes  $M_1$  en  $M_2$  zijn in het dichtgepakte zand, doch onder het niveau van de verbredingsplaat gelegen. De rechte welke beide lezingen verbindt, geeft een aanduiding van de wrijvingskrachten welke in het dichtgepakte zand onder het niveau van de verbredingsplaat optreden.

Tussen  $M_5$  en  $M_2$  kan geen rechte verbindingslijn worden getekend wegens de discontinuïteit veroorzaakt door de verbredingsplaat.

Voor de laatste belastingtrap van 5300 kN verkrijgt men:

boven de verbredingsplaat

slappe lagen  $F_{s,bo,sl} = 30 \text{ kN}$

$$f_{s,bo,sl} = \frac{30}{5,20} = 5,78 \text{ kN/s.m.}$$

leemhoudend zand + dichtgepakt zand  $S_1$

$$F_{s,bo,l+S_1} = 180 \text{ kN}$$

$$f_{s,bo,l+S_1} = \frac{180}{6,30} = 28,60 \text{ kN/s.m.}$$

Beschouwt men alle lagen boven de verbredingsplaat in hun geheel, zo heeft men

$$f_{s,bo} = \frac{30 + 180}{5,20 + 6,30} = \frac{210}{11,50} = 18,3 \text{ kN/s.m.}$$

dichtgepakt zand onder de verbredingsplaat tussen  $M_1$  en  $M_2$

$$\Delta F = 820 \text{ kN} \quad \Delta L = 1,25 \text{ m}$$

$$f_{s,be} = \frac{820}{1,25} = 656 \text{ kN/s.m.}$$

Dit is een ietwat kleinere waarde, dan deze gevonden onder de verbredingsplaat van de paal II.

Paal VI (fig. 17/VI)

Aflezingen werden enkel verkregen met de strookjes  $M_4$  en  $M_5$ . Deze twee rekstrookjes zijn praktisch niet onmiddellijk bruikbaar. Inderdaad is de verbredingsplaat door middel van verstijvingsribben met een hoogte van 1,50 m met de ligger verbonden. Het rekstrookje  $M_4$  is slechts 25 cm boven de plaat gelegen en het rekstrookje  $M_5$  bevindt zich ter hoogte van het bovenuiteinde van de verstijvingsribben. Voor beide strookjes is het niet duidelijk welke door-

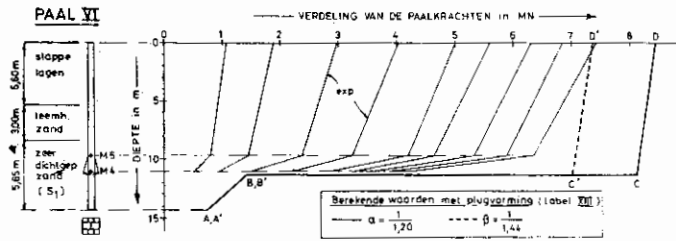


Fig. 17/VI

snede bij de aanwending van de aflezings zou moeten worden ingevoerd, en of de hypothese van een gelijkmatige verdeling der spanningen geldig is. Om deze reden zijn de zeer beperkte en bovendien moeilijk aan te wenden aflezings slechts van zeer weinig nut. Voor een analyse van de krachtenverdeling in de paal VI, dient noodzakelijkerwijze ook van de gegevens verkregen op de andere palen, gebruik te worden gemaakt.

Wegens de veel grotere en alzijdige uitkraging van de verbredingsplaat van paal VI, kan b.v. worden aangenomen, dat boven de verbredingsplaat, de wrijving zeker meer is gereduceerd dan in alle hiervoren beschouwde palen.

Men kan dus stellen dat voor paal VI de eenheids-wrijving op het stuk boven de verbredingsplaat kleiner is dan 18,3 kN/s.m. De schijnbaar hogere wrijving, overeenstemmend met de steilere hellingen der experimentele curven der figuur 17/VI houdt verband met de onjuiste aanwending van de aflezings der rekstrookjes M4 en M5, waarbij men de aflezings van deze rekstrookjes eenvoudig met de liggerdoorsnede heeft vermenigvuldigd. In feite zijn de krachten ter hoogte van M4 en M5 veel groter; in M4 omdat de doorsnede er vermeerderd is met deze van de ver-

strijvingsribben, waarmede geen rekening is gehouden; in M5 omdat aldaar wegens de nabijheid van de verstijvingsribben, de spanning in de flenzen, veel groter is dan in het lijf, waarop het rekstrookje is gekleefd.

De resultaten afgeleid uit de aflezings der rekstrookjes zijn in de tabel VI aangegeven.

§8. Correlatie tussen de gemeten waarden van het draagvermogen der proefpalen en de gegevens af te leiden uit diepsonderingen

1) Algemene Beschouwingen

Wegens de complexe geometrie van H palen, bijzonder wanneer een verbreding wordt toegevoegd, vereist de voorspelling van het grensdragvermogen van dergelijke palen uit de resultaten van diepsonderingen, de invoering van correctiecoëfficiënten, welke de invloed van de geometrie in rekening brengen. Verder zijn H palen zonder verbreding palen, welke slechts een geringe verdringing veroorzaken, hetgeen ook de invoering van een reductiecoëfficiënt kan vereisen.

TABEL VI

Wrijving afgeleid uit de aflezings der rekstrookjes				
	Paal I	Paal II	Paal III	Paal VI
slappe laag	100 kN/sm	boven de verbreding	36 kN/sm	18,3 kN/sm
leemhoudend zand	150 kN/sm		18,3 kN/sm	< 18,3 kN/sm
dichtgepakt zand S <sub>1</sub>	158,6 kN/sm	onder de verbreding	800 kN/sm	656 kN/sm
dichtgepakt zand S <sub>2</sub> + weerstand aan het onderuiteinde	1420 kN		?	

## 2) Gegevens betreffende de liggers

$$\text{netto staaldoorsnede} \quad \omega_s = 270 \text{ cm}^2 \quad (1)$$

$$\text{volle doorsnede} \quad \omega_t = 1480 \text{ cm}^2 \quad (2)$$

Equivalente diameter van de volle doorsnede

$$D_{e,t} = \sqrt{\frac{4}{\pi} \times 1480} = 43,33 \text{ cm} \quad (45)$$

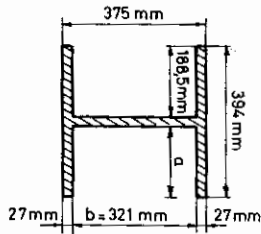


Fig. 18

omtrek van de staaldoorsnede (fig. 18)

$$\begin{aligned} \chi_s &= 2 \times 39,4 + 2(39,4 - 1,73) + 2(37,5 - 2 \times 2,7) \\ &= 2 \times 109,27 = 2,1854 \text{ m} \end{aligned} \quad (46)$$

omtrek van de volle doorsnede

$$\chi_t = 2(37,5 + 39,4) = 2 \times 76,9 = 1,538 \text{ m} \quad (47)$$

## 3) Berekening van het grensdragvermogen

Bij afwezigheid van rechtstreekse meetgegevens, kunnen verschillende benaderingen ter voorspelling van het grensdragvermogen worden gemaakt.

### 3. Paal I -- Ds.C. $L = 18 \text{ m}$

Paal I is een effen liggerpaal zonder verbreding en steekt 18 m in de grond.

#### a. Geen plugvorming

Gedurende het heien werd aan het grondoppervlak in de ruimte tussen de flenzen geen inzakking van de grond vastgesteld. Als men enkel over de waarnemingen aan het grondoppervlak zou beschikken, zou men dus kunnen gerechtigd zijn te oordelen dat de ligger in de grond dringt als een mes, waarbij wrijving wordt ontwikkeld langs de staalomtrek  $\chi_s$  en puntweerstand over de staaldoorsnede  $\omega_s$ .

Laten we vooreerst deze eenvoudige aanname zonder plugvorming, beschouwen. Ter plaatse van de paal PI werd voorafgaandelijk de diepsondering C uitgevoerd.

#### bovenste slappe laag

Aldaar werd over de dikte van 4,20 m een totale zijdelingse wrijvingsweerstand  $F_{s,sl,CPT} = 20 \text{ kN}$  geregistreerd.

$$\text{Hieruit } f_{s,sl,CPT} = \frac{20}{4,20 \times 0,11} = 43,3 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad (48)$$

waaruit voor de paal PI, gelet op de ophoging van 1 m

$$F_{s,sl} = 43,3 \times 2,1854 \times (4,20 + 1,0) = 492 \text{ kN} \quad (49)$$

Leemhoudend fijnzand: dikte 3,20 m.

$$F_{s,l,CPT} = 30 \text{ kN}$$

$$f_{s,l,CPT} = \frac{30}{3,20 \times 0,11} = 85,2 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad (50)$$

$$F_{s,l} = 85,2 \times 2,1854 \times 3,20 = 595 \text{ kN} \quad (51)$$

#### Dichtgepakte zandlagen

Wegens de zeer hoge weerstanden was het onmogelijk de wrijvingsweerstand op een continue wijze in het dichtgepakte zand te registreren, zodat geen rechtstreekse metingen ter beschikking staan. Plaatselijke metingen tonen echter een zeer grote toename van de kunstmatig gereduceerde totale weerstand met de diepte.

Bij gebrek aan directe metingen, kan gebruik worden gemaakt van de Hollandse ervaring betreffende het verband tussen conuswaarde en zijdelingse eenheidswrijvingsweerstand (te Kamp 1977; Van den Elzen 1980).

Voor zand

$$f_{s,s} = \frac{C_{k,d}}{200} \quad (52)$$

dichtgepakte zandlaag S<sub>1</sub>: dikte 5,80 m

gemiddelde waarde van  $C_{k,d}$

$$C_{k,d,m} = 26,75 \frac{\text{MN}}{\text{m}^2} \quad (53)$$

$$f_{s,s_1} = \frac{26750}{200} = 133,8 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad (54)$$

$$F_{s,s_1} = 133,8 \times 2,1854 \times 5,80 = 1696 \text{ kN} \quad (55)$$

dichtgepakte zandlaag S<sub>2</sub>: dikte van de laag boven het onderuiteinde: 3,80 m

gemiddelde waarde van  $C_{k,d}$ :

$$C_{k,d,m} = 17,71 \frac{\text{MN}}{\text{m}^2} \quad (56)$$

$$f_{s,S_2} = \frac{17720}{200} = 88,9 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad (57)$$

$$F_{s,S_2} = 88,9 \times 2,1854 \times 3,80 = 736 \text{ kN} \quad (58)$$

Weerstand aan het onderuiteinde

$$\text{Men heeft } C_{k,d} = 17,2 \frac{\text{MN}}{\text{m}^2} \quad (59)$$

De lengte van de flenzen en van de lijfplaat is veel groter dan hun dikte. Men heeft dus te maken met een lang belastingsoppervlak. Om die reden dient de waarde van  $C_{k,d}$  te worden gedeeld door de vormfactor  $s = 1,3$ .

Diensvolgens

$$q_{r,b} = \frac{C_{k,d}}{s} = \frac{17,2}{1,3} = 13,2 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad (60)$$

$$Q_{r,b} = 13230 \times 0,0270 = 357,2 \text{ kN} \quad (61)$$

Al de verkregen waarden zijn samengebracht in de tabel VII, en voorgesteld door de lijn ABCDE op figuur 17/I. Men vindt

$$Q_{r,ber} = 3876 \text{ kN} \quad (61)$$

De vergelijking met de proefondervindelijke waarde van Tabel V geeft

$$\frac{Q_{r,ber}}{Q_r^{conv}} = \frac{3876}{3200} = 1,22 \quad (63)$$

$$\frac{Q_{r,ber}}{Q_1} = \frac{3826}{3100} = 1,25 \quad (64)$$

De berekende waarde is dus 1,22 maal groter dan de conventionele breuklast en 1,25 maal groter dan de grenslast.

De vergelijking van het verloop ABCDE met het experimenteel verloop, toont aan dat de wrijving in de bovenste slappe lagen en in het leemhoudend zand nagenoeg correct werden geschat, doch dat de wrijving in de bovenste zandlaag  $S_1$  sterk is overschat en dat de som van de puntweerstand en van de wrijving in de dichtgepakte zandlaag  $S_2$  is onderschat.

#### b. Partiële plugvorming

De metingen met de rekstrookjes, zowel tijdens het inheien als bij de statische proefbelasting, alsook de analyse van de golfvoortplanting, tonen aan dat zich over een zekere hoogte boven het onderuiteinde van de paal een bepaalde verspanning van de grond tussen de flenzen moet hebben voorgedaan. Een dergelijk verschijnsel geeft aanleiding tot een verhoging van de indringingsweerstand ter hoogte van de verspanning, en tot een vermindering van de zijdelingse wrijvingsweerstand erboven. Dit legt dan uit waarom een berekening zonder plugvorming aanleiding geeft tot het overschatten van de wrijvingsweerstand in de zandlaag  $S_1$ , en tot een onderschatten van de weerstand in de zandlaag  $S_2$ .

Zonder de uitgevoerde uitvoerige metingen ware het niet mogelijk geweest het ontstaan van de plug te kennen. Daar, dank zij de metingen het vormen van een plug bewezen is, kan men onderzoeken op welke wijze men met dit gegeven, bij de voorspelling van het grensdragvermogen rekening kan houden.

Een redelijke aanname is te stellen dat een partiële plug zich vormt wanneer de paal doorheen de dicht-

**TABEL VII — Voorspelling van het grensdragvermogen van paal PI uit diepsondering C bij afwezigheid van plugvorming**

	$q_r$ MN/m <sup>2</sup>	$Q_{b,r}$ kN	$f_s$ kN/m <sup>2</sup>	$F_s$ kN	$Q_{b,r} + \sum F_s$ kN
Puntweerstand	13,2	357,2	-	-	357,2
dichtgepakt zand $S_2$	-	-	88,6	736	1093
dichtgepakt zand $S_1$	-	-	133,8	1696	2789
leemhoudend zand	-	-	85,2	595	3384
bovenste slappe laag	-	-	43,3	492	3876 = $Q_r$

gepakte zandlaag  $S_1$  wordt geheid, en dat de omvang van deze plug een functie is van de verhouding  $a : b$  ( $a =$  binnenhoogte van de flens,  $b =$  binnenhoogte van de lijf) (fig. 18).

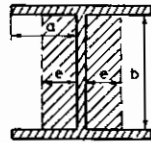


Fig. 19

Voor de breedte  $e$  van de plug, beschouwd aan de ene zijde van het lijf (fig. 19) kan men bvb. stellen:

wanneer  $a < b < 2a$

$$eb = \frac{ab}{4} \quad e = \frac{1}{4} \cdot a \quad (65)$$

$$b \geq 2a$$

$$eb = \frac{a^2}{2} \quad e = \frac{1}{2} \cdot \frac{a^2}{b} \quad (66)$$

Voor de beproefde ligger (fig. 18)

$$a = 18,85 \text{ cm} \quad b = 32,1 \text{ cm}$$

$$1 < \frac{b}{a} = \frac{32,1}{18,85} = 1,70 < 2$$

$$e = \frac{18,85}{4} = 4,71 \text{ cm} \quad (67)$$

$$\omega_{\text{plug}} = \omega_s + 2eb \quad (68)$$

$$= 270 + 2 \times 4,71 \times 32,1$$

$$= 270 + 302 = 572 \text{ cm}^2 \quad (69)$$

Het oppervlak is dus nagenoeg verdubbeld

$$D_e = \sqrt{\frac{4}{\pi} \times 572} = 27 \text{ cm} \quad (70)$$

De waarden van  $d_g$  voor een verdringingspaal  $\varnothing 27$  cm werden berekend volgens de methode RIG (DE Beer 1971) en zijn in functie van de diepte aangegeven op figuur 3-C. Op een diepte van 18 m onder de bovenkant der ophoging krijgt men

$$d_g = 16,87 \text{ MN/m}^2 \quad (71)$$

Aangezien de juiste vorm van de plug niet gekend is, zal ze veiligheidshalve als veel langer dan haar breedte worden beschouwd, zodat een vormfactor  $s = 1,3$  zal worden ingevoerd. Derhalve krijgt men voor een langgestrekte rechthoek

$$q_r = \frac{16,87}{1,3} = 12,977 \text{ MN/m}^2 \quad (72)$$

$$Q_{b,r} = 12,977 \times 0,0572 = 742,3 \text{ kN} \quad (73)$$

De aldus gevonden waarde  $Q_{b,r}$  is een weinig onderschat.

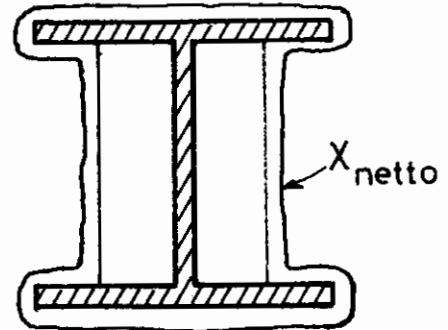


Fig. 20

Over de hoogte van de plug kan enkel worden gerekend op de wrijving over de netto omtrek (fig. 20)

$$\begin{aligned} \chi_{\text{netto}} &= 2 \times 39,4 + 2 \times (39,4 - 1,73 - 2 \times 4,71) + \\ &\quad + 2(37,5 - 2 \times 2,7) \\ &= 2 \times 99,75 = 1,995 \text{ m} \end{aligned} \quad (74)$$

Wanneer de hoogte van de plug gelijk wordt genomen aan de lengte van de paal in de laag  $S_2$ , zo verkrijgt men voor de zijdelingse wrijving op de plug

$$F_{s,S_2,\text{plug}} = \chi_{\text{netto}} \times f_{s,S_2} \times L_{S_2} \quad (75)$$

$$F_{s,S_2,\text{plug}} = 1,995 \times 88,6 \times 3,80 = 672 \text{ kN} \quad (76)$$

De waarde  $f_{s,S_2,\text{plug}}$  kan worden afgelezen in Tabel VIII.

Aangezien de plug gevormd wordt terwijl de paal doorheen de dichtgepakte zandlaag  $S_1$  wordt geheid, ontstaat in deze laag een ontspanning in de ruimte tussen de flenzen.

Aan de buitenkant van de flenzen is er geen ontspanning en behoudt men dus

$$f_{s,S_1}^{\text{bui}} = 133,8 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2},$$

zoals aangegeven in Tabel VII.

Derhalve

$$\begin{aligned} F_{s,S_1}^{\text{bui}} &= 133,8 \times (2 \times 0,394 + 4 \times 0,027) \times 5,8 \\ &= 690 \text{ kN} \end{aligned} \quad (77)$$



**TABEL VIII — Nadehandse voorspelling van het grensdragvermogen van paal PI uit diepsondering C bij gedeeltelijke plugvorming**

	$q_{r,plug}$ MN/m <sup>2</sup>	$Q_{r,plug}$ kN	$f_s$ kN/m <sup>2</sup>	$F_s$ kN	Diepte m	$Q_{r,plug} + \sum F_s$	
puntweerstand	12,977	742,3	-	-	18	742,3	
dichtgepakt zand S <sub>2</sub>	-	-	88,6	920	14,20	1414	
dichtgepakt zand S <sub>1</sub> buiten	-	-	133,8	690	8,50	2334	
binnen			63,5	$\frac{230}{920}$			
leemhoudend zand (geen plug)	-	-	85,2	595	5,30	2929	
bovenste slappe laag	-	-	43,3	492	0,00	3421 = $Q_r^{ber}$	

In de laag S<sub>1</sub> werd een wrijvingskracht van 920 kN gemeten (zie fig. 17/I). Derhalve blijft er als wrijving tussen de flenzen

$$F_{s,S_1}^{gemeten} - F_{s,S_1}^{bui} = 920 - 690 = 230 \text{ kN} \quad (78)$$

Men heeft dus voor de schuifweerstand in de ontspannen grond tussen de flenzen

$$F_{s,S_1}^{bi} = 230 \text{ kN} = 2 \times 0,321 \times f \times 5,80 \quad (79)$$

$$3,72 f = 230$$

$$f_{s,S_1}^{bi} = \frac{230}{3,72} = 63,5 \text{ kN/m}^2 \quad (80)$$

In de ontspannen grond tussen de flenzen is de eenheidswrijving tot minder dan de helft van de oorspronkelijke waarde gedaald.

In de bovenste lagen waar geen plugvorming is opgetreden, is uiteraard niets gewijzigd t.o.v. de waarden gevonden bij afwezigheid van plugvorming.

Alle becijferde waarden kunnen tenslotte in de tabel VIII worden samengebracht. De verkregen resultaten zijn ook door de lijn A'B'C'D'E' der figuur 17/I voorgesteld.

De berekende waarde is  $Q_r^{ber} = 3421 \text{ kN}$ .

Ze is nog steeds ietwat groter dan de conventionele breukwaarde en dan de grenslast

$$\frac{Q_r^{ber}}{Q_r^{conv}} = \frac{3421}{3200} = 1,07$$

$$\frac{Q_r^{ber}}{Q_l} = \frac{3421}{3100} = 1,10$$

Het feit dat in deze nadehandse voorspelling nog steeds een ietwat hogere waarde dan de werkelijk opgemeten wordt gevonden, is toe te schrijven aan het feit dat nog steeds veel benaderende aannamen dienden te worden gemaakt: enige die tot overschatting leiden zijn de volgende:

- 1) er werd aangenomen dat de hoogte van de plug gelijk is aan de lengte van de paal in de laag S<sub>2</sub>. Dit is een arbitraire aanname.
- 2) er is aangenomen dat de wrijving in een bepaalde laag voor de liggerpaal met beperkte verdringing, dezelfde is als voor een verdringingspaal.

Men dient o.m. met deze twee benaderingen rekening te houden, wanneer men bij afwezigheid van uitvoerige metingen een voorafgaandelijke prognose van het draagvermogen van een liggerpaal wil maken.

Paal II (fig. 4/II) diepsondering D  $L = 15 \text{ m}$

Lengte onder bovenkant ophoging  $15 \text{ m}$

Netto oppervlak van de verbredingsplaat

$$\omega_{v, netto} = \omega_v - \omega_s$$

$$= 80,5 \times 37,5 - 270 = 2730 \text{ cm}^2 \quad (81)$$

**TABEL IX — Voorafgaandelijke voorspelling van het grensdragvermogen van de paal II uit diepsondering D**

1	2 $q_r$ $\frac{MN}{m^2}$	3 $Q_{r,b}$ en $Q_{r,v}$ kN	4 dikte van de laag $l_m$ m	5 geen ophoging		7 $F_s$ kN	8 $Q_{r,b} + Q_{r,v} + \sum F_s$ kN	
				5 $f_s$ $\frac{kN}{m^2}$	6 $\chi$ omtrek in m			
Puntweerstand	15,4	415					415	
Dichtgepakt zand $S_2$			0,60	98,8	2,1854	129,6	544,6	
Dichtgepakt zand $S_1$ onder de verbreding			2,40	160	2,1854	834,2	1383,8	
Basisweerstand onder de verbredingsplaat	16,83	4600					5983,8	
Dichtgepakt zand langs de verbreding			2,00	147	2,36	693,8	6677,6	
Dichtgepakt zand boven de verbreding buiten de flenzen binnen de flenzen			1,60	110,45 20	0,788 0,25	139 24	163	6840,6
Leemhoudend zand buiten de flenzen binnen de flenzen			3,40	53 20	0,788 0,15	142 51	193	7033,6
Slappe laag + ophoging buiten de flenzen binnen de flenzen			5,00	25,6 20	0,78 0,75	101 75	176	7209,6 = $Q_r^{ber}$

De verbredingsplaat ligt op een diepte van 12 m.

De omtrek van de verbredingsdoos bedraagt

$$\chi_v = 2 \times (80,5 + 37,5) = 2 \times 1,18 = 2,36 \text{ m} \quad (82)$$

Ter plaatse van Paal II werd voorafgaandelijk de diepsondering  $D$  uitgevoerd. De onderkende lagen en hun dikten zijn in de kolommen 1 en 4 van de Tabel IX aangegeven.

#### a. Geen plugvorming

Men kan, bij gebrek aan rechtstreekse gegevens, eerst veronderstellen dat zich aan het onderuiteinde van de paal geen plug vormt, en dat dit onderuiteinde als een mes in de grond snijdt.

Ter plaatse van de verbreding is er vanzelfsprekend een intens wegdringen van de grond, zodat boven de verbreding een belangrijke ontspanning van de grond binnen de flenzen, en dus een belangrijke vermindering van de wrijvingsweerstand moet ontstaan.

#### — Puntweerstand.

Op 15 m diepte geeft diepsondering  $D$

$$C_{k,d} = 20 \text{ MN/m}^2$$

waaruit

$$q_{r,b} = \frac{20000}{1,3} = 15400 \text{ kN/m}^2$$

$$Q_{r,b} = 15400 \times 0,027 = 415 \text{ kN} \quad (83)$$

#### — Wrijving in de laag $S_2$

$$C_{k,d,m} = 19,76 \text{ MN/m}^2;$$

$$f_{s,be,S_2} = \frac{19760}{200} = 98,8 \text{ kN/m}^2$$

$$\chi_s = 2,1854 \text{ m} \quad (46)$$

$$L_{S_2} = 0,60 \text{ m}$$

$$F_{s,be,S_2} = 98,8 \times 2,1884 \times 0,60 = 129,6 \text{ kN} \quad (84)$$

#### — Wrijving in de laag $S_1$ onder de verbreding.

$$C_{k,d,m} = 31,97 \text{ MN/m}^2;$$

$$f_{s,be,S_1} = \frac{31970}{200} = 160 \text{ kN/m}^2 \quad (85)$$

$$\chi_s = 2,1854 \text{ m}; \quad L_{S_1} = 2,40 \text{ m}$$

$$F_{s,be,S_1} = 160 \times 2,1854 \times 2,40 = 834,2 \text{ kN} \quad (86)$$

— Weerstand onder de verbredingsplaat.

De equivalente diameter van de verbredingsplaat bedraagt

$$D_e = \sqrt{\frac{4}{\pi} \times 3000} = 61,95 \text{ cm} \quad (87)$$

De waarden van  $d_g$  voor een paal  $\varnothing 61,95$  cm, berekend met de methode RIG uit de  $C_{k,d}$  waarden van diepsondering  $D$ , zijn in functie van de diepte op figuur 3-D uitgezet.

$$\text{Op 15 m diepte heeft men } d_g = 19,2 \frac{\text{MN}}{\text{m}^2} \quad (88)$$

Voor de rechthoekige plaat (fig. 4/II) dient een vormfactor  $s$  te worden ingevoerd.

$$s = \frac{1,3}{1 + 0,3 \frac{b}{l}} \quad (89)$$

$$\frac{b}{l} = \frac{37,5}{80,5} = 0,466 \quad (90)$$

$$\frac{1}{s} = \frac{1 + 0,3 \times 0,466}{1,3} = \frac{1,14}{1,30} = 0,875 \quad (91)$$

$$q_{r,v} = 19,2 \times 0,875 = 16,83 \frac{\text{MN}}{\text{m}^2} \quad (92)$$

$$Q_{r,v} = 16830 \times 0,2730 = 4600 \text{ kN} \quad (93)$$

— Wrijving in de laag  $S_1$  langs de verbreding

$$C_{k,d,m} = 29,31 \frac{\text{MN}}{\text{m}^2};$$

$$f_s = \frac{29310}{200} = 147 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad (94)$$

$$\chi_{\text{verbreding}} = 2,36 \text{ m} \quad (95)$$

$$L_{\text{verbreding}} = 2,00 \text{ m}$$

$$F_{s,v} = 147 \times 2,36 \times 2,00 = 693,81 \text{ kN} \quad (96)$$

— Wrijving in de laag  $S_1$  boven de verbreding

$$L = 1,60 \text{ m}$$

1) op de buitenzijde van de flenzen.

$$C_{k,d,m} = 20,09 \frac{\text{MN}}{\text{m}^2};$$

$$f_{s,bo,S_1}^{\text{bui}} = \frac{20090}{200} = 110,45 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad (97)$$

$$\chi^{\text{bui}} = 2 \times 39,4 = 78,8 \text{ cm} \quad (98)$$

$$F_{s,bo,S_1}^{\text{bui}} = 110,45 \times 1,60 \times 0,788 = 139 \text{ kN} \quad (99)$$

2) grond binnen de flenzen.

Wegens de grote ontspanning veroorzaakt door de verbreding wordt voor de eenheidswrijving de lage waarde ingevoerd

$$f_s = 20 \text{ kN/m}^2 \quad (100)$$

$$\chi^{\text{bi}} = 2 \times 37,5 = 75 \text{ cm} \quad (101)$$

$$F_{s,bo,S_1}^{\text{bi}} = 20 \times 1,60 \times 0,75 = 24 \text{ kN} \quad (102)$$

$$F_{s,bo,S_1} = F_{s,bo,S_1}^{\text{bui}} + F_{s,bo,S_1}^{\text{bi}} \\ = 139 + 24 = 163 \text{ kN} \quad (103)$$

— Wrijving in het leemhoudend zand;  $L = 3,40 \text{ m}$

1) op de buitenzijde van de flenzen.

De diepsondering IV geeft

$$F_{s,l,\text{cpt}} = 31,25 - 11,25 = 20 \text{ kN} \quad (104)$$

$$f_{s,l,\text{CPT}} = \frac{20}{3,40 \times 0,11} = 53 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad (105)$$

$$\chi^{\text{bui}} = 78,8 \text{ cm} \quad (98)$$

$$F_{s,bo,l}^{\text{bui}} = 53 \times 3,40 \times 0,788 = 142 \text{ kN} \quad (99)$$

2) grond binnen de flenzen

$$f_s^{\text{bi}} = 20 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad (106)$$

$$\chi^{\text{bi}} = 75 \text{ cm} \quad (107)$$

$$F_{s,bo,l}^{\text{bi}} = 20 \times 3,40 \times 0,75 = 51 \text{ kN} \quad (108)$$

$$F_{s,l} = 142 + 51 = 193 \text{ kN} \quad (109)$$

— Wrijving in de slappe laag;  $L = 5,00 \text{ m}$

1) op de buitenzijde der flenzen

$$F_{s,sl,\text{CPT}} = 11,25 \text{ kN} \quad (110)$$

$$f_{s,sl,\text{CPT}}^{\text{bui}} = \frac{11,25}{4,00 \times 0,11} = 25,6 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad (111)$$

$$F_{s,sl}^{\text{bui}} = 25,6 \times 5,00 \times 0,788 = 101 \text{ kN} \quad (112)$$

2) grond binnen de flenzen

$$f_s^{\text{bi}} = 20 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad (106)$$

$$\chi^{\text{bi}} = 75 \text{ cm} \quad (107)$$

$$F_{s,sl}^{\text{bi}} = 20 \times 5,00 \times 0,75 = 75 \text{ kN} \quad (113)$$

$$F_{s,sl} = 101 + 75 = 176 \text{ kN} \quad (114)$$

Alle berekende waarden zijn in de tabel IX aangegeven en in figuur 17/II door de lijn ABCDE voorgesteld. Men vindt tenslotte een berekend grensdragvermogen

$$Q_r^{\text{ber}} = 7.209,6 \text{ kN} \quad (115)$$

De verhouding t.o.v. de gemeten waarden (tabel VII) is

$$\frac{Q_r^{\text{ber}}}{Q_r^{\text{conv}}} = \frac{7.209,6}{7.000} = 1,03 \quad (116)$$

$$\frac{Q_r^{\text{ber}}}{Q_t} = \frac{7.209,6}{6.200} = 1,16 \quad (117)$$

De berekende waarden zijn dus enigszins groter dan de opgemeten waarden. Wanneer men echter het berekende krachtverloop (lijn ABCDE) vergelijkt met de rekstrookmetingen, zo stelt men vast dat de puntweerstand is onderschat, dat de wrijvingsweerstand over de lengte onder de verbredingsplaat is onderschat, en dat het draagvermogen onder de verbredingsplaat zelve is overschat. Uit de metingen blijkt opnieuw dat een bepaalde plugvorming, bij het heien van de paal doorheen de dichtgepakte zandlaag  $S_1$  heeft plaatsgevonden.

#### b. Partiële Plugvorming

Voor de partiële plug worden dezelfde afmetingen aangenomen als voor paal PI.

$$e = \frac{1}{4}a = 4,71 \text{ cm} \quad (67)$$

$$\omega_{\text{plug}} = 572 \text{ cm}^2 \quad (69)$$

$$D_e = 27 \text{ cm} \quad (70)$$

De waarden van  $d_g$  voor  $\varnothing 27$  cm berekend uit de  $C_{k,d}$  waarden van diepsondering  $D$  zijn op figuur 3/D in functie van de diepte aangegeven. Op een diepte van 15 m heeft men:

$$d_g = 18,45 \text{ MN/m}^2 \quad (118)$$

Aangezien de juiste vorm van de plug niet gekend is, wordt veiligheidshalve een vormfactor  $s = 1,3$  ingevoerd. Diensvolgens voor een langgestrekt oppervlak:

$$q_{r,\text{plug}} = \frac{18,45}{1,3} = 14,192 \frac{\text{MN}}{\text{m}^2} \quad (119)$$

— Puntweerstand.

$$\begin{aligned} Q_{r,\text{plug}} &= q_{r,\text{plug}} \times \omega_{\text{plug}} \\ &= 14192 \times 0,0572 = 812,2 \text{ kN} \end{aligned} \quad (120)$$

Er wordt aangenomen dat de plug een lengte heeft gelijk aan de afstand tussen het onderuiteinde van de paal en de verbredingsplaat (3 m).

Over de lengte van de plug, kan enkel worden gerekend op de wrijving over de netto omtrek  $\chi_{\text{netto}}$  (fig. 20)

$$\chi_{\text{netto}} = 1,995 \text{ m} \quad (74)$$

— Wrijving in het dichtgepakte zand  $S_2$  onder de verbredingsplaat

$$L = 0,60 \text{ m}; \quad f_{s,be,S_2} = 98,8 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2};$$

$$\chi_{\text{netto}} = 1,995 \text{ m}$$

$$F_{s,be,S_2} = 98,8 \times 0,60 \times 1,995 = 118,3 \text{ kN} \quad (121)$$

— wrijving in het dichtgepakte zand  $S_1$  onder de verbreding.

$$L_{be,S_1} = 2,40 \text{ m}; \quad f_{s,be,S_1} = 160 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2};$$

$$\chi_{\text{netto}} = 1,995 \text{ m}$$

$$F_{s,be,S_1} = 160 \times 2,40 \times 1,995 = 766,5 \text{ kN} \quad (122)$$

— weerstand onder de verbredingsplaat

Netto oppervlak van de verbredingsplaat

$$\omega_{\text{netto}} = \omega_v - \omega_{\text{plug}} = 3000 - 572 = 2428 \text{ cm}^2 \quad (123)$$

$$q_{r,v} = 16,83 \text{ MN/m}^2;$$

$$Q_{r,v} = 16830 \times 0,2428 = 4090 \text{ kN} \quad (124)$$

— wrijving langs de verbreding:

$$F_{s,v} = 693,8 \text{ kN} \quad (96)$$

— wrijving boven de verbreding

$$\text{in } S_1 \quad F_{s,bo,S_1} = 163 \text{ kN} \quad (103)$$

$$\text{in het leemhoudend zand} \quad F_{s,bo,l} = 193 \text{ kN} \quad (109)$$

$$\text{in de slappe lagen} \quad F_{s,bo,sl} = 976 \text{ kN} \quad (114)$$

Alle gegevens zijn verzameld in de Tabel X en voorgesteld door de lijn A'B'C'D'E' van figuur 17/II.

$$\text{Men heeft thans } Q_r^{\text{ber}} = 7012,8 \text{ kN} \quad (125)$$

waaruit

$$\frac{Q_r^{\text{ber}}}{Q_r^{\text{conv}}} = \frac{7012,8}{7000} = 1,0 \quad (126)$$

$$\frac{Q_r^{\text{ber}}}{Q_t} = \frac{7012,8}{6200} = 1,13 \quad (127)$$

Er is thans een behoorlijke overeenstemming tussen de berekende krachtenverdeling A'B'C'D'E' en deze afgeleid uit de metingen met de rekstrookjes,

**TABEL X — Naderhandse voorspelling van het grensdragvermogen van de paal II uit diepsondering D bij gedeeltelijke plugvorming**

1	2 $q_r$ MN/m <sup>2</sup>	3 $Q_{r,plug}$ en $Q_{r,v}$ kN	4 dikte van de laag L m	5 $f_s$ kN/m <sup>2</sup>	6 $\chi$ omtrek in m	7 $F_s$ kN	8 $\Sigma(Q_{r,plug} + Q_{r,v} + F_s)$
plugweerstand	14,192	812,2	—	—	—	—	812,2
dichtgepakt zand S <sub>2</sub>	—	—	0,60	98,8	1,995	118,3	930,5
dichtgepakt zand S <sub>1</sub> onder de verbreding	—	—	2,40	160	1,995	766,5	1697
basisweerstand onder de verbredingsplaat	16,83	4090	—	—	—	—	5787
wrijving langs de verbreding			2,00	147	2,36	693,8	6480,8
wrijving boven de verbreding in S <sub>1</sub> buiten de flenzen			1,60	110,45	0,788	139	6843,8
binnen de flenzen				20	0,75	24	
wrijving in het leemhoudend zand buiten de flenzen			3,40	53	0,788	142	6836,8
binnen de flenzen				20	0,75	51	
wrijving in de slappe lagen buiten de flenzen			5,00	25,6	0,788	101	7012,8 = $Q_r^{ber}$
binnen de flenzen				20	0,75	75	

uitgenomen voor de wrijving langs de lengte van de ligger die onder de verbredingsplaat is gelegen. In dit gebied heerst een zeer ingewikkeld spanningsveld, dat de verdeling bepaalt van de belasting opgenomen door de verbredingsplaat en van deze opgenomen door het liggerstuk onder deze plaat. Voor de praktijk heeft het minder belang dat de voorspelling geen juist antwoord betreffende deze verdeling geeft, op voorwaarde dat de voorspelde waarde van de som van de weerstand onder de verbredingsplaat en de wrijving

langs het liggerstuk onder die plaat, voldoende juist is, wat het geval blijkt te zijn.

*Paal III (fig. 4/III) Diepsondering F*

Lengte onder de bovenkant  
van de ophoging

14,50 m

Netto oppervlak van de verbredingsplaat:

$$\omega_{v,netto} = 2730 \text{ cm}^2 \quad (81)$$

**TABEL XI — Voorafgaandelijke voorspelling van het grensdragvermogen van de paal III uit diepsondering F**

zonder plugvorming.

1	2 $q_r$ MN/m <sup>2</sup>	3 $Q_{r,b}$ en $Q_{r,v}$ kN	4 dikte v/d laag L m	5 $f_s$ kN/m <sup>2</sup>	6 $\chi$ omtrek in m	7 $F_s$ kN	8 $\Sigma(Q_{r,b} + Q_{r,v} + F_s)$
Puntweerstand	14,769	398,8	—	—	—	—	398,8
dichtgepakt zand S <sub>1</sub> onder de verbreding	—	—	3,00	129	2,1854	845,7	1244,5
basisweerstand onder de verbredingsplaat	15,75	4300	—	—	—	—	5545,5
boven de verbredingsplaat buiten de flenzen	—	—	3,10	133	0,788	314,9	5915,9
binnen de flenzen				20	0,75	46,5	
leemhoudend zand buiten de flenzen	—	—	3,40	70,9	0,788	190	6156,9
binnen de flenzen				20	0,75	51	
slappe laag buiten de flenzen	—	—	5,00	25	0,788	98,5	6331 = $Q_r^{ber}$
binnen de flenzen				20	0,75	75	

De verbredingsplaat ligt op een diepte van 11,50 m. Ter plaatse van Paal III werd voorafgaandelijk de diepsondering  $F$  uitgevoerd. De onderkende lagen en hun dikte zijn in de kolommen 1 en 4 der Tabel XI aangegeven.

a. Geen plugvorming

Men heeft een analoge gedachtengang en berekening als voor paal II.

– Puntweerstand.

Op 14,50 m diepte geeft diepsondering  $F$

$$C_{k,d} = 19,2 \frac{\text{MN}}{\text{m}^2}$$

waaruit

$$q_{r,b} = \frac{19,2}{1,3} = 14,769 \frac{\text{MN}}{\text{m}^2};$$

$$Q_{r,b} = 14769 \times 0,0270 = 398,8 \text{ kN} \quad (128)$$

– Wrijving in de zandlaag  $S_1$  onder de verbreding

$$C_{k,d,m} = 25,72 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}; \quad f_{s_1} = \frac{2572}{200} = 129 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad (129)$$

$$\chi_s = 2,1854 \text{ m}; \quad L_{S_1} = 3,00 \text{ m}$$

$$F_{S_1} = 129 \times 3,00 \times 2,1854 = 845,7 \text{ kN} \quad (130)$$

– Weerstand onder de verbredingsplaat

$$D_e = 61,95 \text{ cm} \quad (87)$$

De waarden van  $d_g$  voor een paal  $\varnothing 61,95$  cm, berekend met de methode Rijksinstituut voor Grondmechanica uit de  $C_{k,d}$ -waarden in diepsondering  $F$ , zijn in functie van de diepte op figuur 3/F uitgezet.

$$\text{Op } 14,50 \text{ m diepte vindt men } d_g = 18 \frac{\text{MN}}{\text{m}^2} \quad (131)$$

$$\text{Vormfactor } s = 1 : 0,875 \quad (91)$$

$$q_{r,v} = 0,875 \times 18 = 15,75 \frac{\text{MN}}{\text{m}^2} \quad (132)$$

$$Q_{r,v} = 15750 \times 0,2730 = 4300 \text{ kN} \quad (133)$$

– Wrijving boven de verbredingsplaat

– in de zandlaag  $S_1$   $L = 3,10$  m

1) op de buitenzijde van de flenzen

$$C_{k,d,m} = 26,61 \frac{\text{MN}}{\text{m}^2};$$

$$f_{s,bo,S_1}^{\text{bui}} = \frac{26610}{200} = 133 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad (134)$$

$$\chi = 78,8 \text{ cm} \quad (98)$$

$$F_{s,bo,S_1}^{\text{bui}} = 133 \times 3,10 \times 0,788 = 324,9 \text{ kN} \quad (135)$$

2) grond binnen de flenzen

$$f_s^{\text{bi}} = 20 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad (100)$$

$$\chi = 75 \text{ cm} \quad (101)$$

$$F_{s,bo,S_1}^{\text{bi}} = 20 \times 3,10 \times 0,75 = 46,5 \text{ kN} \quad (136)$$

$$F_{s,bo,S_1} = 324,9 + 46,5 = 371,4 \text{ kN} \quad (137)$$

– in het leemhoudend zand  $L = 3,40$  m

1) op de buitenzijde van de flenzen

De diepsondering  $F$  geeft:

$$F_{s,l,CPT} = 37,50 - 11,00 = 26,5 \text{ kN} \quad (138)$$

$$f_{s,l,CPT} = \frac{26,5}{3,40 \times 0,11} = 70,9 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad (139)$$

$$F_{s,bo,l}^{\text{bui}} = 70,9 \times 3,40 \times 0,788 = 190 \text{ kN} \quad (140)$$

2) grond binnen de flenzen

$$f_s^{\text{bi}} = 20 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad (106)$$

$$\chi = 75 \text{ cm} \quad (107)$$

$$F_{s,bo,l}^{\text{bi}} = 20 \times 3,40 \times 0,75 = 51 \text{ kN} \quad (141)$$

$$F_{s,bo,l} = 190 + 51 = 241 \text{ kN} \quad (142)$$

– in de slappe bovenlaag  $L = 5,00$  m

1) op de buitenzijde van de flenzen

$$F_{s,sl,CPT} = 11 \text{ kN} \quad (143)$$

$$f_{s,sl,CPT} = \frac{11}{5,00 \times 0,11} = 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad (144)$$

$$F_{s,bo,sl}^{\text{bui}} = 25 \times 5,00 \times 0,788 = 98,5 \text{ kN} \quad (145)$$

2) grond binnen de flenzen

$$F_{s,bo,sl}^{\text{bi}} = 20 \times 5,00 \times 0,75 = 75 \text{ kN} \quad (146)$$

$$F_{s,bo,sl} = 98,5 + 75 = 173,5 \text{ kN} \quad (147)$$

Alle berekende waarden zijn in de tabel XI verzameld. Men vindt

$$Q_r^{\text{ber}} = 6331 \text{ kN} \quad (148)$$

De vergelijking met de proefondervindelijke waarden van tabel V geeft

$$\frac{Q_r^{\text{ber}}}{Q_r^{\text{conv}}} = \frac{6331}{5400} = 1,17$$

$$\frac{Q_r^{\text{ber}}}{Q_l} = \frac{6331}{4600} = 1,37$$

De berekening geeft derhalve te hoge waarden voor het draagvermogen. De overschatting van het draagvermogen is in hoge mate toe te schrijven aan het feit dat de weerstand onder de verbredingsplaat berekend werd in de veronderstelling dat het eenheidsgrensdraagvermogen onder deze plaat hetzelfde zou zijn, als de waarde geldig voor het geval dat de plaat over een voldoende hoogte zou zijn verlengd door een mantel, die het bestaan van een gat boven de plaat zou voorkomen.

Een dergelijke mantel bestond over een hoogte van 2 m in de paal II. Wegens de grote vrijheidsgraad van de grond onder de plaat zonder mantel, dient een reductiefactor  $\alpha$  te worden ingevoerd op de waarden van  $q_{r,v}$  die uit de diepsonderingen zijn afgeleid voor het geval van palen met een constante dwarsdoorsnede over een voldoende hoogte.

Een bijkomende oorzaak voor het overschatten van het draagvermogen is, dat uit de metingen is gebleken dat zich tijdens het heien doorheen de zandlaag  $S_1$  een partiële plugvorming voordoet.

#### b) Partiele plugvorming en reductie van de eenheidsweerstand onder de verbredingsplaat

Voor de partiële plug worden dezelfde afmetingen aangenomen als voor de paal PI

$$e = \frac{1}{4}a = 4,71 \text{ cm} \quad (67)$$

$$\omega_{\text{plug}} = 572 \text{ cm}^2 \quad (69)$$

$$D_e = 27 \text{ cm} \quad (70)$$

De waarden van  $d_g$  voor  $\varnothing 27$  cm berekend uit de  $C_{k,d}$  waarden van diepsondering F zijn op de figuur III/F in functie van de diepte aangegeven.

Op een diepte van 14,50 m heeft men:

$$d_g = 19,41 \frac{\text{MN}}{\text{m}^2} \quad (149)$$

Aangezien de juiste vorm van de plug niet gekend is wordt veiligheidshalve een vormfactor  $s = 1,3$  ingevoerd. Diensvolgens voor een langgestrekt oppervlak

$$q_{r,b} = \frac{19,41}{1,3} = 14,931 \frac{\text{MN}}{\text{m}^2} \quad (150)$$

$$Q_{r,b} = 14931 \times 0,0572 = 854 \text{ kN} \quad (151)$$

Er wordt aangenomen dat de plug een lengte heeft gelijk aan de afstand tussen onderuiteinde van de paal en de verbredingsplaat (3 m).

Over de lengte van de plug, kan enkel worden gere-

kend op de wrijving over de netto omtrek  $X_{\text{netto}}$  (fig. 20):

$$X_{\text{netto}} = 1,995 \text{ m} \quad (74)$$

– Wrijving in de dichtgepakte zandlaag  $S_1$  onder de verbredingsplaat

$$L = 3,00 \text{ m} \quad f_{s,S_1} = 129 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad (129)$$

$$F_{s,S_1} = 129 \times 3,00 \times 1,995 = 772,5 \text{ kN} \quad (152)$$

– Basisweerstand onder de verbredingsplaat

Netto oppervlak van de verbredingsplaat:

$$\omega_{v,\text{netto}} = 2428 \text{ cm}^2 \quad (123)$$

In de mechanische diepsonderingen met enkelvoudige conus ( $M_4$ ), is de conusweerstand welke in zand wordt geregistreerd wanneer de conus zich in uitgedrukte toestand t.o.v. de sondeerbuisen bevindt (stand b der fig. 21), meestal 10 tot 20% kleiner dan wanneer de conus in beweging wordt gebracht, terwijl hij zich nog in de nabijheid der buizen bevindt (stand a).

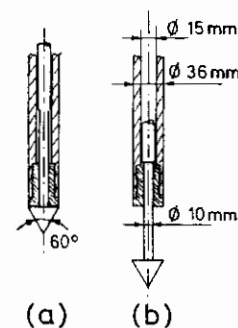


Fig. 21

Deze vermindering houdt verband met het feit dat in de stand b, de grond onder de konus gemakkelijker kan bewegen dan in de stand a.

Om met de grotere beweeglijkheid van de grond in het geval van de verbredingsplaat zonder opstaande mantel rekening te houden, laten we de reductiecoëfficiënt  $\alpha = 1 : 1,20$  invoeren.

$$\text{Men heeft: } q_{r,v} = 15,75 \frac{\text{MN}}{\text{m}^2} \quad (132)$$

waaruit:

$$q'_r = \alpha \cdot q_r = \frac{15,75}{1,2} = 13,125 \frac{\text{MN}}{\text{m}^2} \quad (153)$$

$$Q'_{r,v} = 13125 \times 0,2780 = 3186,8 \text{ kN} \quad (154)$$

— Wrijving boven de verbredingsplaat.

Op dezelfde wijze als voor de berekening uitgevoerd zonder plugvorming, zou men vooreerst kunnen uitgaan van de veronderstelling dat de wrijving op de buitenzijden van de flenzen door de aanwezigheid van de verbredingsplaat niet wordt gereduceerd, en dat de wrijving in de grond tussen de flenzen tot  $20 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$  is teruggebracht. Met dergelijke annamen werd boven de verbredingsplaat een totale wrijving gevonden van (zie formules 137-142 en 147)

$$F_{s,bo} = 371,4 + 241 + 173,5 = 785,9 \text{ kN}$$

De metingen met de rekstrookjes tonen echter aan dat deze wrijving niet groter is dan ongeveer 260 kN.

Uit deze metingen moet worden gekonkludeerd dat de aanwezigheid van de verbredingsplaat, niet voorzien van een opstaande mantel, op grondige wijze ook de wrijving op de buitenvlakken van de flenzen moet reduceren. Wordt aangenomen dat ook op de buitenvlakken de eenheidswrijving wordt beperkt tot  $20 \text{ kN/m}^2$ , zo verkrijgt men:

$$L_{bo} = 3,10 + 3,40 + 5,00 = 11,50 \text{ m};$$

$$X_t = 1,538 \text{ m} \quad (47)$$

$$F_{s,bo} = 20 \times 11,50 \times 1,538 = 353,7 \text{ kN} \quad (155)$$

De resultaten van de berekeningen zijn in de tabel XII samengebracht, en zijn door de lijn A' B' C' D' E' op figuur 17/III voorgesteld.

$$\text{Men vindt } Q_r^{\text{ber}} = 5167 \text{ kN} \quad (156)$$

De vergelijking met de gemeten waarden (tabel V) geeft:

$$\frac{Q_r^{\text{ber}}}{Q_r^{\text{conv}}} = \frac{5167}{5400} = 0,96; \quad \frac{Q_r^{\text{ber}}}{Q_t} = \frac{5167}{4600} = 1,12$$

De berekende lijn A' B' C' D' E' stemt vrij goed met de opgemeten lijn overeen, uitgenomen wat betreft de wrijving over het liggerstuk onder de verbredingsplaat.

Opnieuw kan worden gesteld, dat het wegens het zeer complex spannings- en vervormingsveld onder de verbredingsplaat zeer moeilijk is te voorspellen welk deel van de belasting wordt opgenomen door de plaat, en welk gedeelte door de ligger. Deze onbepaaldheid heeft echter geen praktische gevolgen, wanneer de som van beide invloeden korrekt wordt voorspeld, wat het geval blijkt te zijn.

De vergelijking van de resultaten der palen PII en PIII toont de gunstige invloed van een voldoende lange mantel boven de verbredingsplaat, en wel om volgende redenen:

- 1° hij voorkomt de afname van de eenheidsweerstand onder de verbredingsplaat;
- 2° hij verschaft een substantiële bijkomende mantelwrijving over zijn lengte;
- 3° hij voorkomt de afname van de mantelwrijving op de uitwendige vlakken van de flenzen, op het

**TABEL XII — Nadehandse voorspelling van het grensdragvermogen van de paal III uit diepsondering F. Partiële plugvorming — reductie van het draagvermogen onder de verbredingsplaat zonder opstaande mantel — drastische reductie van de wrijving boven de plaat**

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
	$q_r$	$\alpha$	$q'_r$	$Q_{r,b}$ en $Q_{r,v}$	dikte van de laag L	$f_s$	$X_{\text{ontrek}}$	$F_s$	$\sum(Q_{r,b} + Q_{r,v} + F_s)$
	$\frac{\text{MN}}{\text{m}^2}$		$\frac{\text{MN}}{\text{m}^2}$	kN	m	$\frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$	m	kN	kN
puntweerstand	14,931	-	-	854					854
wrijving in $S_1$ onder de verbreding	-	-	-	-	3,00	129	1,995	771,5	1626,5
weerstand onder de verbredingsplaat	15,75	1:1,20	13,125	3186,8	-	-	-	-	4813,3
wrijving boven de verbredingsplaat	-	-	-	-	11,50	20	1,538	353,7	5167 = $Q_r^{\text{ber}}$



gedeelte van de paal gelegen boven de verbreding.

Paal VI (fig. 4/VI) diepsondering E

lengte onder de bovenkant van de ophoging: 14,20 m

verbredingsplaat  $\omega_v = 80 \times 80 = 6400 \text{ cm}^2$

$$D_e = \sqrt{\frac{4}{\pi} \times 6400} = 90,27 \text{ cm} \quad (157)$$

Ter plaatse van paal P.VI werd voorafgaandelijk de diepsondering E uitgevoerd. De onderkende lagen en hun dikte zijn in de kolommen 1 en 6 der tabel XIII aangegeven.

verbredingsplaat zonder opstaande mantel een reductiecoëfficiënt  $\alpha$  dient te worden ingevoerd; men weet dus van te voren dat minstens dezelfde reductiecoëfficiënt, en wellicht nog een veel grotere voor de paal VI zal moeten worden ingevoerd, aangezien de verbredingsplaat veel breder is en zich ver in alle richtingen buiten de doorsnede van de balk uitstrekt.

Verder heeft de analyse van Paal III aangetoond dat de verbredingsplaat zonder opstaande mantel sterk de mantelwrijving op de balk boven de plaat vermindert. Hetzelfde zal zeker het geval zijn voor paal VI, waarvan de verbredingsplaat zich in alle richtingen buiten de omtrek van de balk uitstrekt.

**TABEL XIII — Nadehandse voorspelling van het grensdragvermogen van de paal VI uit diepsondering E. Partiële plugvorming, reductie van het draagvermogen onder de verbredingsplaat zonder opstaande mantel, drastische reductie van de wrijving boven de plaat**

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
$\alpha = \frac{1}{1,20}$	$q_r$	$\alpha$	$q'_r$	$Q_{r,b}$ en $Q_{r,v}$	dikte van de laag	$f_s$	$X_{\text{omtrek}}$	$F_s$	$\sum (Q_{r,b} + Q_{r,v} + F_s)$
	$\frac{\text{MN}}{\text{m}^2}$		$\frac{\text{MN}}{\text{m}^2}$	kN	m	$\frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$	m	kN	kN
puntweerstand	12,885	-	-	737					737
wrijving in $S_1$ onder de verbreding	-	-	-	-	3,00	115,2	1,995	689,2	1426,8
weerstand onder de verbredingsplaat	13,80	1:1,20	11,5	6698,8	-	-	-	-	8125,6
wrijving boven de verbredingsplaat	-	-	-	-					
zand $S_1$ loshoudend zand slappe laag					2,60 3,00 5,60	20	1,538	344,5	8470,1 = $Q_r$ ber
$\beta = \alpha^2 = 1:1,45$		$\beta$							
puntweerstand				737					737
wrijving onder de plaat								689,8	1426,8
verbredingsplaat	13,80	1:1,45	9,583	5585,2					7011,7
wrijving boven de plaat								344,5	7356,2 = $Q_r$ ber

Alle metingen en ook de vorige analyses hebben aangetoond dat er een partiële plugvorming is, wanneer de paal doorheen de zandlaag  $S_1$  wordt geheid. Om die reden zal voor paal VI onmiddellijk van deze vaststelling worden uitgegaan.

Verder heeft de analyse van paal III aangetoond dat ter bepaling van de eenheidswaarde onder een

a. Berekening met  $\alpha = 1:1,20$

Puntweerstand

Voor de gemiddelde dikte van het materiaal dat aan het stalen profiel blijft kleven, wordt dezelfde waarde als voor de vorige palen aangenomen:

$$e = \frac{1}{4} a = 4,71 \text{ cm} \quad (67)$$

$$\omega_{\text{plug}} = 572 \text{ cm}^2 \quad (69)$$

$$D_e = 27 \text{ cm} \quad (70)$$

De waarden van  $d_g$  voor  $\varnothing 27$  cm berekend uit de  $C_{k,d}$ -waarden van diepsondering  $E$  zijn op de figuur 3E in functie van de diepte aangegeven.

Op de diepte van 14,20 m vindt men:

$$d_g = 16,75 \frac{\text{MN}}{\text{m}^2} \quad (158)$$

Aangezien de juiste vorm van de plug niet gekend is, wordt veiligheidshalve een vormfactor  $s = 1,3$  ingevoerd. Diensvolgens voor een langgestrekt oppervlak:

$$q_{r,\text{plug}} = \frac{16,75}{1,3} = 12,885 \frac{\text{MN}}{\text{m}^2} \quad (159)$$

$$Q_{r,\text{plug}} = 12885 \times 0,0571 = 737 \text{ kN} \quad (160)$$

Wrijving in het dichtgepakte zand  $S_1$  onder de verbredingsplaat:

$$C_{k,d,m} = 23,03 \frac{\text{MN}}{\text{m}^2} \quad (161)$$

$$f_{s,S_1} = \frac{C_{k,d,m}}{200} = \frac{23030}{200} = 115,2 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad (162)$$

$$X = 1,995 \text{ m} \quad (74); \quad L = 3,00 \text{ m}$$

$$F_{s,S_1} = 115,2 \times 3,00 \times 1,995 = 689,8 \text{ kN} \quad (163)$$

Basisweerstand onder de verbredingsplaat:

$$\omega_{v,\text{netto}} = 6400 - 572 = 5828 \text{ cm}^2 \quad (164)$$

$$D_e = 90,27 \text{ cm} \quad (157)$$

De waarden van  $d_g$  voor een paal  $\varnothing 90,27$  m berekend met de methode van het Rijksinstituut voor Grondmechanica uit de  $C_{k,d}$ -waarden van diepsondering  $E$ , zijn in functie van de diepte op figuur 3E uitgezet.

Op 11,20 m diepte vindt men:

$$d_g = 13,80 \text{ MN/m}^2 \quad (165)$$

Aangezien de plaat vierkant is, dient geen vormfactor te worden ingevoerd.

Voert men dezelfde reductiecoëfficiënt  $\alpha$  in als voor paal III  $\alpha = 1 : 1,20$ , zo verkrijgt men:

$$q_{r,v} = \frac{13,80}{1,2} = 11,5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad (166)$$

$$Q_{r,v} = 11.500 \times 0,5828 = 6698,8 \text{ kN} \quad (167)$$

Wrijving boven de verbredingsplaat

$$L = 11,20 \text{ m}; \quad f_s = 20 \text{ kN/m}^2; \quad X_t = 1,538 \text{ m} \quad (47)$$

$$F_{s,bo} = 20 \times 11,20 \times 1,538 = 344,5 \text{ kN} \quad (168)$$

De berekende waarden zijn samengebracht in de tabel XIII, en voorgesteld door de lijn ABCDE van figuur 17/VI.

De vergelijking met de gemeten waarde (tabel V) geeft:

$$\frac{Q_r^{\text{ber}}}{Q_r^{\text{conv}}} = \frac{8470,1}{7500} = 1,13; \quad \frac{Q_r^{\text{ber}}}{Q_l} = \frac{8470,1}{6000} = 1,41$$

b. Berekening met  $\beta = \alpha^2$

De berekening overschat de waarde van het grensdragvermogen. Dit is hoofdzakelijk toe teschrijven aan de overschatting van de grensweerstand onder de verbredingsplaat.

Aangezien de plaat van de paal VI zich wijd uitstrekt in alle richtingen, zal een reductiecoëfficiënt

$$\beta = \alpha^2 = \frac{1}{1,20^2} = \frac{1}{1,44} \quad (169)$$

worden ingevoerd.

Met deze benadering is de enige wijziging t.o.v. de vorige berekening, de weerstand onder de verbredingsplaat.

$$\text{Men heeft } d_g = 13,80 \frac{\text{MN}}{\text{m}^2} \quad (165)$$

waaruit:

$$q_{r,v} = \beta d_g = \alpha^2 d_g = \frac{13,80}{1,44} = 9,583 \frac{\text{MN}}{\text{m}^2} \quad (170)$$

$$Q_{r,v} = 9583 \times 0,5828 = 5585,2 \text{ kN} \quad (171)$$

Men krijgt de gegevens van het 2de deel der tabel XIII. De waarden van de laatste kolom zijn als lijn A'B'C'D'E' op figuur 17/VI gegeven.

$$\text{Men krijgt } Q_r^{\text{ber}} = 7356,2 \text{ kN} \quad (172)$$

Men heeft thans:

$$\frac{Q_r^{\text{ber}}}{Q_r^{\text{conv}}} = \frac{7356,2}{7500} = 0,98; \quad \frac{Q_r^{\text{ber}}}{Q_l} = \frac{7356,2}{6000} = 1,22$$

De lijn A'B'C'D'E' sluit vrij goed aan met de opgemeten lijn onder de laatste belastingstrap, met uitzondering met hetgeen zich afspeelt juist onder de verbredingsplaat.

(wordt voortgezet)

ANNALES  
DES  
TRAVAUX  
PUBLICS  
DE BELGIQUE



IV

TIJDSCHRIFT  
DER  
OPENBARE  
WERKEN  
VAN BELGIË



TABLE DES MATIERES - INHOUDSTAFEL

Sur la force portante des poutres colonnes, par Dr. Ing. R. MAQUOI, Chargé de Cours associé U. Lg. et Ing. J. RONDAL, Chargé de Cours. U. Lg. . . . .	413
<i>Aangaande het draagvermogen van stalen kolomprofielen. (Samenvatting)</i> . . .	442
Directives pour la banque des données routières, par ir. E. VAN NUFFEL, Ingénieur en Chef-Directeur des Ponts et Chaussées . . . . .	443
<i>Richtlijnen voor de gegevensbank der wegen. (Zie Aflevering 2/1982, blz. 157).</i>	
Draagvermogen van stalen liggerpalen, door Dr. ir. E. DE BEER, Prof. em. Rijksuniversiteit te Gent, ir. E. SCHOLTES, Adjunkt ingenieur bij het Departement Technische Bijstand van Trade-Arbed en Dr. ir. R. CARPENTIER, wd. Hoofdingenieur-Directeur bij het Rijksinstituut voor Grondmechanica (3e deel en slot) . . . . .	467
<i>Etude de la capacité portante de pieux-poutrelles. (Résumé) (voir fascicule 3/1982, à la page 241)</i>	
Chroniques — Kronieken . . . . .	495
Communications — Mededelingen . . . . .	499
Bibliographie . . . . .	502

## COMMISSION DIRECTRICE • BESTUURSCOMMISSIE

### Président. • Voorzitter.

M. DE PAEPE, R. .... Secrétaire Général du Ministère des Travaux Publics.  
Secretaris-Generaal van het Ministerie van Openbare Werken.

### Vice-Président. • Onder-Voorzitter.

M. LEFEVRE, P. .... Directeur Général de la Régie et de l'Administration des Bâtiments et des Ponts et Chaussées.  
Directeur-Generaal van de Regie en van het Bestuur der Gebouwen en van Bruggen en Wegen.

### Membres. • Leden.

MM. BURTON, P. .... Directeur Général de L'Administration du Logement.  
Directeur-Generaal van het Bestuur voor de Huisvesting.

CAIGNIE, R. .... Directeur Général de l'Administration des Routes.  
Directeur-Generaal van het Bestuur der Wegen.

CAMPUS, F. .... Professeur à l'Université de Liège.  
Professor aan de Universiteit te Luik.

CASSIMAN, L. .... Inspecteur Général des Ponts et Chaussées.  
Inspecteur-Generaal van Bruggen en Wegen.

CLAEYS, G. .... Inspecteur Général des Ponts et Chaussées.  
Inspecteur-Generaal van Bruggen en Wegen.

DE BEER, E. .... Professeur à l'Université de Gand.  
Professor aan de Universiteit te Gent.

DE JONGHE, A. .... Inspecteur Général des Ponts et Chaussées à l'Administration des Voies hydrauliques.  
Inspecteur-Generaal van Bruggen en Wegen bij het Bestuur der Waterwegen.

(\*) DELANNOY, H. .... Inspecteur Général des Ponts et Chaussées à l'Administration des Routes.  
Inspecteur-Generaal van Bruggen en Wegen bij het Bestuur der Wegen.

(\*) DELMULLE, F. .... Directeur Général; adj. bilingue à l'Administration des Bâtiments.  
Directeur-Generaal; tweetalig adj. bij het Bestuur der Gebouwen.

DEMOEN, J. .... Directeur Général de l'Administration des Voies hydrauliques.  
Directeur-Generaal van het Bestuur der Waterwegen.

(\*) DE RIES, J. .... Directeur Général de l'Administration de l'Electricité et de l'Electromécanique.  
Directeur-Generaal van het Bestuur voor Electriciteit en Electromechanica.

(\*) DOYEN, A. .... Inspecteur Général des Ponts et Chaussées à l'Administration des Routes.  
Inspecteur-Generaal van Bruggen en Wegen bij het Bestuur der Wegen.

DUBOIS, V. .... Inspecteur Général des Ponts et Chaussées.  
Inspecteur-Generaal van Bruggen en Wegen.

FAES, B. .... Inspecteur Général des Ponts et Chaussées; adjoint bilingue.  
Inspecteur-Generaal van Bruggen en Wegen; tweetalig adjunkt.

GEETS, R. .... Inspecteur Général à l'Administration de l'Electricité et de l'Electromécanique.  
Inspecteur-Generaal bij het Bestuur voor Electriciteit en Electromechanica.

HACOURT, E. .... Inspecteur Général des Ponts et Chaussées à l'Administration des Travaux Subsidiés et de la Reconstruction.  
Inspecteur-Generaal van Bruggen en Wegen bij het Bestuur Gesubsidieerde Werken en Wederopbouw.

HENRARD, C. .... Directeur Général de la Soc. Nat. des Chemins de Fer Vicinaux.  
Directeur-Generaal van de Nat. Maatsch. van Buurtspoorwegen.

LAGROU, P. .... Directeur Général de l'Office Central des Fournitures.  
Directeur-Generaal bij het Centraal Bureau voor Benodigheden.

(\*) Membre du Comité de rédaction. — (\*) Lid van het Redaktiekomitee.

# SUR LA FORCE PORTANTE DES POUTRES COLONNES

par

**Dr. Ing. R. MAQUOI**

Chargé de Cours Associé,  
Université de Liège

**Ing. J. RONDAL**

Chargé de Cours,  
Université de Liège

## TABLE DES MATIÈRES

### RÉSUMÉ

### NOTATIONS

### 1. INTRODUCTION

### 2. RAPPELS THÉORIQUES

- 2.1. Equation différentielle de la poutre colonne
  - 2.1.1. Cas  $p(x) = 0$ ;  $M_1 \neq M_2$
  - 2.1.2. Cas  $p(x) = \text{constante}$ ;  $M_1 = M_2 = 0$
  - 2.1.3. Cas  $p(x) = 0$ ;  $M_1 = M_2$
- 2.2. Evaluation simple du coefficient d'équivalence
  - 2.2.1. Cas des poutres à simple courbure
  - 2.2.2. Cas des barres imparfaites
  - 2.2.3. Cas de la sollicitation par moments d'extrémité
  - 2.2.4. Cas des barres à nœuds déplaçables
- 2.3. Règles pratiques pour le coefficient d'équivalence

### 3. FORCE PORTANTE DE LA POUTRE COLONNE

- 3.1. Flexion monoaxiale
  - 3.1.1. Cas fondamental: moment constant
  - 3.1.2. Généralisation au cas de moment variable
  - 3.1.3. Prise en compte du danger de déversement

- 3.1.4. Flambement dans le plan de flexion
  - 3.1.4.1. Cas de chargement proportionnel
  - 3.1.4.2. Cas où  $N$  est donné et  $M_{exk}$  est inconnu
  - 3.1.4.3. Cas où  $M$  est donné et  $N_k$  est inconnu
- 3.1.5. Flambement perpendiculairement au plan de flexion
- 3.1.6. Conditions de plasticité
- 3.1.7. Tableau récapitulatif
- 3.1.8. Exemple d'application
- 3.1.9. Comparaison des formules de poutres colonnes
  - 3.1.9.1. Formule de la CECM
  - 3.1.9.2. Formule d'interaction belgo-américaine
  - 3.1.9.3. Comparaison
- 3.2. Flexion biaxiale
  - 3.2.1. Flambement dans les plans principaux d'inertie
  - 3.2.2. Conditions de plasticité
  - 3.2.3. Autres formules de poutres colonnes
    - 3.2.3.1. Formule d'interaction belgo-américaine
    - 3.2.3.2. Formule de Chen et Atsuta
    - 3.2.3.3. Comparaison
  - 3.3. Validité du calcul en plasticité des poutres colonnes.
- 4. UN PEU D'HISTOIRE EN GUISE DE CONCLUSION.
- BIBLIOGRAPHIE.

## RÉSUMÉ

Dans cette étude, les auteurs présentent des équations de vérification et de calcul de la capacité portante des poutres colonnes en flexion monoaxiale et en flexion biaxiale.

Ces relations permettent un traitement unifié des profils comprimés axialement et des profils sollicités en compression et flexion simultanée.

Après un rappel théorique portant sur l'établissement des coefficients d'équivalence, les différents cas

de poutres colonnes rencontrés dans la pratique sont analysés.

Une comparaison est également établie entre les formules proposées et d'autres formules habituellement présentées dans la littérature.

Enfin, les auteurs discutent de la validité du calcul en plasticité appliqué à la vérification et au calcul de la charge de ruine des poutres colonnes.

## NOTATIONS

$A$	aire de la section transversale de la barre;	$e^*$	imperfection structurale initiale;
$C$	coefficient d'équivalence;	$e_{equ}$	excentricité équivalente;
$E$	module d'élasticité longitudinal ou module de YOUNG;	$f_0$	flèche de flexion primaire;
$H$	effort horizontal sur un étage de cadre;	$f_1$	flèche additionnelle;
$K$	coefficient d'amplification du moment primaire;	$f_y$	limite d'élasticité;
$L$	longueur de la poutre colonne;	$i$	rayon de giration;
$M$	moment de flexion;	$k = \sqrt{N/EI}$	
$M_1, M_2$	moments de flexion ou couples d'extrémités;	$p$	intensité d'une charge transversale répartie;
$M_0$	valeur maximum en travée du moment de flexion primaire;	$v$	déformée transversale;
$M_e$	moment de flexion équivalent;	$x, y, z$	axes de coordonnées;
$M_{ex}^*$	moment de flexion équivalent d'intensité connue, en cas de chargement non proportionnel;	$\alpha = N/N_E$	effort normal relatif;
$M_i$	moment de flexion primaire;	$\alpha_K$	coefficient de la courbe de flambement considérée;
$M_D$	moment ultime de déversement;	$\phi = \pi^2 EI f_0 / M_0 L^2$	élancement;
$M_p$	moment de flexion plastique;	$\lambda$	élancement limite;
$M_r = S f_y$	moment de flexion maximum élastique ou plastique;	$\lambda_r = \pi \sqrt{E/f_y}$	élancement réduit de flambement;
$M_{pr}$	moment de flexion plastique réduit;	$\bar{\lambda} = \lambda / \lambda_r$	élancement réduit de déversement;
$M_{uc}$	moment maximum d'extrémité dans le plan de flexion considéré, en l'absence de toute autre sollicitation;	$\bar{\lambda}_D$	palier de l'élancement réduit de flambement;
$N$	effort normal;	$\lambda_0$	
$N^*$	effort normal d'intensité connue en cas de chargement non proportionnel;	$\psi$	facteur de forme;
$N_E = \pi^2 EI / L^2$	effort normal eulérien de flambement;	$\sigma_D$	contrainte maximum ultime de déversement;
$N_K^o$	effort normal de ruine en compression axiale;	$\sigma_K$	contrainte moyenne de ruine;
$N_r$	effort normal plastique;	$\sigma_{cr D}$	contrainte critique théorique de déversement;
$\bar{N} = N_K / N_r$	effort normal réduit à la ruine;	$\theta$	coefficient de déversement;
$Q$	charge transversale concentrée;	$\chi$	coefficient de réduction du moment de flexion plastique;
$S$	module de flexion généralisé;	$\eta$	paramètre d'imperfection généralisée de la poutre colonne;
$S_r$	module de flexion réduit généralisé;	$\eta^*$	paramètre d'imperfection généralisée de la colonne chargée axialement;
$W$	module de flexion élastique;		
$Z$	module de flexion plastique;		
$b$	largeur de semelle du profil;		
$h$	hauteur du profil;		
$e$	excentricité de l'effort normal;		
$e_1, e_2$	excentricités de l'effort normal aux extrémités de la barre;		

### Indices additionnels

$K$	désigne une valeur ultime (à la ruine);
$x$	relatif à la flexion autour de l'axe $X-X$ ;
$y$	relatif à la flexion autour de l'axe $Y-Y$ ;

### Exposant additionnel

$o$	relatif au flambement de la colonne chargée axialement.
-----	---

## 1. INTRODUCTION

A l'exception de quelques rares éléments (appui pendulaire, bielle, ...), la plupart des membrures d'une structure sont soumises simultanément à un moment de flexion et à une charge axiale de traction ou de compression. Lorsque l'intensité de l'une ou l'autre sollicitation reste relativement faible, son effet peut être négligé et la membrure est alors dimensionnée comme une poutre fléchie, comme une colonne comprimée centriquement ou une barre tendue. Dans beaucoup de cas cependant, on ne peut négliger une sollicitation devant l'autre et le dimensionnement doit tenir compte de l'action simultanée des deux sollicitations. La membrure soumise à compression axiale et à flexion est désignée habituellement sous le nom de *poutre colonne* ou encore de *poutre poteau*; dans un tel élément structural, le danger d'instabilité est accru parce que la flexion engendre une déformée additionnelle qui accroît le bras de levier de l'effort axial de compression.

Il apparaît immédiatement qu'une colonne comprimée centriquement, et donc en danger de flambement pur, ne constitue jamais qu'un cas limite d'une poutre colonne pour laquelle la flexion primaire, c'est-à-dire celle due aux actions extérieures à l'exclusion des phénomènes de second ordre, s'annule. Dès lors, les règles de dimensionnement d'une poutre colonne doivent pouvoir dégénérer en celles d'une colonne comprimée centriquement. On pourrait croire qu'en toute logique, l'étude de la stabilité d'une poutre colonne ait dû précéder celle d'une colonne; il n'en est rien car d'une part, l'approche théorique selon le concept de la barre parfaite était bien plus facile pour la colonne que pour la poutre colonne, et, d'autre part, une solution satisfaisante du comportement réel jusqu'à la ruine n'existe actuellement que pour la colonne comprimée centriquement. Ceci explique sans doute que les règles de dimensionnement prescrites dans les principaux codes, en ce qui concerne les colonnes et les poutres colonnes respectivement, ne témoignent pas de l'existence d'un seul et unique concept de base et ne permettent pas toujours le passage à la limite dont question plus haut.

Rappelons que la stabilité des colonnes comprimées centriquement se trouve résolue de manière très satisfaisante depuis que les travaux théoriques et expérimentaux de la Commission 8 de la Convention Européenne de la Construction Métallique (C.E.C.M.) ont débouché sur l'établissement des courbes européennes de flambement [1, 2, 3, 4, 5] auxquelles diverses améliorations ont encore été apportées récemment [6, 7, 8, 9]. Les dites courbes permettent d'évaluer la capacité portante ultime d'une colonne réelle biarticulée, affectée des imperfections géométriques

et structurales dont tout produit industriel est inévitablement le siège. De manière plus explicite, elles tiennent compte de distributions de contraintes résiduelles, analogues en forme et en intensité à celles mesurées expérimentalement, et d'une flèche initiale de type sinusoïdal d'amplitude égale au millième de la longueur de la colonne. Cette préflèche permet de couvrir en toute sécurité les défauts de l'axe des barres industrielles et les excentricités accidentelles inévitables de la charge que l'on désire centrée. Le cas des barres dont les extrémités ne sont pas articulées est abordé en recourant à la notion de longueur de flambement, qui, bien que très commode, n'en est pas moins un pis aller, car cette notion n'est valable en toute généralité qu'en flambement élastique et, sous certaines conditions de géométrie et/ou de charge, en flambement inélastique.

Une poutre colonne se distinguera d'une colonne, ainsi qu'on le dit plus haut, par l'action non seulement d'un effort axial de compression, mais aussi de moments de flexion primaires, engendrés par des couples d'extrémités de continuité, et/ou par des charges agissant transversalement à l'axe de la barre.

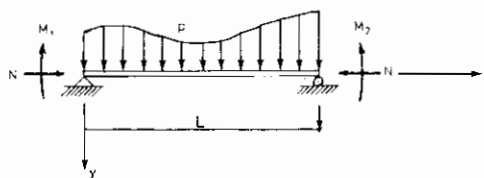


Fig. 1. — Sollicitations d'une poutre colonne.

Pour autant qu'aucun des types de sollicitation ne soit négligeable, il existera donc une interaction entre l'effort normal  $N$  et le moment de flexion primaire  $M$ , que les règles de dimensionnement devront traduire au mieux. Des livres entiers [10, 11] ont été consacrés aux poutres colonnes et il n'est dès lors guère surprenant que diverses approches plus ou moins sophistiquées aient vu le jour, mais toutes ne conviennent pas nécessairement pour la pratique quotidienne. C'est ainsi qu'à côté de formules d'interaction pseudo-linéaires, il en existe d'autres [10] dont la non-linéarité dépend du type de profil, du rapport hauteur/largeur et du niveau de la charge axiale appliquée eu égard à la charge plastique, ... Compte tenu que les formules d'interaction non-linéaires ne sont pas à l'abri de toute critique, qu'elles ne sont pas complètement définies pour tous les types de section et que dans la très grande majorité des cas, elles ne fournissent qu'un mince avantage vis-à-vis des formules pseudo-linéaires, seules ces dernières seront examinées en détail. Ce faisant, nous adoptons une attitude conforme à l'esprit ayant présidé à la



préparation des Recommandations Européennes pour la Construction Métallique [5] et à celle de la récente norme belge sur les charpentes en acier [12].

Le présent article ne vise nullement à faire un état de la question sur la capacité portante des poutres colonnes en faisant une analyse exhaustive des diverses approches et des formulations proposées. D'autres que nous s'y sont attachés et y ont consacré une abondante littérature [10, 11]. Notre ambition, plus modeste mais, nous semble-t-il, plus utilitaire, est d'abord d'explicitier les bases physiques d'un problème aussi complexe que mal connu de beaucoup de praticiens, et ensuite, de présenter sous une forme nouvelle une approche pratique des poutres colonnes, faisant clairement ressortir l'unité de concept avec les colonnes comprimées centriquement.

Les profils considérés dans le présent article sont supposés avoir des parois suffisamment épaisses pour ne pas présenter de danger de voilement local qui, pour les profils à parois minces, vient considérablement compliquer l'étude de la stabilité des poutres colonnes. Ce dernier problème n'a, à ce jour, reçu de solution satisfaisante que pour certains types de profils.

## 2. RAPPELS THÉORIQUES

L'important problème des poutres colonnes ne saurait être abordé sans avoir au préalable rappelé les notions fondamentales qui gouvernent le comportement théorique de tels éléments de structure.

Dans une première étape, on rétablira brièvement l'équation différentielle de la poutre colonne et on discutera de sa solution dans le cas d'une poutre comprimée axialement et sollicitée par des moments d'extrémité, d'une part, et, d'autre part, d'une poutre comprimée axialement et soumise à l'action de charges transversales. On verra ainsi clairement apparaître la distinction entre le *moment de flexion primaire*, ou moment de premier ordre, engendré par l'action des forces extérieures directement appliquées sur la poutre non encore déformée, et le *moment de flexion secondaire* ou moment du second ordre qui naît en raison de l'action de l'effort de compression sur une barre déformée sous l'effet des sollicitations de flexion. On introduira ainsi tout logiquement la notion de *coefficient d'amplification K* qui, multipliant le moment de flexion primaire maximum, fournira le moment de flexion total.

## 2.1. EQUATION DIFFÉRENTIELLE DE LA POUTRE COLONNE

Considérons le cas général de la poutre colonne représentée à la figure 1. Les moments d'extrémité  $M_1$  et  $M_2$  et la charge transversale  $p(x)$  engendrent le moment de flexion primaire  $M_i$  qui est une fonction de  $x$ . Celui-ci produit une déformée  $v(x)$  de la barre, qui donne à son tour naissance à un moment  $Nv$ , dit secondaire parce que dû à un effet du second ordre. Le moment total à l'abscisse  $x$  vaut donc :

$$M(x) = M_i(x) + Nv = -EI \frac{d^2 v(x)}{dx^2} \quad (2.1)$$

pour une section de raideur flexionnelle constante, ou en divisant par  $EI$ :

$$\frac{d^2 v(x)}{dx^2} + \frac{N}{EI} v = -\frac{M_i(x)}{EI} \quad (2.2)$$

Pour les besoins du dimensionnement, l'expression générale du moment  $M(x)$  est plus utile que celle de la déformée  $v(x)$ . Dès lors, en différenciant (2.1.) deux fois, on trouve aisément l'équation différentielle :

$$\frac{d^2 M(x)}{dx^2} + k^2 M(x) = \frac{d^2 M_i(x)}{dx^2}, \quad (2.3)$$

avec :

$$k^2 = \frac{N}{EI} \quad (2.4)$$

La solution s'écrit :

$$M(x) = A \sin kx + B \cos kx + f(x) \quad (2.5)$$

Les deux premiers termes du second membre représentent la solution homogène tandis que le troisième est une solution particulière de l'équation complète.

Lorsque  $M(x)$  est une fonction continue, la valeur maximum de  $M(x)$  est trouvée par dérivation :

$$\frac{dM(x)}{dx} = 0 = Ak \cos kx - Bk \sin kx + \frac{df(x)}{dx} \quad (2.6)$$

Dans la plupart des cas courants, tels les charges concentrées et uniformes, les moments d'extrémité ou des combinaisons des précédents, on peut montrer que :

$$\frac{df(x)}{dx} = 0 \quad (2.7)$$

LEROY, J. ....	Inspecteur Général des Ponts et Chaussées. Inspecteur-Generaal van Bruggen en Wegen.
LEROY, Y. ....	Inspecteur Général des Ponts et Chaussées. Inspecteur-Generaal van Bruggen en Wegen.
LIEGEOIS, M. ....	Inspecteur Général des Ponts et Chaussées à l'Administration des Routes. Inspecteur-Generaal van Bruggen en Wegen bij het Bestuur der Wegen.
LOHEST, P. ....	Inspecteur Général à l'Administration de l'Electricité et de l'Electromécanique. Inspecteur-Generaal bij het Bestuur voor Electriciteit en Electromechanica.
MAHIEU, L. ....	Inspecteur Général des Ponts et Chaussées au Bureau des Ponts. Inspecteur-Generaal van Bruggen en Wegen bij het Bruggenbureau.
MANNAERT, E. ....	Inspecteur Général des Ponts et Chaussées à l'Administration des Routes. Inspecteur-Generaal van Bruggen en Wegen bij het Bestuur der Wegen.
(*) NACHTERGAELE, R. ....	Directeur Général du Bureau des Ponts. Directeur-Generaal van het Bruggenbureau.
QUENON, J. ....	Inspecteur Général des Ponts et Chaussées à l'Administration des Routes. Inspecteur-Generaal van Bruggen en Wegen bij het Bestuur der Wegen.
(*) SARTEEL, F. ....	Inspecteur Général à l'administration de l'Electricité et de l'Electromécanique. Inspecteur-Generaal bij het Bestuur voor Electriciteit en Electromechanica.
(*) SEYVERT, J. ....	Inspecteur Général des Ponts et Chaussées à l'Administration des Voies hydrauliques. Inspecteur-Generaal van Bruggen en Wegen bij het Bestuur der Waterwegen.
SIMOEN, R. ....	Inspecteur Général des Ponts et Chaussées à l'administration des Voies hydrauliques. Inspecteur-Generaal van Bruggen en Wegen bij het Bestuur der Waterwegen.
(*) STERLING, A. ....	Inspecteur Général des Ponts et Chaussées à l'Administration des Voies hydrauliques. Inspecteur-Generaal van Bruggen en Wegen bij het Bestuur der Waterwegen.
STROOBANTS, E. ....	Inspecteur Général des Ponts et Chaussées. Inspecteur-Generaal van Bruggen en Wegen.
(*) THEUNS, J. ....	Inspecteur Général des Ponts et Chaussées à l'Administration des Voies hydrauliques. Inspecteur-Generaal van Bruggen en Wegen bij het Bestuur der Waterwegen.
TIMMERMAN, R. ....	Inspecteur Général; adj. bilingue à l'Administration des Travaux subsidés et de la Reconstruction. Inspecteur-Generaal; tweetalig Adj. bij het Bestuur Gesubsidieerde Werken en Wederopbouw.
VAN BELLINGEN, R. ....	Inspecteur Général des Ponts et Chaussées à l'Administration des Voies hydrauliques. Inspecteur-Generaal van Bruggen en Wegen bij het Bestuur der Waterwegen.
VANHEEL, A. ....	Inspecteur Général des Ponts et Chaussées à l'Administration des Voies hydrauliques. Inspecteur-Generaal van Bruggen en Wegen bij het Bestuur der Waterwegen.
VAN WAMBEKE, A. ....	Professeur à l'Ecole royale militaire. Professor aan de Koninklijke Militaire School.
VERKEYN, A. ....	Inspecteur Général des Ponts et Chaussées; adjoint bilingue. Inspecteur-Generaal van Bruggen en Wegen; tweetalig adjunkt.

**Secrétaire. • Secretaris.**

M. de FAYS, R. ....	Ingénieur en chef-Directeur des Ponts et Chaussées. Hoofdingenieur-Directeur van Bruggen en Wegen.
---------------------	---

**Secrétaire-Adjoint. • Adjunkt-Secretaris.**

M. DE BUCK, J. .... Ingénieur en Chef-Directeur — Fonds des Routes.  
Hoofdingenieur-Directeur — Wegenfonds.

**SECRETARIAT • SECRETARIAAT**

O. DE TAEYE  
Rue Guimard, 9                      Guimardstraat, 9  
1040 Bruxelles                      1040 Brussel

**ABONNEMENTS / ABONNEMENTEN**

Belgique . . . . .	FB 1378	België . . . . .	BF 1378
	(TVA comprise)		(BTW inbegrepen)
Etranger . . . . .	FB 1450	Buitenland . . . . .	BF 1450
	(port compris)		(port inbegrepen)

**Prix du numéro :**

Belgique . . . . .	FB 233
(TVA comprise)	
Etranger . . . . .	FB 250
(port en sus)	

**Prijs per nummer :**

België . . . . .	BF 233
(BTW inbegrepen)	
Buitenland . . . . .	BF 250
(plus verzendingskosten)	

**Tables décennales des matières :**

1891-1905, 1906-1919, 1920-1929, 1930-1939,  
1940-1949, 1950-1959, 1960-1969, 1970-1979.

**Tienjaarlijkse inhoudstafels :**

1891-1905, 1906-1919, 1920-1929, 1930-1939,  
1940-1949, 1950-1959, 1960-1969, 1970-1979.

**TARIF de la PUBLICITÉ / TARIEF van de PUBLICITEIT**

**Binnenwerk Intérieur**

		1 1 p.	1-2 p.	1-4 p.
1 n <sup>o</sup>	FB 9 000	*25 000	6 000	4 000
3 n <sup>os</sup>	24 000	*60 000	16 000	11 000
6 n <sup>os</sup>	36 000	*100 000	27 000	18 000

\* quadrichromie

Demandes à adresser à : / Aanvragen te richten aan :

**CEUTERICK**  
Brusselse straat 153  
B 3000 Leuven

TEL. (016) 22 81 81  
TELEX 25618

Versements au compte n<sup>o</sup>                      Stortingen op rekening nr

736 - 403 20 32 - 97

de sorte qu'on en déduit:

$$\operatorname{tg} kx = \frac{A}{B} \quad (2.8.)$$

d'où:

$$M_{(x)}^{\max} = \sqrt{A^2 + B^2} + f(x). \quad (2.9.)$$

Si (2.7.) n'est pas satisfaite, on doit résoudre (2.6.) et introduire la valeur  $kx$  trouvée dans (2.5.).

Examinons quelques cas particuliers mais fréquents:

### 2.1.1. Cas $p(x) = 0$ ; $M_1 \neq M_2$ ; (fig. 2)

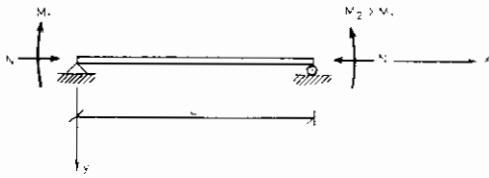


Fig. 2. — Effet de  $N$  et  $M$ .

On a dans ce cas:

$$M_i(x) = M_1 + \frac{M_2 - M_1}{L} x \quad (2.10.)$$

et puisque

$$\frac{d^2 M_i(x)}{dx^2} = 0,$$

(2.3.) se réduit à l'équation homogène. Dès lors,  $f(x) = 0$  et on obtient, en exprimant les conditions aux limites:

$$B = M_1,$$

$$A = \frac{M_2 - M_1 \cos kL}{\sin kL},$$

et dès lors:

$$M_{(x)}^{\max} \equiv K M_2 = \sqrt{\frac{1 - 2(M_1/M_2) \cos kL + (M_1/M_2)^2}{\sin^2 kL}} M_2 \quad (2.11.)$$

### 2.1.2. Cas $p(x) = \text{constante} = p$ ; (fig. 3)

$$M_1 = M_2 = 0$$

Le moment primaire  $M_i$  vaut:

$$M_i = \frac{px(L-x)}{2} \quad (2.12.)$$

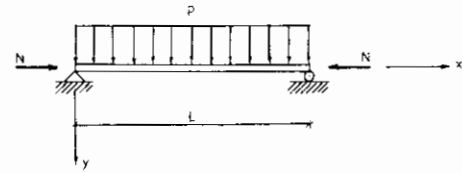


Fig. 3. — Effet de  $N$  et  $p$ .

Puisque:

$$\frac{d^2 M_i}{dx^2} = -p$$

on a:

$$f(x) = -\frac{p}{k^2},$$

d'où:

$$M(x) = A \sin kx + B \cos kx - \frac{p}{k^2} \quad (2.13.)$$

Les conditions d'annulation du moment  $M(x)$  aux extrémités  $x = 0$  et  $x = L$ , conduisent à:

$$B = \frac{p}{k^2},$$

$$A = \frac{p}{k^2} \left( \frac{1 - \cos kL}{\sin kL} \right)$$

d'où finalement:

$$M_{(x)}^{\max} = \frac{p}{k^2} \left( \sec \frac{kL}{2} - 1 \right) = \frac{pL^2}{8} \frac{8}{(kL)^2} \left( \sec \frac{kL}{2} - 1 \right) \quad (2.14.)$$

En désignant par  $M_0$  la valeur maximum du moment primaire donné par (2.12.), il est clair que:

$$M_{(x)}^{\max} \equiv K M_0 = M_0 \frac{8}{(kL)^2} \left( \sec \frac{kL}{2} - 1 \right), \quad (2.15.)$$

### 2.1.3. Cas $p(x) = 0$ ; $M_1 = M_2 = M$

Le moment primaire sollicitant la poutre est constant et est désigné par  $M = M_0$ . Dès lors, l'équation (2.11.) se réduit à:

$$M_{(x)}^{\max} \equiv K M_0 = M_0 \sec \frac{kL}{2} \quad (2.16.)$$

Le cas d'un moment fléchissant constant sur toute la longueur d'une poutre colonne est caractérisé par une compression constante le long d'une semelle en-

tière et constitue la sollicitation la plus sévère pour un tel élément structural. Il serait donc toujours sécuritaire de multiplier par  $\sec kL/2$  le moment primaire maximum dû à une charge quelconque; une telle attitude se révèle cependant être exagérément sécuritaire dans la plupart des cas. C'est pourquoi, l'évaluation du coefficient d'amplification est de préférence menée à partir d'une approche simple et satisfaisante pour une majorité des cas rencontrés couramment en pratique.

## 2.2. EVALUATION SIMPLE DU COEFFICIENT D'ÉQUIVALENCE

### 2.2.1. Cas des poutres à simple courbure

Considérons une poutre colonne soumise à une charge transversale  $p(x)$  engendrant une flèche d'amplitude  $f_0$  à mi-portée (fig. 4).

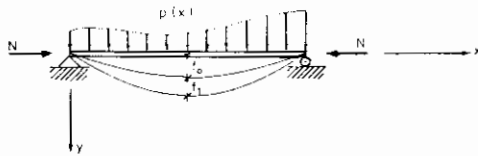


Fig. 4. — Déformée d'une poutre colonne.

Le moment secondaire peut être supposé varier sinusoidalement, ce qui est à peu près correct pour les poutres articulées à leurs extrémités dont le moment primaire et la flèche sont maxima à mi-portée.

La flèche additionnelle  $f_1$  à mi-portée due au moment de flexion secondaire, est égale au moment statique par rapport à une extrémité du diagramme des  $M/EI$  compris entre cette extrémité et la mi-portée (fig. 5).

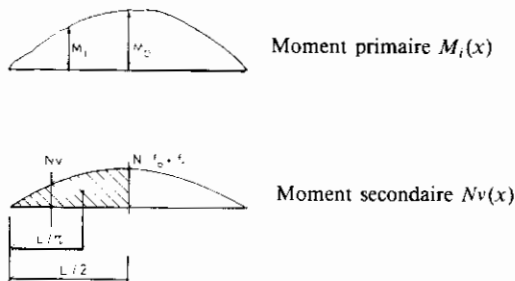


Fig. 5. — Moment primaire et moment secondaire.

Dès lors, on a :

$$f_1 = \frac{N}{EI} (f_1 + f_0) \frac{L}{2} \frac{2}{\pi} \frac{L}{\pi}$$

$$= (f_1 + f_0) \frac{NL^2}{\pi^2 EI}, \quad (2.17.)$$

ou encore :

$$f_1 = (f_1 + f_0) \frac{N}{N_E} \quad (2.18.)$$

en désignant par  $N_E$  la charge eulérienne de flambement :

$$N_E = \frac{\pi^2 EI}{L^2}. \quad (2.19.)$$

En résolvant (2.18.) par rapport à  $f_1$ , on obtient :

$$f_1 = f_0 \frac{N/N_E}{1 - N/N_E} = f_0 \frac{\alpha}{1 - \alpha}, \quad (2.20.)$$

avec l'effort normal relatif :

$$\alpha = \frac{N}{N_E} \quad (2.21.)$$

Puisque la flèche maximum  $v_{\max}$  est donnée par  $(f_0 + f_1)$ , il en résulte que :

$$v_{\max} = f_0 \frac{1}{1 - \alpha}, \quad (2.22.)$$

et que le moment maximum vaut :

$$M_{(x)}^{\max} = M_0 + Nv_{\max}, \quad (2.23.)$$

En remplaçant dans (2.23.)  $v_{\max}$  par sa valeur (2.22.) et tenant compte de (2.21.) et (2.19.), on peut écrire :

$$M_{(x)}^{\max} \equiv K M_0 = \frac{C}{1 - \alpha} M_0 \quad (2.24.)$$

où  $C$ , coefficient d'équivalence, est donné par :

$$C = 1 + \left( \frac{\pi^2 EI f_0}{M_0 L^2} - 1 \right) \alpha$$

$$= 1 + \phi \alpha. \quad (2.25.)$$

### 2.2.2. Cas des barres imparfaites

Deux types classiques d'imperfections sont généralement considérés dans la littérature : la barre à courbure initiale, d'une part, et la barre présentant des excentricités accidentelles des charges, d'autre part.

Pour le premier type, si on considère une courbure initiale de type sinusoidal dont l'amplitude atteint  $f_0$  dans la section médiane, l'équation (2.20.) reste valable et le moment maximum vaut :

$$M_{(x)}^{\max} = N f_0 + N f_0 \frac{\alpha}{1 - \alpha}, \quad (2.26.)$$

ou encore

$$M_{(x)}^{\max} \equiv K_1 M_0 = \frac{1}{1-\alpha} M_0 \quad (2.27.)$$

Par contre, si la colonne est sollicitée par des charges présentant une excentricité accidentelle  $e_0$ , supposée identique aux deux extrémités, l'équation (2.16.) donne :

$$M_{(x)}^{\max} \equiv K_2 M_0 = M_0 \sec \frac{kL}{2}$$

A moments primaires égaux ( $e_0 = f_0$ ), on peut donc comparer les coefficients d'amplifications  $K_1$  et  $K_2$  dus aux deux types d'imperfections. La figure 6 montre que les résultats obtenus sont très voisins dans le domaine d'utilisation courante du rapport  $N/N_E$  et justifie dès lors l'adoption de la courbure initiale comme imperfection géométrique générale.

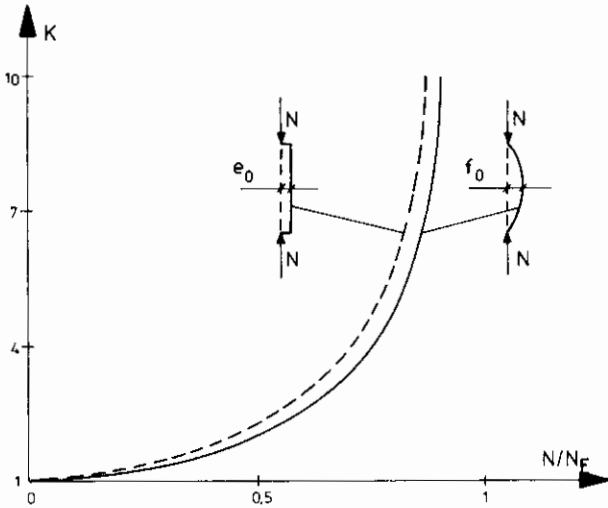


Fig. 6. — Valeurs des coefficients d'amplification  $K_1$  et  $K_2$  en fonction de  $\alpha$ .

### 2.2.3. Cas de la sollicitation par moments d'extrémité

Pour ce cas, on a vu que le moment maximum théorique est donné par (2.11.). Le moment maximum peut être (fig. 7) soit le plus grand moment d'extrémité  $M_2$ , soit le moment amplifié donné par (2.11.), qui apparaît en diverses sections le long de la membrure, selon la valeur du rapport  $M_1/M_2$  entre les moments d'extrémité et la valeur de  $\alpha$  puisque  $kL = \pi \sqrt{\alpha}$ . En toute rigueur, on devrait donc rechercher la position exacte de la section où se produit le moment maximum; on évite cette détermination en définissant la notion de *moment de flexion équivalent*, admis agir avec une égale intensité sur toute la longueur de l'élément (fig. 8). Ainsi, lorsqu'on exami-

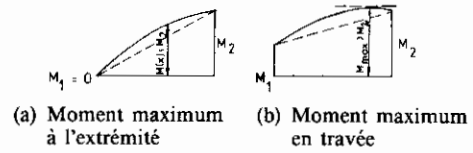


Fig. 7. — Moment de flexion pour poutres colonnes sollicitées par des moments d'extrémité.

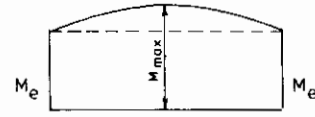


Fig. 8. — Moment équivalent.

ne une poutre colonne en une section différente d'une extrémité, l'utilisation de la notion de moment équivalent suppose que  $M_{(x)}^{\max}$  se produit à mi-portée.

Pour définir le moment équivalent  $M_e$ , on identifie la valeur de  $M_{(x)}^{\max}$  obtenue en (2.16.) pour le cas de moments d'extrémité égaux  $M_0 = M_e$  à celle donnée par (2.11.). Il vient alors :

$$M_e = M_2 \sqrt{\frac{1 - 2(M_1/M_2) \cos kL + (M_1/M_2)^2}{2(1 - \cos kL)}}$$

Le coefficient d'équivalence vaut donc :

$$C = \frac{M_e}{M_2} = \sqrt{\frac{1 - 2(M_1/M_2) \cos kL + (M_1/M_2)^2}{2(1 - \cos kL)}} \quad (2.28.)$$

En utilisant l'approche consistant à comparer le coefficient d'amplification exact à sa valeur approchée donnée par  $C/(1-\alpha)$  dans (2.24.), on peut montrer que pour un moment uniforme, le coefficient d'amplification vaut :

$$\sec \frac{kL}{2} = \frac{1}{1-\alpha} \quad (2.29.)$$

et en substituant le moment équivalent  $M_e$  à la valeur des moments d'extrémité, on a :

$$M_{(x)}^{\max} = M_e \frac{1}{1-\alpha} \quad (2.30.)$$

ce qui, comparé à (2.24.), peut s'écrire :

$$M_{(x)}^{\max} = C M_2 \frac{1}{1-\alpha} \quad (2.31.)$$

Une telle expression ne prend pas le déversement en considération mais couvre les cas de double courbure lorsque  $M_1/M_2$  varie de  $-0,5$  à  $-1$ . La ruine

réelle de poutres présentant une double courbure de flexion avec un rapport des moments  $M_1/M_2$  compris entre  $-0,5$  et  $-1$  se produit généralement par «déroutement» depuis la forme à double courbure vers la forme à simple courbure, selon un mode de flambement assez brutal, ainsi que Ketter notamment l'a montré [13].

Comme un simple examen de (2.28.) le révèle, le coefficient d'équivalence  $C$  dépend du facteur  $k$  défini en (2.4.), ou ce qui revient au même du coefficient  $\alpha$ . Par souci de simplification et en vue d'une utilisation pratique, divers auteurs, parmi lesquels Massonnet [14], Horne [15], Austin [16], Djalaly [17] et Salvadori [18], ont proposé des expressions simples ne dépendant que du seul rapport des moments  $M_1/M_2$ . Deux parmi celles-ci retiendront l'attention. L'une, due à Massonnet et Campus [19], est d'application dans la norme belge :

$$C = \sqrt{0,3 + 0,4 \frac{M_1}{M_2} + 0,3 \left( \frac{M_1}{M_2} \right)^2} \quad (2.32.)$$

L'autre établie par Austin [16], qui présente l'avantage d'être linéaire,

$$C = 0,6 + 0,4 \frac{M_1}{M_2} \leq 0,4 \quad (2.33.)$$

est utilisée dans les Recommandations de la C.E.C.M. [5].

Les deux expressions sont finalement peu différentes et il est pratiquement indifférent d'en choisir l'une ou l'autre.

Le diagramme de la figure 9 montre les courbes correspondant aux deux formules précitées en regard de celles représentatives de la relation (2.28.), tracées pour différentes valeurs de  $\alpha$ . Ces courbes sont arrêtées lorsque le moment amplifié devient inférieur au moment d'extrémité. On remarquera que la relation

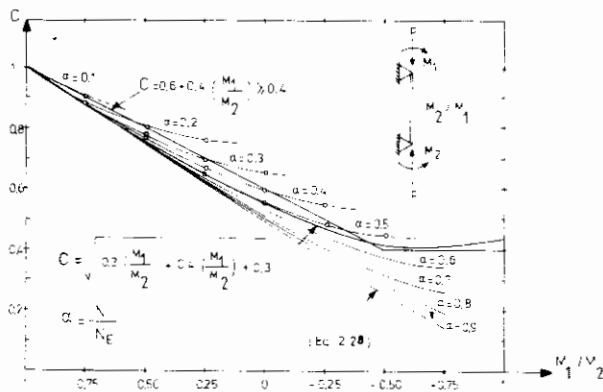


Fig. 9. — Coefficient d'amplification.

de Austin est assez proche de la limite supérieure des valeurs de  $C$  pour un rapport donné  $M_1/M_2$  et constitue une approximation réaliste et simple.

Très récemment, de nouvelles propositions ont été publiées par Ballio et Campanini [20], mais elles ne paraissent pas devoir apporter une amélioration notable aux formules précédentes.

#### 2.2.4. Cas des barres à nœuds déplaçables

Jusqu'à présent, bien que cela n'ait pas été dit explicitement, on n'a pas considéré le cas de la colonne appartenant à une ossature à nœuds déplaçables et subissant ainsi une translation différentielle à ses extrémités.

Examinons maintenant le cas concret de la figure 10. Quel que soit le degré de restrainte exercé sur les extrémités de la membrure, la déformée et dès lors le moment secondaire peuvent être assimilés à une courbe sinusoïdale de sorte que l'expression (2.25.) reste d'application ici à condition d'y substituer  $2L$  à  $L$ .

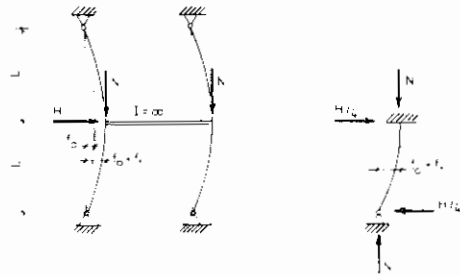


Fig. 10. — Barres à nœuds déplaçables.

Il vient alors, pour le coefficient d'équivalence :

$$C = 1 + \left( \frac{\pi^2 EI f_0}{4 M_0 L^2} - 1 \right) \alpha. \quad (2.34.)$$

La flèche  $f_0$  peut être évaluée par :

$$f_0 = \frac{H}{2} \frac{L^3}{6EI} \quad (2.35.)$$

tandis que le moment  $M_0$  vaut :

$$M_0 = \frac{H}{4} L \quad (2.36.)$$

En substituant (2.35.) et (2.36.) dans (2.34.), on obtient l'expression suivante du coefficient d'équivalence :

$$C = 1 + \left( \frac{\pi^2}{12} - 1 \right) \alpha$$

$$= 1 - 0,18 \alpha \quad (2.37.)$$

Le règlement américain de l'AISC et la norme belge recommandent la valeur moyenne :

$$C = 0,85$$

qui paraît devoir être quelque peu insécuritaire puisqu'elle correspond à une valeur de  $\alpha = 0,85$ .

### 2.3. RÈGLES PRATIQUES POUR LE COEFFICIENT D'ÉQUIVALENCE

Pour un calcul de dimensionnement ou de vérification, on ne peut imaginer de devoir procéder dans chaque cas à un calcul parfois fastidieux du coefficient d'équivalence. C'est pourquoi celui-ci se trouve généralement consigné dans les normes sous forme de tableaux de valeurs arrondies mais sécuritaires, déter-

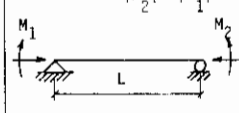
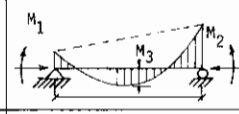

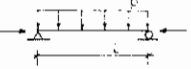
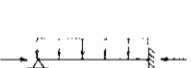


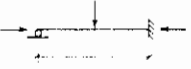

Classe	Conditions d'appui et de charge	$C = \frac{M_e}{M_{\max}}$	Valeur $M_{\max}$ à considérer	Valeur pratique de C
A	$ M_2  >  M_1 $ 	$\sqrt{\frac{1 - 2 \frac{M_1}{M_2} \cos kL + (\frac{M_1}{M_2})^2}{2(1 - \cos kL)}}$	$M_2$	$\sqrt{0,3 + 0,4 \frac{M_1}{M_2} + 0,3(\frac{M_1}{M_2})^2}$ ou $\frac{M_1}{M_2} \pm 0,4$
B	$ M_2  >  M_1 $ 	$1 + \phi \alpha$	$M_3$	voir figure 12
C	$ M_2  >  M_1 $ 	$1 - 0,18 \alpha$	$M_2$	0,85

Fig. 11. — Coefficient d'équivalence.

Fig. 12. — Valeurs de  $\phi$  et C.

Sollicitation	$M_0$ (*)	$f_0$	$c$	C	$\alpha_{\text{recomm}}$	$C_{\text{recomm}}$	Commentaire
	$\frac{pL^2}{8}$	$\frac{5}{384} \frac{pL^4}{EI}$	0,028	$1 + 0,028 \alpha$	0	1	
	$\frac{9}{128} pL^2$	$\frac{pL^4}{185EI}$ $(\frac{pL^4}{192EI})$	- 0,241 (- 0,269)	$1 - 0,241 \alpha$ ( $1 - 0,269 \alpha$ )	- 0,3	$1 - 0,3 \alpha$	$f_0^{\max}$ en $x = 0,422l$ $f_c$ en $x=0,5l$
	$\frac{pL^2}{24}$	$\frac{pL^4}{384EI}$	- 0,383	$1 - 0,383 \alpha$	- 0,4	$1 - 0,4 \alpha$	
	$\frac{QL}{2}$	$\frac{QL^3}{48EI}$	- 0,178	$1 - 0,178 \alpha$	- 0,2	$1 - 0,2 \alpha$	
	$\frac{50L}{32}$	$\frac{QL^3}{48 \cdot 5 EI}$ $(\frac{7}{768} \frac{QL^3}{768EI})$	- 0,411 (- 0,424)	$1 - 0,411 \alpha$ ( $1 - 0,424 \alpha$ )	- 0,4	$1 - 0,4 \alpha$	$f_0^{\max}$ en $x = 0,447l$ $f_0$ en $x=0,5l$
	$\frac{QL}{8}$	$\frac{QL^3}{192EI}$	- 0,589	$1 - 0,589 \alpha$	- 0,6	$1 - 0,6 \alpha$	

(\*)  $M_0$  est chaque fois le moment maximum en travée.



minées sur base de la démarche entreprise au par. 2.2.

La classification des barres comprimées et fléchies dépend d'une part, de la mobilité de leurs nœuds, transversalement à l'axe de l'élément de structure considéré, et, d'autre part, de la présence éventuelle de charges transversales à cet axe, agissant entre les extrémités de la barre en question. On aura ainsi à distinguer les barres à nœuds non déplaçables sollicitées ou non par des charges transversales et les barres dont les déplacements transversaux ne sont pas empêchés.

En l'absence de charges transversales entre les points d'appui d'une barre comprimée et fléchie, le moment maximum apparaît toujours à l'une des extrémités et c'est cette valeur qui se trouve donc multipliée par le coefficient d'équivalence  $C$  pour déterminer le moment équivalent. Lorsqu'une charge transversale agit sur la barre, on a déjà signalé que le moment maximum se produit soit à une extrémité, soit en travée; il s'agit dès lors de multiplier le moment correspondant par  $C$  pour obtenir le moment équivalent cherché.

On aboutit ainsi aux trois catégories de la figure 11. La classe A est d'application pour les portiques contreventés sans charges transversales entre les appuis. La classe B concerne les mêmes portiques contreventés avec charges transversales entre les supports, tandis que la classe C est relative aux portiques non contreventés.

La figure 11 fournit pour ces diverses classes la valeur obtenue lors de l'évaluation simple du coefficient d'équivalence  $C$ , la valeur à considérer pour  $M_{\max}$  et enfin les valeurs pratiques recommandées dans la norme belge et/ou les recommandations C.E.C.M. pour le facteur  $C$ . Pour la classe B, on renvoie notamment à la figure 12 où l'on donne les valeurs de  $\phi$  et  $C$  calculées à partir de (2.25.) et celles finalement préconisées dans les codes précités; on remarquera que lorsque la flèche maximum ne se produit pas dans la section de moment maximum, le fait de considérer la flèche à mi-portée conduit à des résultats qui sont couverts avec sécurité par les valeurs recommandées de  $\phi$  et  $C$ .

### 3. FORCE PORTANTE DE LA POUTRE COLONNE

L'action simultanée sur une poutre colonne, d'une part, d'efforts de compression et d'autre part, d'efforts de flexion, engendre un danger d'instabilité de cet élément structural, qui, en toute généralité, peut être gouverné par le voilement local des parois cons-

tituant la section transversale, le flambement et le déversement.

On se bornera à l'étude des sections symétriques compactes pour lesquelles le centre de gravité coïncide avec le centre de torsion et la plastification des parois précède leur voilement local. Il restera donc à se préoccuper des influences préjudiciables du flambement et du déversement sur la capacité portante de la poutre colonne. A cet effet, on étudiera d'abord la flexion monoaxiale du cas élémentaire: la poutre colonne soumise à des moments fléchissants d'extrémité égaux et de même sens, et entretoisée de manière que le déversement ne puisse se produire. On examinera ensuite la manière de traiter le cas de moments fléchissants variables le long de la poutre colonne et enfin, on explicitera la prise en compte du déversement pour les profils non contreventés.

On verra que la force portante d'une poutre colonne dépend non seulement de la stabilité de celle-ci dans ses deux plans principaux d'inertie mais est aussi gouvernée par la plastification à l'extrémité la plus chargée.

#### 3.1. FLEXION MONOAXIALE

La poutre colonne est sollicitée, outre l'effort axial de compression, par un moment de flexion autour de l'un des axes principaux d'inertie de la section.

##### 3.1.1. Cas fondamental: moment constant

La colonne industrielle est soumise à un effort axial  $N$  de compression et à des moments fléchissants  $M$ , égaux et de même sens, à ses extrémités (fig. 13.a.).

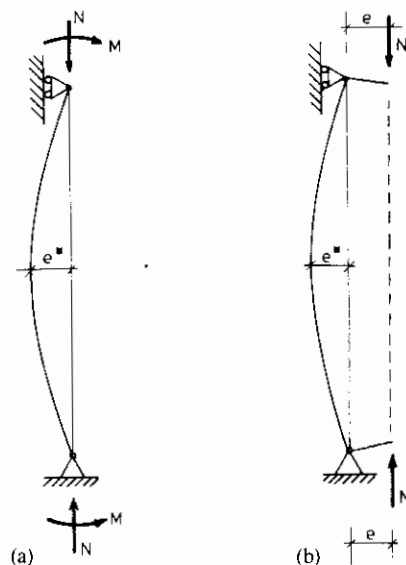


Fig. 13. — Cas fondamental de la poutre colonne.

Elle présente une imperfection structurale initiale d'amplitude  $e^*$ , couvrant à la fois l'imperfection géométrique et les contraintes résiduelles dont toute pièce industrielle est affectée. En outre, le danger de déversement est provisoirement exclu.

Si l'on admet le *critère de ruine élastique*, la ruine est atteinte lorsque la contrainte dans la fibre la plus sollicitée atteint la limite élastique  $f_y$ . On peut alors écrire en se fondant sur la formule de flexion composée et en tenant compte des coefficients d'amplification respectifs établis en (2.16.) et (2.27.):

$$\frac{N_K}{A} + \frac{N_K e^*}{(1-\alpha)W} + \frac{M_K}{W} \sec \frac{\pi}{2} \sqrt{\alpha} = f_y \quad (3.1.a.)$$

où  $M_K$  et  $N_K$  sont les valeurs de  $M$  et  $N$ , dont l'action simultanée engendre la ruine au sens du critère précité. Par souci de simplification, on peut, ainsi qu'on l'a justifié au paragraphe 2.2.2., assimiler  $\sec \pi/2 \sqrt{\alpha}$  à  $(1-\alpha)^{-1}$ , sans que l'erreur commise soit appréciable. Dès lors, l'équation (3.1.a.) s'écrit en termes d'efforts non dimensionnels:

$$\frac{N_K}{N_r} + \frac{N_K e^* + M_K}{N_r} \cdot \frac{A}{W} \cdot \frac{1}{1-\alpha} = 1 \quad (3.1.b.)$$

où  $N_r = A f_y$  désigne l'effort normal plastique.

Lorsqu'on utilise le calcul plastique, on substitue à l'occurrence de la limite élastique dans la fibre la plus sollicitée, la formation de rotule(s) plastique(s). Il est généralement admis que la généralisation de (3.1.b.) au *critère de ruine plastique* s'opère en y remplaçant le module de flexion élastique  $W$  par le module de flexion plastique  $Z$ ; on obtient dès lors:

$$\frac{N_K}{N_r} + \frac{N_K e^* + M_K}{N_r} \cdot \frac{A}{Z} \cdot \frac{1}{1-\alpha} = 1 \quad (3.1.c.)$$

A l'instar de ce qui fut fait lors de l'établissement des courbes européennes de flambement, introduisons les notations non dimensionnelles suivantes:

$$\text{effort normal réduit: } \bar{N} = \frac{\sigma_K}{f_y} = \frac{N_K}{N_r} \quad (3.2.a.)$$

$$\text{élancement réduit: } \bar{\lambda} = \frac{\lambda}{\lambda_r} \quad (3.2.b.)$$

$$\text{avec: } \lambda = L/i \quad (3.2.c.)$$

$$\lambda_r = \pi \sqrt{E/f_y} \quad (3.2.d.)$$

Désignons, en outre par  $S$  le module de flexion généralisé, soit:

$$\text{en calcul élastique: } S = W \quad (3.3.a.)$$

$$\text{en calcul plastique: } S = Z \quad (3.3.b.)$$

Compte tenu de (2.21.) et (3.2.), on obtient alors l'équation de ruine généralisée:

$$\bar{N} + \frac{\bar{N} e^* + (M_K/N_r) \frac{A}{S}}{1 - \bar{N} \lambda^2} = 1 \quad (3.4.)$$

Si l'on admet que les sollicitations  $M$  et  $N$  restent dans un rapport constant, le chargement est dit proportionnel (\*). On peut dès lors écrire:

$$e = \frac{M}{N} = \frac{M_K}{N_K} \quad (3.5.)$$

et le problème se ramène à la sollicitation de la figure 13.b. La relation (3.4.) devient dans cette hypothèse:

$$\bar{N} + \frac{\bar{N}(e^* + e) \frac{A}{S}}{1 - \bar{N} \lambda^2} = 1 \quad (3.6.)$$

### 3.1.2. Généralisation au cas de moment variable

Lorsque la poutre colonne se trouve soumise à des moments fléchissants  $M_1$  et  $M_2$  d'intensités différentes et/ou à des charges transversales, on utilise la notion de moment équivalent développée au chapitre 2. On a vu que l'effet du moment équivalent, constant sur toute la longueur de la poutre colonne, est assimilable, avec une précision suffisante, à celui du diagramme réel variable du moment fléchissant. On sait que:

$$M_e = C M_{\max} \quad (3.7.)$$

où les valeurs de  $M_{\max}$  et  $C$  sont données aux figures 11 et 12.

D'une manière similaire, il est licite de substituer au moment fléchissant une excentricité de l'effort axial de compression et on définit une *excentricité équivalente*:

$$e_{\text{equ}} = \frac{M_e}{N} = \frac{C M_{\max}}{N} = C e_{\max} \quad (3.8.)$$

Il faut cependant remarquer qu'en définissant l'excentricité  $e_{\max}$  à partir du moment fléchissant  $M_{\max}$ , elle ne correspond pas, dans le cas particulier de charges agissant transversalement à la barre, à la section où la flèche est effectivement maximale. Cette anomalie ne porte cependant pas à conséquence. Il est en effet facile de montrer que l'excentricité  $e_{\max}$  et la flèche maximale sont très peu différentes, l'écart étant

(\*) Le cas de chargement non proportionnel est examiné plus loin. (paragraphe 3.1.4.2. et 3.1.4.3.)

largement couvert par l'arrondi des valeurs  $\phi$  et  $C$  recommandées (cfr. fig. 12), qui, à cet égard, présentent toute sécurité.

En toute généralité, la valeur à la ruine  $M_K$  et l'excentricité  $e$  intervenant dans les relations (3.4.) et (3.6.) doivent être remplacées respectivement par la valeur  $M_{eK}$  du moment équivalent à la ruine et l'excentricité équivalente  $e_{equ}$ .

### 3.1.3. Prise en compte du danger de déversement

La conjonction, dans une poutre colonne, d'un effort de compression axial et de moments fléchissants engendre un danger de flambement par torsion, un phénomène d'instabilité très proche du déversement d'une poutre fléchie. Ce danger est d'autant plus grand que la raideur torsionnelle de la section transversale est faible; il affecte donc particulièrement les sections en double té. La grande similitude entre le flambement par torsion d'une poutre colonne et le déversement d'une poutre fléchie permet de tenir compte de cette forme supplémentaire d'instabilité en introduisant un *coefficient de déversement*  $\theta$ .

L'état de ruine d'une poutre fléchie autour de son axe fort peut être atteint par déversement, sous un moment ultime de déversement  $M_D$  inférieur au moment plastique  $M_p = f_y Z$ . On conçoit donc aisément que le moment de flexion primaire  $M$  sollicitant une poutre doive rester au plus égal à  $M_D$  et non à  $M_p$ . Définissons le coefficient de déversement  $\theta$  tel que:

$$\theta = \frac{M_p}{M_D} = \psi \frac{f_y}{\sigma_D} \leq 1 \quad (3.9.)$$

où  $\psi$  est le facteur de forme de la section pour la flexion autour de l'axe fort et  $\sigma_D$  la contrainte maximum ultime de déversement.

On constate donc qu'il revient au même d'imposer que le moment de flexion majoré  $\theta M$  soit au plus égal à  $M_p$ , ou que la contrainte engendrée par le moment  $M$  calculée avec un module de flexion minoré  $S/\theta$  soit au plus égale à  $f_y$ . Il faut toutefois remarquer qu'il ne saurait y avoir déversement que si la flexion s'exerce autour de l'axe fort; ainsi le *coefficient*  $\theta$  ne peut affecter que le terme de flexion primaire autour de l'axe fort.

Par ailleurs, à l'instar des courbes européennes de flambement pour lesquelles il n'y a aucune réduction de la capacité portante (égale à la charge d'écoulement plastique) pour un domaine limité d'élanement ( $\bar{\lambda} \leq 0,2$ ), les Recommandations Européennes dé-

finissent un domaine limité d'élanement de déversement:

$$\bar{\lambda}_D = \sqrt{\frac{\psi f_y}{\sigma_{cr D}}} \leq 0,4 \quad (3.10.)$$

pour lequel, on peut poser  $\theta = 1$ . Dans (3.10.),  $\sigma_{cr D}$  représente la contrainte critique théorique de déversement, calculée par l'une des méthodes de la théorie de la stabilité élastique [21, 22, 23].

Les Recommandations Européennes [5] suggèrent de calculer le coefficient de déversement  $\theta$  par la relation:

$$\theta = (1 + \bar{\lambda}_D^{2n})^{1/n} \quad (3.11.)$$

avec  $n = 2,5$ . L'unique valeur du facteur  $n$  est cependant assez controversée car elle ne permet pas de distinguer d'une part les divers procédés d'élaboration des profils, qui se différencient notamment par l'importance des contraintes résiduelles qu'ils engendrent, et d'autre part, les proportions des dits profils [24].

La norme belge NBN 51-001 utilise une voie détournée consistant à définir un élanement équivalent de déversement, analogue à (3.10.) mais en posant  $\psi = 1$ , et à utiliser, avec l'élanement ainsi calculé, la courbe européenne de flambement relative au profil flambant autour de son axe faible. Cette démarche conduit à pénaliser la capacité portante dans une même mesure qu'on le fait pour le flambement; la réduction ainsi opérée est un peu excessive car l'imperfection initiale et les contraintes résiduelles jouent un rôle moins préjudiciable vis-à-vis du déversement que du flambement.

En conséquence, pour conserver toute leur généralité aux relations (3.4.) et (3.6.), il faudrait substituer  $\theta M_{eK}$  à  $M_K$  et  $\theta e_{equ}$  à  $e$  respectivement, étant entendu que  $\theta$  doit répondre aux desiderata suivants:

- $\theta \geq 1$ ;
- $\theta$  n'affecte que le moment de flexion autour de l'axe fort ou l'excentricité selon l'axe faible;
- $\theta = 1$  pour  $\bar{\lambda}_D \leq 0,4$  selon [5].

### 3.1.4. Flambement dans le plan de flexion

Admettons que le plan de flexion soit désigné par  $Y-Y$ ; ce qui signifie que l'axe de flexion est  $X-X$  (\*).

(\*) Cette notation est tout à fait générale. Elle ne signifie nullement que  $X-X$  soit l'axe fort d'inertie de la section.

Moyennant les aménagements à apporter aux relations (3.4.) et (3.6.) en raison des considérations développées sous les titres 3.1.2. et 3.1.3., l'équation caractéristique gouvernant la ruine d'une poutre colonne s'écrit désormais :

$$\bar{N} + \frac{\bar{N}e_x^* + (\theta M_{ex} K/N_r) \frac{A}{S_x}}{1 - \bar{N}\bar{\lambda}_x^2} = 1 \quad (3.12.)$$

et en cas de chargement proportionnel :

$$\bar{N} + \frac{\bar{N}(e_x^* + \theta e_{equ, x}) \frac{A}{S_x}}{1 - \bar{N}\bar{\lambda}_x^2} = 1 \quad (3.13.a.)$$

Il est possible d'en rechercher la solution explicite mais le facteur qui constitue l'inconnue du problème dépend des conditions imposées sur les divers types de sollicitation.

Comme on l'a déjà signalé, lorsque le chargement est proportionnel, l'effort normal  $N$  et le moment fléchissant primaire équivalent  $M_{ex}$  sont dans un rapport constant. Cette propriété permet de ramener les deux variables  $M_{ex}$  et  $N$ , à une seule qui est l'effort normal  $N$ . Le cas du chargement proportionnel est assurément le plus important parce qu'il correspond aux prescriptions de la plupart des normes et codes et que, par ailleurs, il est aussi à la base du calcul plastique simple des constructions en acier.

Il n'en reste pas moins que dans certaines applications particulières, il est utile de se départir du caractère proportionnel du chargement. Les cas les plus intéressants sont ceux où l'un des éléments de réduction, soit  $N$ , soit  $M_{ex}$ , est donné tandis que l'autre peut croître jusqu'à ce que sous l'action combinée des deux types de sollicitation, l'état limite de la poutre colonne soit atteint.

On examine ci-après les trois éventualités évoquées plus haut.

#### 3.1.4.1. Cas du chargement proportionnel

Dans ce cas, l'équation caractéristique (3.13.a.) peut être mise sous la forme non dimensionnelle d'Ayrton-Perry [8, 9] :

$$(1 - \bar{N})(1 - \bar{N}\bar{\lambda}_x^2) = \eta_x^* \bar{N} \quad (3.13.b.)$$

où l'imperfection généralisée relative  $\eta^*$  vaut ici :

$$\eta_x^* = (e_x^* + \theta e_{equ, x}) \frac{A}{S_x} \quad (3.14.)$$

L'excentricité équivalente est uniquement déterminée par le couple de valeurs  $M_{ex}$  et  $N$ ; il n'en est pas de même de l'excentricité  $e_x^*$  qui, rappelons-le une fois encore, couvre l'imperfection géométrique cons-

tructive de la barre et les contraintes résiduelles dont l'effet sur la capacité portante se trouve ainsi converti en une imperfection géométrique additionnelle équivalente. Les auteurs ont montré ailleurs [7-9] que le facteur d'imperfection généralisée relatif à la colonne chargée axialement, à savoir :

$$\eta_x = e_x^* \frac{A}{S_x} \quad (3.15.a.)$$

peut être évalué à partir de :

$$\eta_x = \alpha_K (\bar{\lambda}_x - \bar{\lambda}_0) \quad (3.15.b.)$$

où  $\bar{\lambda}_0$ , longueur du palier des courbes européennes de flambement, vaut 0,2 pour l'acier.

Le coefficient  $\alpha_K$ , fonction de la courbe de flambement à laquelle on doit se référer, est donné au tableau de la figure 14 pour l'acier.

CECM - Acier		$\bar{\lambda}_0 = 0,2$			
Courbe	a <sub>0</sub>	a	b	c	d
$\alpha_K$	0,125	0,206	0,339	0,489	0,756

Fig. 14. — Valeur du coefficient  $\alpha_K$  pour l'acier.

L'équation (3.13.b.) est du second degré en l'inconnue non dimensionnelle  $\bar{N}$ . Il est donc possible d'en trouver la solution explicite :

$$\bar{N} = \frac{1 + \eta_x^* + \bar{\lambda}_x^2}{2 \bar{\lambda}_x^2} - \frac{1}{2 \bar{\lambda}_x^2} \sqrt{(1 + \eta_x^* + \bar{\lambda}_x^2)^2 - 4 \bar{\lambda}_x^2} \geq 1 \quad (3.16.)$$

qui est la seule racine ayant un sens physique, puisque  $\bar{N}$  doit rester inférieur à 1 pour des raisons évidentes. Cette solution est formellement identique à l'expression des courbes analytiques de flambement des pièces comprimées axialement telles qu'elles ont été développées par les auteurs [7-9] et adoptées officiellement par le Comité Technique 8 — Stabilité de la C.E.C.M. La seule différence réside dans le fait que l'imperfection généralisée non dimensionnelle  $\eta_x$  d'une pièce comprimée axialement ne prend en compte que la flèche initiale et les contraintes résiduelles de la colonne industrielle, tandis que celle  $\eta_x^*$  relative à la poutre colonne se voit affectée en outre de l'excentricité équivalente à l'ensemble des sollicitations extérieures autres que la charge de compression axiale.

Les valeurs  $N_K$  et  $M_{exK}$  de l'effort normal et du moment fléchissant équivalent dont l'action conjointe engendre la ruine, au sens du critère défini au paragraphe 3.1., sont données par :

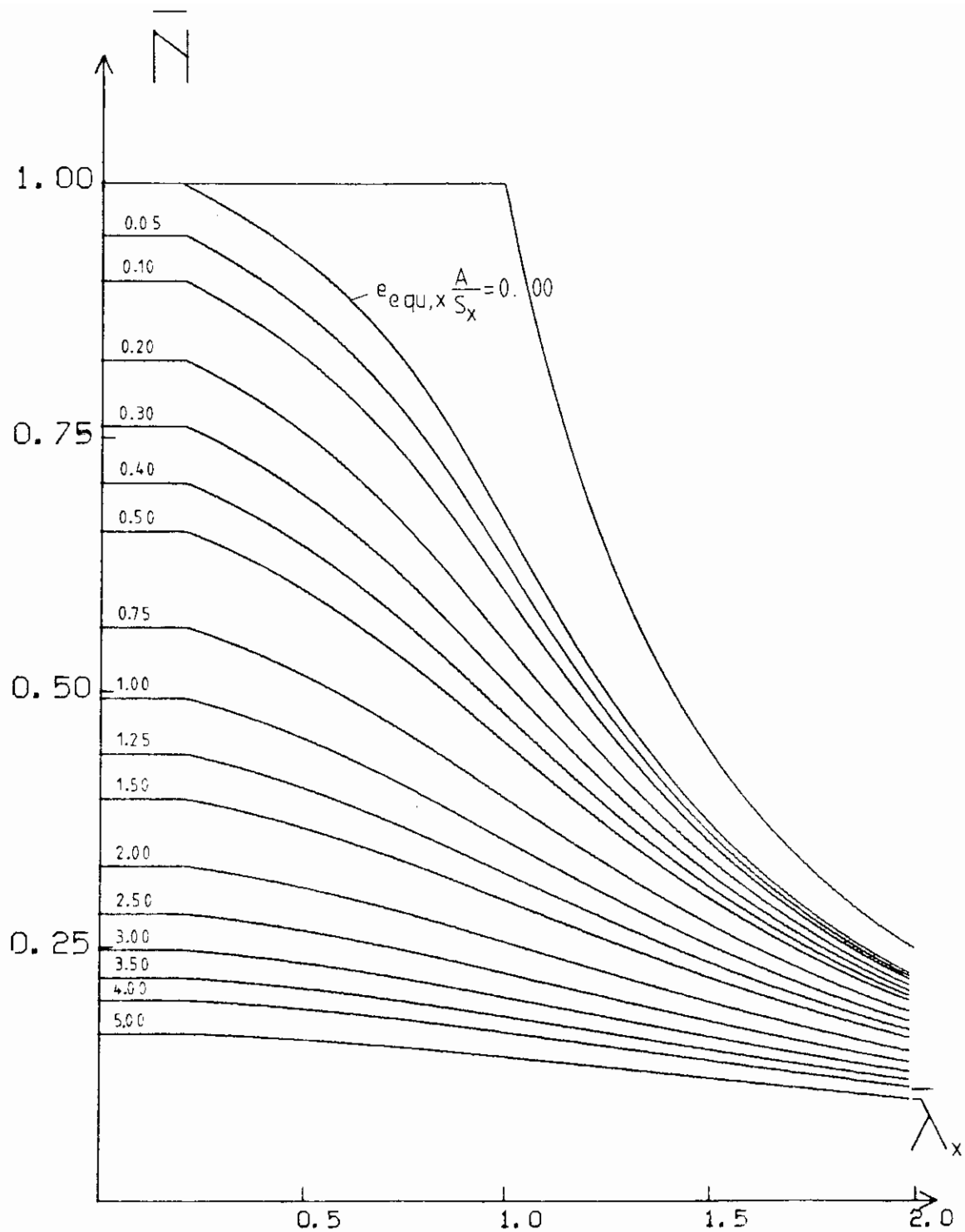


Fig. 15. — Courbe «a» de flambement des poutres colonnes.

$$N_K = \bar{N} N_r = \bar{N} A f_y \quad (3.17.)$$

$$M_{exK} = N_K \cdot e_{equ,x} \quad (3.18.)$$

La présentation tout à fait originale du problème de la poutre colonne, telle qu'elle est faite ci-dessus, a, selon les auteurs, l'avantage de l'unicité puisque désormais rien ne distingue formellement la colonne

comprimée axialement de la poutre colonne. Cette unicité peut apparaître d'autant plus logique, si l'on considère, comme cela avait été rappelé dans l'introduction, qu'il n'y a en réalité que des poutres colonnes, ou, en d'autres termes, que la colonne comprimée axialement n'est qu'un cas particulier de poutre colonne. La vérité commande cependant de rappeler

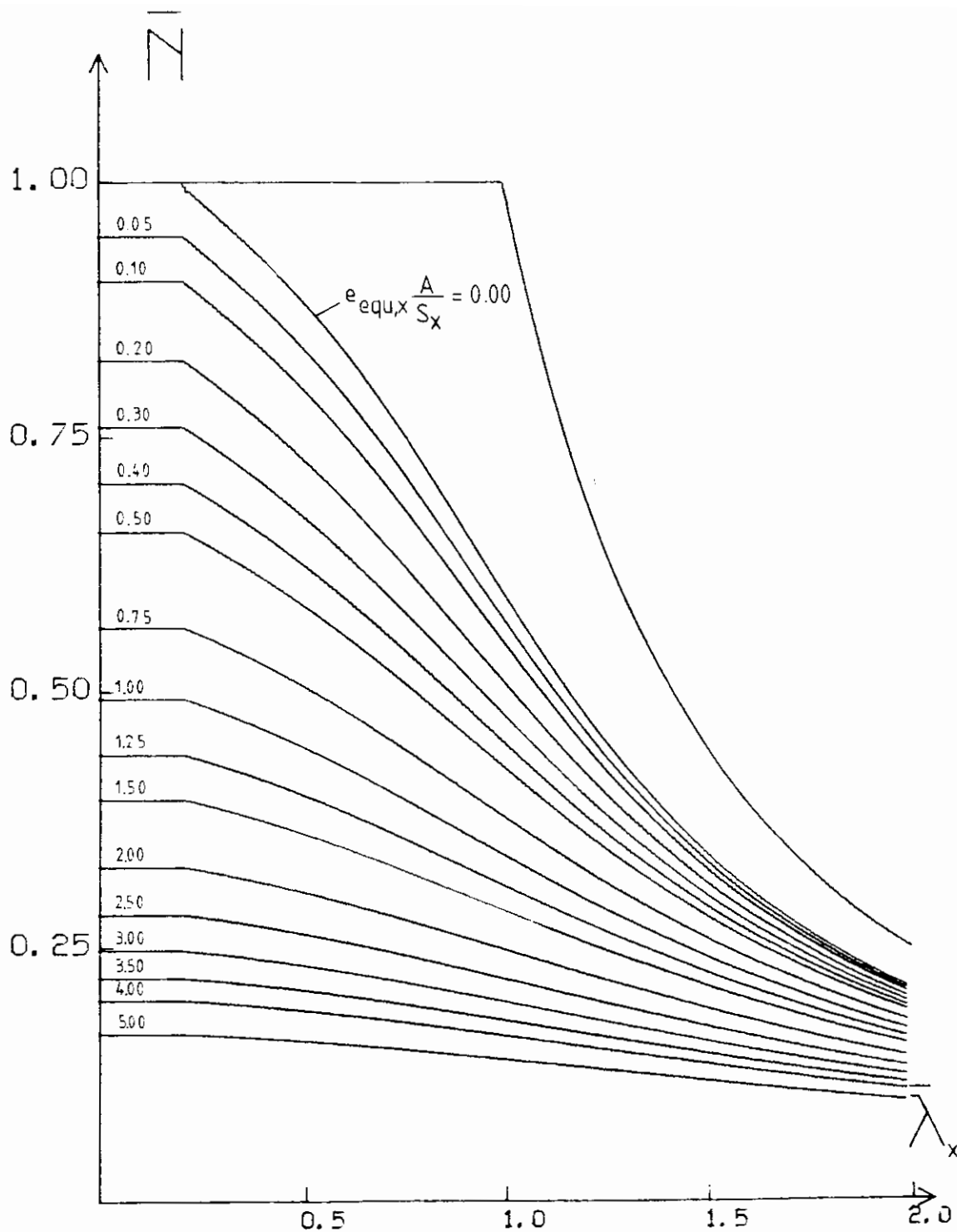


Fig. 16. — Courbe «b» de flambement des poutres colonnes.

que, chronologiquement, c'est la démarche inverse qui a été entreprise: les Recommandations Européennes présentent les deux types de problèmes distinctement et séparément et l'unicité, dont il est question plus haut, n'a paradoxalement pas encore emporté une adhésion totale et sans réserve.

Deux types d'objections principales à la formulation originale sont souvent faites. Elles concernent d'une part le fait de transformer un problème de flexion en un problème de compression et d'autre part, celui de ne pouvoir couvrir le cas d'un chargement non proportionnel puisque l'ensemble des solli-

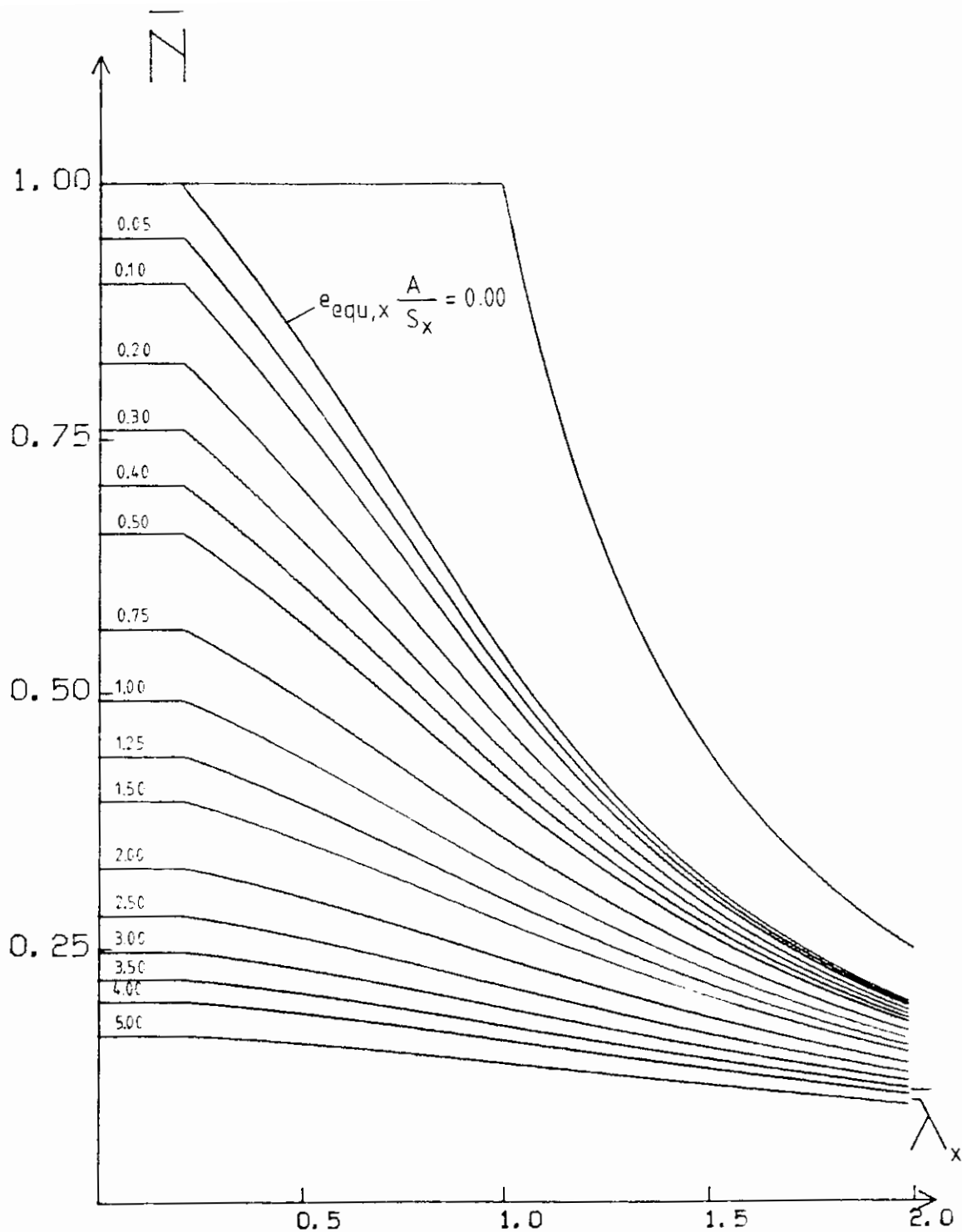


Fig. 17. — Courbe «c» de flambement des poutres colonnes.

citations est ramené à un effort normal excentré. Ces objections ne sont nullement fondées car elles résultent davantage d'un manque de discernement que d'une critique justifiée; les auteurs jugent cependant utile de les réfuter.

Il est exact que l'effet des sollicitations directes de flexion, à savoir les moments d'extrémité et la charge

transversale, se trouve reconverti en une excentricité additionnelle, appelée excentricité équivalente, de l'effort de compression. Cette démarche n'est pas moins inhabituelle que celle consistant, lors de l'étude de la flexion composée, à considérer une section soumise aux éléments de réduction  $M$ ,  $N$ ,  $T$  comme sollicitée, outre l'effort tranchant  $T$ , par le seul effort

normal excentré de  $e = M/N$ , ce qui permet par exemple de juger directement, sans calcul préalable des contraintes, si la résultante agit ou non, à l'intérieur du noyau central.

Quant à l'autre objection, concernant le caractère non proportionnel des sollicitations, il est vrai que l'expression (3.16.) ne peut plus être utilisée directement puisqu'elle constitue la solution de l'équation (3.12.), écrite après avoir postulé  $M_{ex}/N = e_{equ, x}$ . Il n'en reste pas moins qu'en reprenant le problème au niveau de l'équation (3.12.), le cas de chargement non proportionnel peut être résolu directement ainsi qu'on le montre aux paragraphes suivants.

Les figures 15, 16 et 17 donnent une représentation graphique de l'équation (3.16.) pour des profils répendant, respectivement, aux courbes « a, b et c » de flambement. Ces figures montrent clairement la perte de portance entraînée par la présence du moment de flexion.

### 3.1.4.2. Cas où $N$ est donné et $M_{exK}$ est inconnu

La poutre colonne est soumise à un effort normal  $N^*$  d'intensité connue non nulle et le problème consiste à trouver l'intensité  $M_{exK}$  du moment fléchissant primaire équivalent, correspondant à une distribution de forme connue des sollicitations de flexion, susceptible d'amener la ruine de la poutre colonne. En d'autres termes, il s'agit de tirer la valeur  $M_{exK}$  de l'équation (3.12.), dans laquelle  $N_K = N^*$ . Par rapport au cas examiné au paragraphe 3.1.4.1., la différence réside dans la nature de l'inconnue.

La solution de (3.12.) devient donc ici:

$$M_{xK} = M_{exK} = \frac{M_{xr}}{\theta} [(1 - \bar{N})(1 - \bar{N}\bar{\lambda}_x^2) - \bar{N}\alpha_K(\bar{\lambda}_x - \bar{\lambda}_0)] \quad (3.19.)$$

où:

$$M_{xr} = \frac{N_r}{A} S_x = f_y S_x \quad (3.20.)$$

est le moment plastique ou élastique selon le mode de dimensionnement choisi.

Dans le cas particulier où  $N^* = 0$ , pour lequel le problème de stabilité de la poutre colonne se réduit à celui de la résistance en flexion de la barre industrielle, on obtient:

$$M_{xK} = M_{exK} = M_{xr}$$

### 3.1.4.3. Cas où $M_x$ est donné et $N_K$ est inconnu

La poutre colonne est soumise à des sollicitations de flexion telles que le moment primaire de flexion équivalent  $M_{ex} = M_{ex}^*$  est connu. Le problème consiste à déterminer l'intensité de l'effort axial  $N_K$  dont l'effet conjugué à celui de la flexion conduirait à la ruine de l'élément.

Pour traiter ce cas, il faut écrire l'équation générale (3.12.) sous la forme:

$$(1 - \bar{N})(1 - \bar{N}\bar{\lambda}_x^2) = \eta_x \bar{N} + \frac{M_{ex}^* A}{N_r S_x} \quad (3.21.)$$

dont la solution  $\bar{N}$  s'écrit cette fois:

$$\bar{N} = \frac{1 + \eta_x + \bar{\lambda}_x^2}{2\bar{\lambda}_x^2} - \frac{1}{2\bar{\lambda}_x^2} \sqrt{(1 + \eta_x + \bar{\lambda}_x^2)^2 - 4\bar{\lambda}_x^2 \left(1 - \frac{M_{ex}^* A}{N_r S_x}\right)} \quad (3.22.)$$

Dans le cas particulier où  $M_{ex}^* = 0$ , pour lequel le problème de stabilité de la poutre colonne se ramène à celui du flambement d'une colonne industrielle comprimée axialement, on obtient la relation bien connue [8, 9]:

$$\bar{N} = \frac{1 + \eta_x + \bar{\lambda}_x^2}{2\bar{\lambda}_x^2} - \frac{1}{2\bar{\lambda}_x^2} \sqrt{(1 + \eta_x + \bar{\lambda}_x^2)^2 - 4\bar{\lambda}_x^2} \quad (3.23.)$$

L'effort normal  $N_K$  engendrant la ruine conjointement à l'action du moment  $M_{ex}^*$ , s'écrit donc:

$$N_K = \bar{N} N_r = \bar{N} A f_y \quad (3.17.)$$

### 3.1.5. Flambement perpendiculairement au plan de flexion

Il n'est nullement impératif qu'une poutre colonne périsse par flambement autour d'un axe de flexion qui est celui autour duquel elle est sollicitée sous l'action des moments fléchissants primaires ou des charges transversales auxquels elle se trouve soumise. En d'autres termes, il ne suffit pas de garantir la stabilité au flambement dans le plan de flexion sous l'action combinée de l'effort normal et des sollicitations de flexion: il faut en outre s'assurer de la stabilité de la poutre colonne dans le plan perpendiculaire au plan de flexion, le comportement de la poutre colonne s'identifiant alors au flambement d'une colonne.



Pour obtenir l'équation caractéristique pour le flambement perpendiculairement au plan de flexion  $Y-Y$ , il suffit de reprendre l'équation caractéristique (3.12.) et d'y annuler le terme de flexion primaire. On trouve ainsi, le flambement se faisant autour de l'axe  $Y-Y$ , l'équation de ruine suivante:

$$\bar{N} + \frac{\bar{N} e_y^*}{1 - \bar{N} \lambda_y^2} \frac{A}{S_y} = 1 \quad (3.24.)$$

d'où, compte tenu de (3.15.):

$$(1 - \bar{N})(1 - \bar{N} \lambda_y^2) = \eta_y \bar{N} \bar{N} \quad (3.25.a)$$

$$\text{où } \eta_y = \alpha_K (\bar{\lambda}_y - \bar{\lambda}_0) \quad (3.25.b)$$

dont la solution est:

$$\bar{N} = \frac{1 + \eta_y + \lambda_y^2}{2 \lambda_y^2} - \frac{1}{2 \lambda_y^2} \sqrt{(1 + \eta_y + \lambda_y^2)^2 - 4 \lambda_y^2} \quad (3.26.)$$

Il est évident que la solution  $\bar{N}$  de (3.24.) (donnée par (3.26.)) n'est pas identique à celle de (3.12.) puisque à chacune de ces deux conditions de stabilité, correspond une charge de ruine  $N_K$  spécifique. Sa valeur peut aussi être trouvée à partir des tableaux numériques des courbes européennes de flambement.

### 3.1.6. Conditions de plasticité

Les diverses relations établies aux paragraphes 3.1.4. et 3.1.5. ne concernent que le flambement de la poutre colonne, respectivement dans le plan de flexion et dans le plan perpendiculaire à celui-ci. En d'autres termes, elles permettent de s'assurer de la stabilité de la dite poutre colonne. On sait cependant que les conditions de stabilité ne seront déterminantes lors d'un dimensionnement ou d'une vérification que si l'état limite qui leur est associé n'est pas précédé d'un état limite de résistance conditionné par une plastification partielle ou totale de la section la plus sollicitée.

Un simple examen des équations générales de stabilité (3.12.) et (3.24.) montre que ce ne sera en aucun cas une section courante qui sera dangereuse vis-à-vis de la plastification mais la section d'extrémité où le moment fléchissant est le plus grand en valeur absolue. La condition de plastification diffère selon que la doctrine de calcul adoptée est élastique ou plastique. En calcul élastique, la contrainte maximum dans la fibre la plus sollicitée sera bornée à la limite élastique tandis qu'en calcul plastique, le moment fléchissant maximum en valeur absolue ne peut excéder le moment plastique associé, éventuellement réduit en raison de l'interaction  $M-N$  en plasticité.

Puisque le moment  $M_2$  a été adopté conventionnellement comme représentatif du moment fléchissant maximum en valeur absolue, la condition *en calcul élastique* s'écrit à l'état limite:

$$\frac{N}{A} + \frac{M_2}{W_x} = f_y. \quad (3.27.a)$$

ou en termes non dimensionnels:

$$\bar{N} + \frac{M_2}{M_{xr}} = 1. \quad (3.27.b)$$

Par contre, *en calcul plastique*, on doit remplacer  $M_2/M_{xr}$  par:

$$\frac{M_2}{M_{pr}} \equiv \frac{M_2}{\chi M_p} \leq 1 \quad (3.28.)$$

où  $M_{pr}$  est le moment de flexion plastique réduit de la section, pour le sens de flexion considéré, donné en fonction du plein moment plastique  $M_p = f_y Z$  par les relations suivantes pour les profils  $H$  et  $I$  [5, 25]:

Profil	Flexion autour de l'axe fort		Flexion autour de l'axe faible	
	$\chi = M_{pr}/M_p =$	si $N/N_r =$	$\chi = M_{pr}/M_p =$	si $N/N_r =$
HE	1	$\leq 0,10$	1	$\leq 0,20$
	$1,11 (1 - \frac{N}{N_r})$	$> 0,10$	$1 - 1,56 (\frac{N}{N_r} - 0,20)^2$	$> 0,20$
IPL	1	$\leq 0,18$	1	$\leq 0,36$
	$1,22 (1 - \frac{N}{N_r})$	$> 0,18$	$1 - 2,44 (\frac{N}{N_r} - 0,36)^2$	$> 0,36$

Fig. 18. — Moment plastique réduit pour les profils  $H$  et  $I$ .

Pour les profils tubulaires, le moment plastique réduit est donné par les relations suivantes [26]:



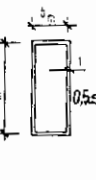
Profil	$\chi = M_{pr}/M_p =$	si $N/N_r =$
	1	$\leq 0,15$
	$1 - (\frac{N}{N_r})^{1,7}$	$> 0,15$
	1	$\leq 0,15$
	$1 - (\frac{N}{N_r})^{1,5}$	$> 0,15$
	1	$\leq 0,15$
	$1 - (\frac{N}{N_r})^2$	$> 0,15$
	$1 - (\frac{N}{N_r})^{1,5}$	$> 0,15$
	$1 - (\frac{N}{N_r})^{1,2}$	$> 0,15$

Fig. 19. — Moment plastique réduit pour les profils tubulaires.

Flexion monoaxiale	Vérification d'un profil	Capacité portante d'un profil	
		Chargement proportionnel	
Flambement dans le plan de flexion	$\frac{N}{N_r} + \frac{N e_x^2 + M}{N_r S_x} \frac{1}{1 - \alpha_x} < 1$	N donné	$N_1 = \frac{1 + n_x + \bar{\lambda}_x^2}{2 \bar{\lambda}_x^2} - \frac{1}{2 \bar{\lambda}_x^2} \sqrt{(1 + n_x + \bar{\lambda}_x^2)^2 - 4 \bar{\lambda}_x^2}$
		M donné M inconnu	$M_{exK} = \frac{M_{xr}}{\theta} (1 - \bar{N}) (1 - \bar{N} \bar{\lambda}_x^2) - N \alpha_x (\bar{\lambda}_x - \bar{\lambda}_0)$
Flambement dans le plan perpendiculaire au plan de flexion	$\frac{N}{N_r} + \frac{N e_y^2 + M}{N_r S_y} \frac{1}{1 - \alpha_y} < 1$	N donné N inconnu	$N_1 = \frac{1 + n_y + \bar{\lambda}_y^2}{2 \bar{\lambda}_y^2} - \frac{1}{2 \bar{\lambda}_y^2} \sqrt{(1 + n_y + \bar{\lambda}_y^2)^2 - 4 \bar{\lambda}_y^2 (1 - \frac{M_{yr}}{N_r S_x})}$
			$N_2 = \frac{1 + n_y + \bar{\lambda}_y^2}{2 \bar{\lambda}_y^2} - \frac{1}{2 \bar{\lambda}_y^2} \sqrt{(1 + n_y + \bar{\lambda}_y^2)^2 - 4 \bar{\lambda}_y^2}$
Plastification à l'extrémité la plus sollicitée	$\frac{N}{N_r} + \frac{M_2}{N_r} \frac{A}{S_{xr}} < 1$	Chargement proportionnel	$\bar{N}_3 = \frac{1}{(1 + e_2 A / S_{xr})}$
		N donné M inconnu	$M_2 = M_{xr} (1 - \bar{N})$
		M donné N inconnu	$\bar{N}_3 = 1 - \frac{M_2}{M_{xr}}$
Critère de validité	Satisfaire simultanément les 3 équations	Sélectionner la valeur la plus déterminante	

Fig. 20. — Tableau récapitulatif.

Dans le cas de chargement proportionnel, on a  $M_2/N = e_2$ ; les deux conditions de plasticité se présentent à l'état limite sous la forme unique suivante:

$$\bar{N} \left( 1 + e_2 \frac{A}{S_r} \right) = 1 \quad (3.29.)$$

où  $S_r$  est le module de flexion réduit:

$$S_r = W \text{ en calcul élastique;} \quad (3.30.a)$$

$$S_r = \chi Z \text{ en calcul plastique.} \quad (3.30.b)$$

Les caractéristiques du profil sont les suivantes:

rayons d'inertie :	$i_x = 8,28 \text{ cm;}$	$i_y = 4,98 \text{ cm;}$
modules de flexion :	$W_x = 389 \text{ cm}^3;$	$W_y = 134 \text{ cm}^3;$
moments d'inertie :	$I_x = 3692 \text{ cm}^4;$	$I_y = 1336 \text{ cm}^4;$
section :	$A = 53,8 \text{ cm}^2.$	

On calcule aisément, à l'aide de ces valeurs:

charges critiques de flambement :	$N_{Ex} = 1562 \text{ kN;}$	$N_{Ey} = 565 \text{ kN;}$
élancements :	$\lambda_x = 84,54;$	$\lambda_y = 140,56;$
élancement eulérien :	$\lambda_r = 92,93;$	
élancements réduits :	$\bar{\lambda}_x = 0,910;$	$\bar{\lambda}_y = 1,513;$
charge d'écrasement plastique :	$N_r = 1291 \text{ kN;}$	
moment élastique :	$M_r = 93,4 \text{ kNm.}$	

### 3.1.7. Tableau récapitulatif

La figure 20 donne une récapitulation des formules de calcul des poutres colonnes tant pour le cas d'une vérification que pour le cas du calcul de la capacité portante d'un profil.

### 3.1.8. Exemple d'application

On considère une colonne en double té articulée à ses deux extrémités distantes de 7,00 m. Elle est réalisée à l'aide d'un profilé HEA 200 de nuance AE 235 ( $f_y = 240 \text{ MP}_a$ ). On admet que la(les) semelle(s) comprimée(s) sont suffisamment entretoisées pour qu'on puisse poser le coefficient de déversement  $\theta$  égal à 1.

A ce stade, on ne se préoccupera que du dimensionnement élastique. La colonne est comprimée par un effort  $N$  et sollicitée par des moments égaux aux extrémités autour de l'axe fort  $X-X$ .

Vérification du flambement autour de l'axe fort

1<sup>er</sup> cas :  $M_1 = M_2 = M_x$ ;

$$N \text{ tel que } \frac{M_x}{N} = e_x = 10 \text{ cm}$$

- flambement autour de  $X-X$ : courbe b, d'où  $\alpha_K = 0,339$
- $e_{equ} = e_x = 10 \text{ cm}$
- par (3.15.b.):  $\eta_x = 0,241$
- par (3.14.):  $\eta_x^* = 1,624$
- par (3.16.):  $\bar{N} = 0,313$
- par (3.17.) et (3.18.):  
 $N_K = 404,4 \text{ kN}$   
 $M_{x,K} = 0,1 N_K = 40,4 \text{ kNm}$

2<sup>e</sup> cas :  $N^* = 404,4 \text{ kN}$ ;  $M_{x,K} = ?$

- $\bar{N} = 0,313$
- par (3.19.):  $M_{x,K} = 40,4 \text{ kNm}$

3<sup>e</sup> cas :  $M_x^* = 40,4 \text{ kNm}$ ;  $N_K = ?$

- on calcule  $\frac{M_x^* A}{N_r S_x} = 0,433$
- par (3.15.b.):  $\eta = 0,241$
- par (3.22.):  $\bar{N} = 0,313$
- par (3.17.):  $N_K = 404,2 \text{ kN}$

Vérification du flambement autour de l'axe faible

- flambement autour de  $Y-Y$ ; courbe c, d'où  $\alpha_K = 0,489$
- par (3.25.b.):  $\eta_y = 0,642$
- par (3.26.):  $\bar{N} = 0,311$
- par (3.17.):  $N = 401,6 \text{ kN}$

Plastification aux extrémités

Pour les valeurs de  $M$  et  $N$  trouvées, on a, en calcul élastique:

$$\frac{N}{A} = 75,2 \text{ MP}_a$$

$$\frac{M}{W_x} = 103,9 \text{ MP}_a$$

- par (3.27.a):  
 $\sigma = 75,2 + 103,9 = 179,1 \text{ MP}_a < f_y$

Conclusion

La capacité portante n'est pas gouvernée par la plastification aux extrémités. La charge ultime obtenue en examinant le flambement autour de l'axe faible est juste inférieure à celle obtenue pour le flambement autour de l'axe fort; elle devient donc déterminante.

### 3.1.9. Comparaison des formules de poutres colonnes

#### 3.1.9.1. Formule de la C.E.C.M.

Avec les notations utilisées plus haut, la formule d'interaction, préconisée par la C.E.C.M. dans ses recommandations [5], s'écrit:

$$\frac{N}{N_r} + \frac{1}{1 - \frac{N}{N_E}} \cdot \frac{\theta C M_{\max} + N e^*}{N_r} \cdot \frac{A}{S} \leq 1 \quad (3.31.)$$

où le paramètre d'imperfection  $e^*$  n'est pas une excentricité réelle mais un paramètre qui prend en charge l'effet de toutes les imperfections, telles la flèche initiale, les contraintes résiduelles, ... Ce paramètre est donc identique à la notation de même type introduite en 3.1.1. Les Recommandations C.E.C.M. indiquent que  $e^*$  est déterminé de telle manière que pour une colonne comprimée axialement, la contrainte limite soit égale à celle fournie par les courbes européennes de flambement; il suffit donc de poser  $M_{\max} = 0$  dans la relation (3.31.) ci-dessus, d'introduire  $N = N_K^0$  de manière à avoir l'égalité au lieu de l'inégalité et de résoudre l'équation obtenue par rapport à  $e^*$ . On trouve ainsi:

$$e^* = \left( \frac{N_r}{N_K^0} - 1 \right) \left( 1 - \frac{N_K^0}{N_E} \right) \frac{S}{A} \quad (3.32.)$$

On distinguera la charge ultime  $N_K^0$  en flambement pur de la charge ultime  $N_K$  en poutre colonne. Cette démarche qui exige le calcul de  $N_r$ ,  $N_K^0$  et  $N_{cr}$  peut être simplifiée, ainsi qu'on l'a déjà mentionné en 3.1.4.1.; en effet, la formulation analytique des courbes européennes de flambement a permis d'établir [7-9] que:

$$e^* = \alpha_K (\bar{\lambda} - \bar{\lambda}_0) \frac{S}{A} \quad (3.33.)$$

où  $\alpha_K$  est donné à la figure 14 en fonction de la courbe de flambement à laquelle on se réfère. On constate que le calcul de  $e^*$  selon (3.33.) est bien plus immédiat que selon (3.32.).

Il est clair que moyennant quelques arrangements mineurs, la relation (3.31.), écrite à la ruine, s'identifie à celle établie en (3.12.).

### 3.1.9.2. Formule d'interaction belgo-américaine

A côté de la formule d'interaction proposée par les Recommandations C.E.C.M., existe une autre formulation, qui bénéficie d'ailleurs d'une antériorité certaine et a été utilisée jusqu'à présent dans le code A.I.S.C. [27, 28] et dans la norme belge [12]. On peut rapidement rappeler la démarche ayant conduit à l'établissement de cet autre type de formule d'interaction. On part de la formule d'interaction linéaire :

$$\frac{N}{N_u} + \frac{M}{M_u} \leq 1 \quad (3.34.)$$

où  $M$  et  $N$  sont les valeurs des efforts appliqués tandis que  $N_u$  et  $M_u$  sont les résistances ultimes aux sollicitations individuelles. Il est clair que cette interaction est insécuritaire puisqu'elle ne tient pas compte de l'amplification du moment; elle peut donc être corrigée en écrivant :

$$\frac{N}{N_u} + \frac{M}{M_u} \frac{1}{1 - \frac{N}{N_E}} \leq 1 \quad (3.35.)$$

Il apparaît que  $N_u$  ne peut représenter autre chose que la charge ultime de flambement sous compression axiale, soit  $N_K^0$ , tandis que  $M_u$  sera égal au moment élastique ou au moment plastique, selon le critère de dimensionnement choisi. Si, en outre, on tient compte du danger de déversement et d'un diagramme de moment fléchissant variable le long de la colonne, l'équation (3.35.) va prendre la forme suivante :

$$\frac{N}{N_K^0} + \frac{\theta C M_{\max}}{N_r \left(1 - \frac{N}{N_E}\right)} \frac{A}{S} \leq 1 \quad (3.36.)$$

### 3.1.9.3. Comparaison

La formule de la C.E.C.M. (et celles développées par les auteurs dans la présente étude) est basée sur la physique du phénomène d'instabilité d'une poutre colonne. On part, en effet de la formule classique de flexion composée avec amplification due aux moments de flexion et aux imperfections du profil.

Par contre, la formule belgo-américaine est construite sur la base purement empirique d'une interaction linéaire entre les termes d'effort normal et de flexion.

Afin de faciliter la comparaison des formules d'interaction, il est plus judicieux de les mettre sous une forme légèrement différente, donnant la valeur  $M_{eK}$  à la ruine du moment équivalent rendu non dimen-

sionnel en fonction du reste des termes de l'équation, qui concernent diverses caractéristiques de résistance sous compression axiale. On obtient ainsi :

— pour la formule C.E.C.M., compte tenu de (3.32.):

$$\frac{\theta M_{eK}}{M_r} = \left(1 - \bar{N} \frac{N_r}{N_K^0}\right) \left(1 - \bar{N} \frac{N_K^0}{N_r} \bar{\lambda}^2\right) \quad (3.37.)$$

— pour la formule belgo-américaine :

$$\frac{\theta M_{eK}}{M_r} = \left(1 - \bar{N} \frac{N_r}{N_K^0}\right) (1 - \bar{N} \bar{\lambda}^2) \quad (3.38.)$$

Les représentations graphiques de ces formules dans le diagramme non dimensionnel de la figure 21 passent toutes deux par l'ordonnée  $\theta M_{eK}/M_r = 1$ . La formule belgo-américaine est représentée par une ligne peu incurvée à concavité vers le haut recoupant l'axe des abscisses pour la plus petite des racines de l'équation (3.37.) dont le premier membre s'annule; il est facile de voir que ces racines sont respectivement :

$$\bar{N}_1 = \frac{N_K^0}{N_r} \leq 1 \quad (3.39.)$$

$$\text{et } \bar{N}_2 = \frac{1}{\bar{\lambda}^2} = \frac{N_E}{N_r} > \bar{N}_1 \text{ (car } N_E > N_K^0) \quad (3.40.)$$

et que, dès lors,  $\bar{N}_1$  est la racine déterminante. Quant à la formule C.E.C.M., elle se présente sous la forme d'une ligne similaire, à concavité vers le haut, recoupant l'axe des abscisses pour :

$$\bar{N}_4 = \frac{1}{\bar{\lambda}^2} \frac{N_r}{N_K^0} = \frac{N_E}{N_K^0} > \bar{N}_2 \text{ (car } N_K^0 < N_r) \quad (3.41.)$$

mais plafonnée à la valeur :

$$\bar{N}_3 = \bar{N}_1 = \frac{N_K^0}{N_r} \quad (3.42.)$$

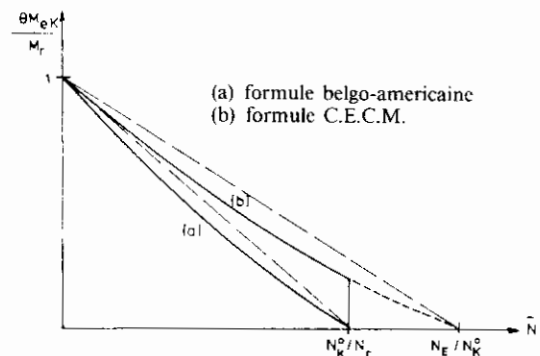


Fig. 21. — Comparaison des formules d'interaction.

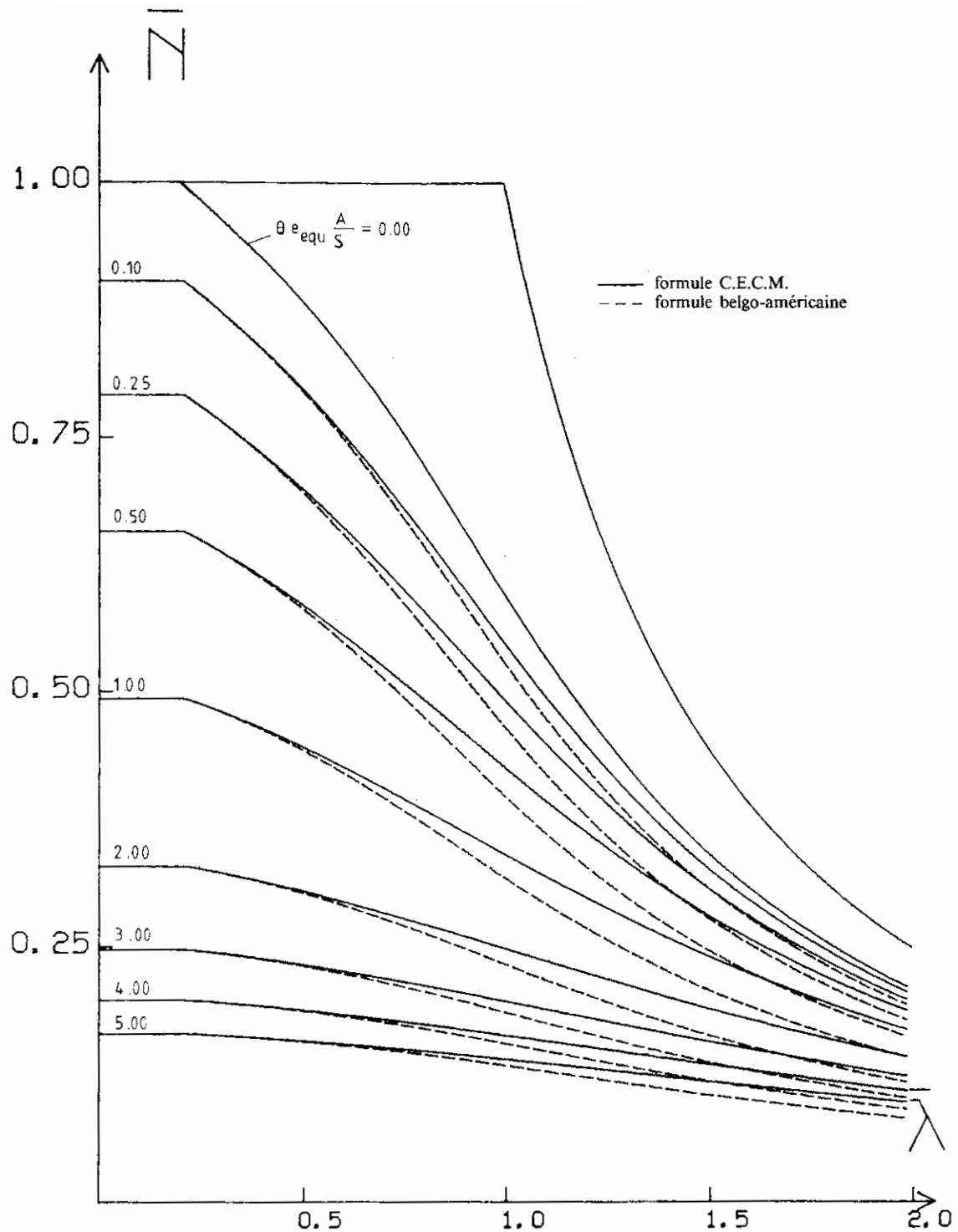


Fig. 22. — Comparaison des formules C.E.C.M. et belgo-américaine pour des profils régis par la courbe «b» de flambement.

Il se révèle donc que la formule d'interaction de la C.E.C.M. est plus libérale que la formule belgo-américaine. Pour plus de détails sur la comparaison précitée, on peut consulter une publication récente de T. V. Galambos [29].

On peut également établir une comparaison de la formule C.E.C.M. et de la formule belgo-américaine en écrivant les relations (3.31.) et (3.36.) sous une forme :

$$\bar{N} = f(\bar{\lambda}) \quad (3.43.)$$

Pour la relation (3.31.), on obtient la formule (3.16.), soit :

$$\bar{N} = \frac{1 + \eta^* + \bar{\lambda}^2}{2\bar{\lambda}^2} - \frac{1}{2\bar{\lambda}^2} \sqrt{(1 + \eta^* + \bar{\lambda}^2)^2 - 4\bar{\lambda}^2} \quad (3.16.)$$

avec :

$$\eta^* = \alpha_K(\bar{\lambda} - \bar{\lambda}_0) + \theta e_{equ} \frac{A}{S} \quad (3.44.)$$

Pour la formule belgo-américaine, on obtient, à partir de (3.36.):

$$\bar{N} = \frac{\frac{1}{\bar{N}^0} + \eta^e + \bar{\lambda}^2}{2\bar{\lambda}^2/\bar{N}^0} - \frac{1}{2\bar{\lambda}^2/\bar{N}^0} \sqrt{(1/\bar{N}^0 + \eta^e + \bar{\lambda}^2)^2 - 4\bar{\lambda}^2/\bar{N}^0} \quad (3.45.)$$

avec :

$$\eta^e = \theta e_{equ} \frac{A}{S} \quad (3.46.)$$

$$\bar{N}^0 = \frac{1 + \eta^0 + \bar{\lambda}^2}{2\bar{\lambda}^2} - \frac{1}{2\bar{\lambda}^2} \sqrt{(1 + \eta^0 + \bar{\lambda}^2)^2 - 4\bar{\lambda}^2} \quad (3.47.)$$

$$\eta^0 = \alpha_K(\bar{\lambda} - \bar{\lambda}_0) \quad (3.48.)$$

qui, sous cette forme, est nettement plus complexe que la précédente.

La figure 22 montre à nouveau, à partir des relations (3.16.) pour la formule C.E.C.M. et (3.45.) pour la formule belgo-américaine, pour des profils qui correspondent à la courbe «b» de flambement, que la formule C.E.C.M. est plus économique que la formule belgo-américaine et que cette économie croît avec l'élanement du profil.

### 3.2. FLEXION BIAXIALE

Le cas de la flexion biaxiale d'une poutre colonne est un problème complexe qui n'a, à ce jour, guère reçu de solution réellement satisfaisante. Des essais de poutres colonnes en flexion biaxiale ont bien été entrepris depuis près de vingt ans par divers auteurs [30, 31, 32, 33] mais ils restent peu nombreux;

on notera plus particulièrement la série expérimentale de 79 essais effectués récemment à l'Université de Liège par Anslin et Massonnet [34]. Parallèlement aux dits essais, diverses approches théoriques ont été proposées, dont la plupart étaient calibrées sur un nombre limité d'essais [35, 36, 37]; il n'en reste pas moins que les formules obtenues par généralisation de celles gouvernant le comportement des poutres colonnes en flexion uniaxiale, restent les plus utilisées.

Comme pour la flexion monoaxiale, la capacité portante d'une poutre colonne, sollicitée par un effort axial de compression et par des moments fléchissants agissant selon les deux plans principaux d'inertie, est gouvernée d'une part, par la stabilité au flambement dans les dits plans, et, d'autre part, par la plastification totale ou partielle de la section d'extrémité la plus sollicitée.

#### 3.2.1. Flambement dans les plans principaux d'inertie

A défaut de solution simple spécifique au cas de la flexion biaxiale, on généralise la formule d'interaction établie en flexion monoaxiale, en superposant les effets des moments de flexion autour des deux axes principaux d'inertie. Il faut toutefois remarquer que parmi les deux termes des équations caractéristiques, relatifs aux contributions de flexion, un seul d'entre eux contiendra l'effet de l'excentricité  $e^*$ : ce sera celui correspondant à la flexion dans le plan de flambement correspondant au sens de flambement considéré.

En généralisant (3.12.), on obtient donc (\*):

a) pour le flambement autour de l'axe fort  $X-X$ :

$$\bar{N} + \frac{\bar{N} e_x^* + (\theta M_{exK}/N_r) \frac{A}{S_x}}{1 - \bar{N} \bar{\lambda}_x^2} + \frac{(M_{eyK}/N_r) \frac{A}{S_y}}{1 - \bar{N} \bar{\lambda}_y^2} = 1 \quad (3.49.a.)$$

b) pour le flambement autour de l'axe faible  $Y-Y$ :

$$\bar{N} + \frac{(\theta M_{exK}/N_r) \frac{A}{S_x}}{1 - \bar{N} \bar{\lambda}_x^2} + \frac{\bar{N} e_y^* + (M_{eyK}/N_r) \frac{A}{S_y}}{1 - \bar{N} \bar{\lambda}_y^2} = 1 \quad (3.50.a.)$$

(\*) Contrairement au cas de flexion monoaxiale,  $X-X$  désigne ici nécessairement l'axe fort et  $Y-Y$  l'axe faible.

Ces deux équations caractéristiques peuvent être mises sous une forme d'Ayrton-Perry généralisée, à savoir :

a) pour le flambement autour de l'axe fort  $X-X$  :

$$\begin{aligned} & (1-\bar{N})(1-\bar{N}\bar{\lambda}_x^2)(1-\bar{N}\bar{\lambda}_y^2) \\ &= \bar{N}e_x^* \frac{A}{S_x} (1-\bar{N}\bar{\lambda}_y^2) + \\ &+ \frac{\theta M_{exK}}{N_r} \frac{A}{S_x} (1-\bar{N}\bar{\lambda}_y^2) + \\ &+ \frac{M_{eyK}}{N_r} \frac{A}{S_y} (1-\bar{N}\bar{\lambda}_x^2) \end{aligned} \quad (3.49.b.)$$

b) pour le flambement autour de l'axe faible  $Y-Y$  :

$$\begin{aligned} & (1-\bar{N})(1-\bar{N}\bar{\lambda}_x^2)(1-\bar{N}\bar{\lambda}_y^2) \\ &= \bar{N}e_y^* \frac{A}{S_y} (1-\bar{N}\bar{\lambda}_x^2) + \\ &+ \frac{\theta M_{exK}}{N_r} \frac{A}{S_x} (1-\bar{N}\bar{\lambda}_y^2) + \\ &+ \frac{M_{eyK}}{N_r} \frac{A}{S_y} (1-\bar{N}\bar{\lambda}_x^2) \end{aligned} \quad (3.50.b.)$$

Les relations (3.49.a) et (3.50.a) permettent d'effectuer la vérification de la stabilité d'un profil en flexion biaxiale sans difficultés particulières. Il n'en est toutefois pas de même pour le calcul de la charge portante d'un profil car les relations (3.49.b) et (3.50.b) sont du troisième degré en  $\bar{N}$  ce qui demande, compte tenu de leur complexité, une recherche de la solution par la méthode dite de «trial and error».

Dans le cas particulier d'un chargement proportionnel, pour lequel on pose :

$$e_{equ,x} = \frac{M_{ex}}{N} = \frac{M_{exK}}{N_K}$$

$$e_{equ,y} = \frac{M_{ey}}{N} = \frac{M_{eyK}}{N_K}$$

les relations (3.49.b) et (3.50.b) s'écrivent plus simplement :

$$(1-\bar{N})(1-\bar{N}\bar{\lambda}_x^2)(1-\bar{N}\bar{\lambda}_y^2) = \eta_{xx}^* \bar{N} (1-\bar{N}\bar{\lambda}_y^2) + \eta_{yx}^* \bar{N} (1-\bar{N}\bar{\lambda}_x^2) \quad (3.51.)$$

$$(1-\bar{N})(1-\bar{N}\bar{\lambda}_x^2)(1-\bar{N}\bar{\lambda}_y^2) = \eta_{xy}^* \bar{N} (1-\bar{N}\bar{\lambda}_y^2) + \eta_{yy}^* \bar{N} (1-\bar{N}\bar{\lambda}_x^2) \quad (3.52.)$$

en posant :

$$\eta_{xx}^* = (e_x^* + \theta e_{equ,x}) \frac{A}{S_x} \quad (3.53.a.)$$

$$\eta_{yx}^* = e_{equ,y} \frac{A}{S_y} \quad (3.53.b.)$$

$$\eta_{xy}^* = \theta e_{equ,x} \frac{A}{S_x} \quad (3.53.c.)$$

$$\eta_{yy}^* = (e_y^* + \theta e_{equ,y}) \frac{A}{S_y} \quad (3.53.d.)$$

Sous la forme  $\bar{N} = f(\bar{\lambda}_x, \bar{\lambda}_y)$ , les relations (3.51.) et (3.52.) s'écrivent respectivement :

$$\begin{aligned} & \bar{N}^3 (\bar{\lambda}_x^2 \bar{\lambda}_y^2) - \bar{N}^2 (\bar{\lambda}_x^2 + \bar{\lambda}_y^2 + \bar{\lambda}_x^2 \bar{\lambda}_y^2 + \eta_{yx}^* \bar{\lambda}_x^2 + \eta_{xx}^* \bar{\lambda}_y^2) + \\ &+ \bar{N} (1 + \bar{\lambda}_x^2 + \bar{\lambda}_y^2 + \eta_{yx}^* + \eta_{xx}^*) - 1 = 0 \end{aligned} \quad (3.54.)$$

et

$$\begin{aligned} & \bar{N}^3 (\bar{\lambda}_x^2 \bar{\lambda}_y^2) - \bar{N}^2 (\bar{\lambda}_x^2 + \bar{\lambda}_y^2 + \bar{\lambda}_x^2 \bar{\lambda}_y^2 + \eta_{xy}^* \bar{\lambda}_x^2 + \eta_{xy}^* \bar{\lambda}_y^2) + \\ &+ \bar{N} (1 + \bar{\lambda}_x^2 + \bar{\lambda}_y^2 + \eta_{yy}^* + \eta_{xy}^*) - 1 = 0 \end{aligned} \quad (3.55.)$$

ou, sous une forme plus condensée :

$$a \bar{N}^3 - 3 b \bar{N}^2 + 3 c \bar{N} - 1 = 0 \quad (3.56.)$$

avec, pour le flambement autour de l'axe fort  $X-X$  :

$$a \equiv \bar{\lambda}_x^2 \bar{\lambda}_y^2 \quad (3.57.a.)$$

$$b \equiv \frac{1}{3} (\bar{\lambda}_x^2 + \bar{\lambda}_y^2 + \bar{\lambda}_x^2 \bar{\lambda}_y^2 + \eta_{yx}^* \bar{\lambda}_x^2 + \eta_{xx}^* \bar{\lambda}_y^2) \quad (3.57.b.)$$

$$c \equiv \frac{1}{3} (1 + \bar{\lambda}_x^2 + \bar{\lambda}_y^2 + \eta_{yx}^* + \eta_{xx}^*) \quad (3.57.c.)$$

et, pour le flambement autour de l'axe faible  $Y-Y$  :

$$a \equiv \bar{\lambda}_x^2 \bar{\lambda}_y^2 \quad (3.58.a.)$$

$$b \equiv \frac{1}{3} (\bar{\lambda}_x^2 + \bar{\lambda}_y^2 + \bar{\lambda}_x^2 \bar{\lambda}_y^2 + \eta_{xy}^* \bar{\lambda}_x^2 + \eta_{xy}^* \bar{\lambda}_y^2) \quad (3.58.b.)$$

$$c \equiv \frac{1}{3} (1 + \bar{\lambda}_x^2 + \bar{\lambda}_y^2 + \eta_{yy}^* + \eta_{xy}^*) \quad (3.58.c.)$$

Une simulation numérique systématique a permis aux auteurs de découvrir que la solution de l'équation (3.56.), pour les cas pratiques de poutres colonnes, était toujours obtenue par la deuxième solution du cas des trois racines réelles distinctes de la méthode générale de résolution d'une équation cubique due à Cardan (1545) [38].

Cette solution s'écrit :

$$\begin{aligned} \bar{N} = \frac{1}{a} \left[ b + 2 \sqrt{b^2 - ac} \times \right. \\ \left. \times \cos \left( \frac{1}{3} \arccos \frac{a^2 + 2b^3 - 3abc}{2(b^2 - ac)^{3/2}} + 120^\circ \right) \right] \end{aligned} \quad (3.59.)$$

Certes, l'utilisation manuelle de cette solution analytique n'est pas aisée mais sa programmation est

facile sur de petites calculatrices de poche programmables.

### 3.2.2. Conditions de plasticité

En plus de toute vérification de la stabilité, il faut s'assurer que la section la plus sollicitée peut résister aux efforts sollicitants avant qu'il n'y ait formation d'une rotule plastique.

Les Recommandations de la C.E.C.M. suggèrent d'utiliser à cet effet la relation de Tebedge et Chen :

$$\left(\frac{M_x}{M_{prx}}\right)^\gamma + \left(\frac{M_y}{M_{pry}}\right)^\gamma \leq 1 \quad (3.60.)$$

où  $\gamma$  peut, par sécurité, être pris égal à l'unité.

Pour les profils  $H$  et  $I$  dont la largeur de la semelle n'est pas inférieure à 0,3 fois la hauteur du profil, on peut utiliser la valeur plus raffinée :

$$\gamma = 1,6 - \frac{N/N_r}{2 \ln(N/N_r)} \quad (3.61.)$$

$M_{prx}$  et  $M_{pry}$  sont les moments plastiques réduits en raison de l'influence de l'effort normal, conformément à ce qui est dit en 3.1.6.

En calcul élastique, il faut vérifier que la contrainte maximum dans la fibre la plus sollicitée ne dépasse pas la limite élastique dans chaque section d'extrémité :

$$\frac{N}{A} + \frac{M_x}{W_x} + \frac{M_y}{W_y} \leq 1 \quad (3.62.)$$

### 3.2.3. Autres formules de poutres colonnes

Les expressions (3.49.) et (3.50.) données au paragraphe 3.2.1. sont celles préconisées par les Recommandations de la C.E.C.M. Comme pour le cas de la flexion monoaxiale, d'autres formules existent, parmi lesquelles on ne donnera ici que celles les plus largement répandues, à savoir la formule d'interaction belgo-américaine et celle de Chen et Atsuta.

#### 3.2.3.1. Formule d'interaction belgo-américaine

La généralisation de (3.36.) conduit à l'expression suivante :

$$\frac{N}{N_K^0} + \frac{\theta M_{exK}}{N_r \left(1 - \frac{N}{N_{Ex}}\right)} \frac{A}{S_x} + \frac{M_{eyK}}{N_r \left(1 - \frac{N}{N_{Ey}}\right)} \frac{A}{S_y} = 1 \quad (3.63.a.)$$

où  $N_{Ex}$  et  $N_{Ey}$  sont les charges critiques eulériennes de flambement autour des axes  $X-X$  et  $Y-Y$  respectivement. Moyennant une transformation mineure, (3.63.a.) s'écrit aussi sous la forme :

$$\frac{N}{N_K^0} + \frac{\theta M_{exK}/N_r}{1 - \bar{N}\lambda_x^2} \frac{A}{S_x} + \frac{M_{eyK}/N_r}{1 - \bar{N}\lambda_y^2} \frac{A}{S_y} = 1 \quad (3.63.b.)$$

On notera que contrairement à la formule d'interaction de la C.E.C.M., qui conduit à distinguer les deux sens de flambement, la formule d'interaction belgo-américaine reste unique.

#### 3.2.3.2. Formule de Chen et Atsuta

Les équations de stabilité (3.49.) et (3.50.) ou (3.63.) ne sont pas linéaires en raison des termes du type  $(1 - \bar{N}\lambda^2)$  mais, toutefois, leur non linéarité reste faible.

Chen et ses collaborateurs ont développé divers travaux théoriques et numériques (voir [10]) et ont proposé une formule d'interaction non linéaire *en calcul plastique*, dite formule de Chen, Tebedge et Atsuta, qui s'écrit :

$$\left(\frac{M_{exK}}{M_{ucx}}\right)^\beta + \left(\frac{M_{eyK}}{M_{ucy}}\right)^\beta = 1 \quad (3.64.)$$

Dans cette équation,  $M_{ucx}$  et  $M_{ucy}$  sont les moments maxima d'extrémité auxquels le profil peut résister dans le plan de flexion considéré, en cas d'absence de l'autre moment; à défaut de formules plus précises, ils sont donnés par :

$$M_{ucx} = M_D \left(1 - \frac{N}{N_K^0}\right) \left(1 - \frac{N}{N_{Ex}}\right) \quad (3.65.a.)$$

$$M_{ucy} = M_{py} \left(1 - \frac{N}{N_K^0}\right) \left(1 - \frac{N}{N_{Ey}}\right) \quad (3.65.b.)$$

où :

- $M_D$  est le moment maximum auquel peut résister la section en flexion autour de l'axe fort en l'absence de charge axiale et de flexion autour de l'axe faible; c'est donc le moment ultime de déversement;
- $M_{py}$  est le plein moment plastique de la section pour la flexion autour de l'axe faible, calculé en l'absence de tout effort normal;
- $N_K^0$  est la charge ultime de flambement de la colonne en compression centrée;
- $N_{Ex}$  et  $N_{Ey}$  sont les charges critiques de flambement autour des axes  $X-X$  et  $Y-Y$  respectivement.



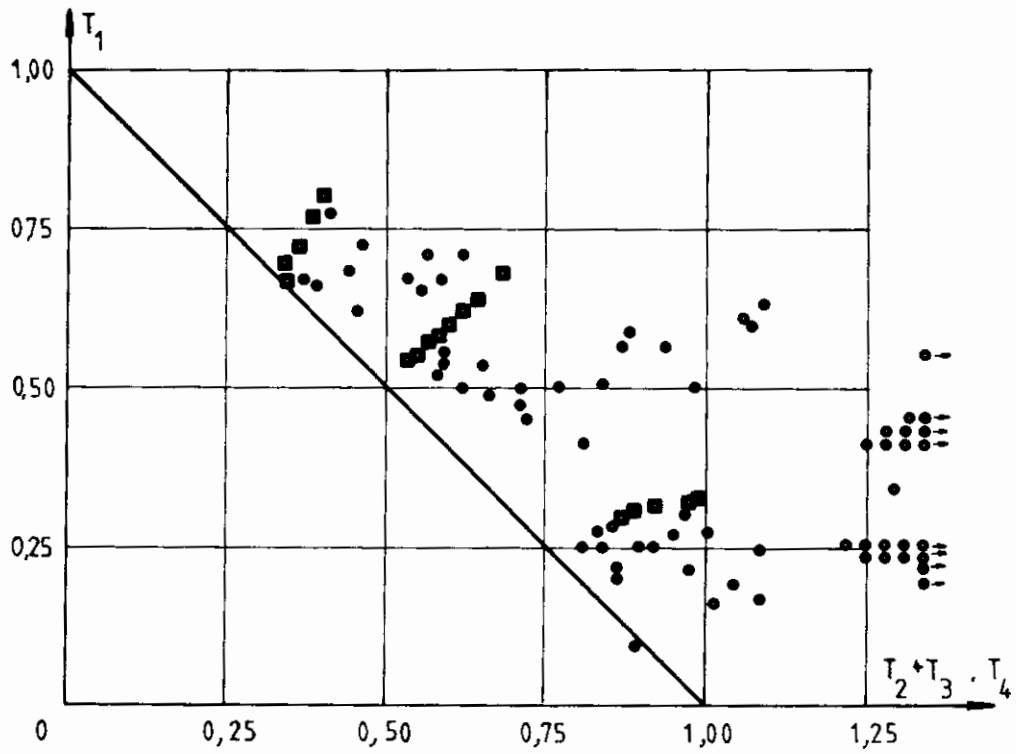


Fig. 23. — Calcul en élasticité (figure 11 de la référence [4]):  
 ● ruine par flambement;  
 ■ ruine en pied de colonne.

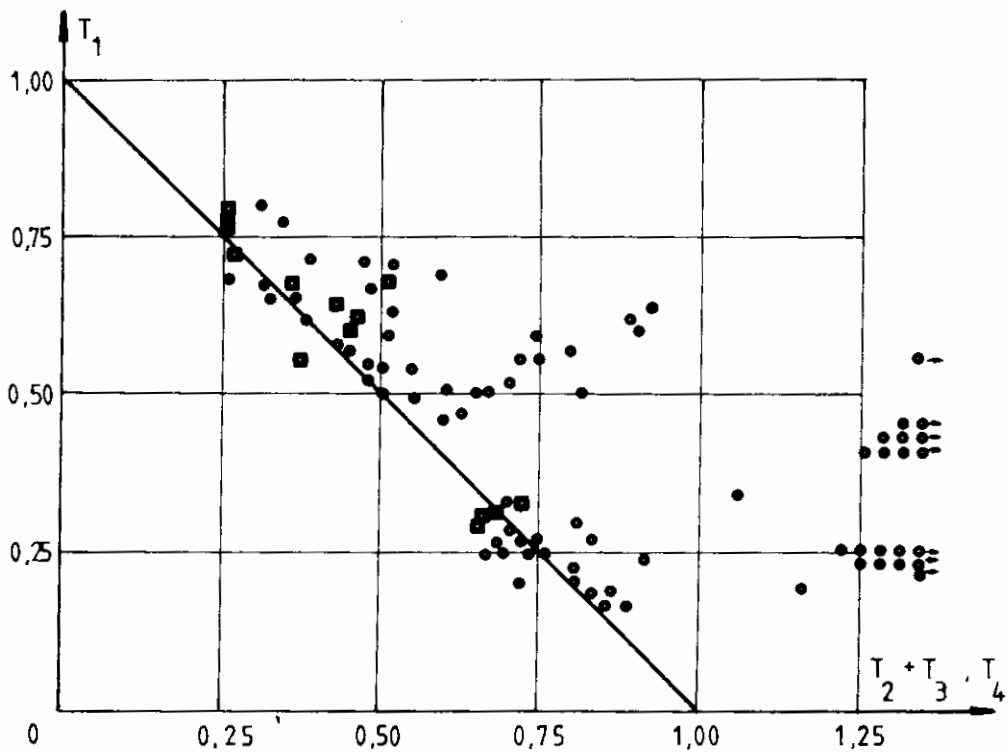


Fig. 24. — Calcul en plasticité (figure 12 de la référence [4]):  
 ● ruine par flambement;  
 ■ ruine en pied de colonne.

Quant à la valeur de l'exposant  $\beta$ , il est suggéré d'adopter :

a) dans le cas de sections compactes en  $H$ , pour lesquelles le rapport  $b/h$ , largeur de semelle à la hauteur du profil, excède 0,3 :

$$\beta = 0,4 + \frac{N}{N_r} + \frac{b}{h} \quad \text{pour} \quad \frac{b}{h} \geq 0,3 \quad (3.66.a.)$$

b) pour les autres sections :

$$\beta = 1 \quad \text{pour} \quad \frac{b}{h} < 0,3 \quad (3.66.b.)$$

La relative complexité de la formule de Chen n'est pas compensée par un gain appréciable lors du dimensionnement. Aussi, la plupart des codes qui se veulent pragmatiques ont-ils le plus souvent conservé, en flexion biaxiale, les formules obtenues par généralisation de celles établies en flexion mono-axiale.

### 3.2.3.3. Comparaison

Une comparaison des trois formules d'interaction précitées à savoir la formule C.E.C.M., la formule belgo-américaine et celle de Chen et al a été entreprise sur base des 79 essais effectués à Liège. Elle montre [34] que les deux premières donnent des résultats assez semblables du rapport charge expérimentale/charge théorique; la formule belgo-américaine est en moyenne 3% plus conservatrice que la formule C.E.C.M., ce qui n'est guère surprenant et confirme les résultats obtenus en flexion mono-axiale. Quant à la formule de Chen, elle fournit une moyenne des résultats d'essais du côté de la sécurité mais avec une plus grande proportion de résultats insécuritaires.

## 3.3. VALIDITÉ DU CALCUL EN PLASTICITÉ DES POUTRES COLONNES

Dans l'hypothèse du calcul en plasticité du flambement des poutres colonnes, on considère, dans les équations définissant la ruine, le module plastique du profil :

$$S \equiv Z \quad (3.67.)$$

Cette hypothèse ne place pas en sécurité. En effet, la ruine par instabilité d'une poutre colonne imparfaite est liée à la divergence de l'équilibre et non à l'épuisement de la résistance de la section la plus sollicitée. De nombreuses simulations numériques [39] ont en effet montré que la capacité portante était atteinte lorsque la section la plus sollicitée n'était que partiellement plastifiée. On peut donc en conclure

que le calcul du flambement des poutres colonnes dans l'hypothèse du calcul plastique place d'autant plus en insécurité que l'effet de l'effort normal est prépondérant par rapport à celui du moment de flexion.

Par contre, lorsque l'effet du moment de flexion est prépondérant (poutres colonnes fortement fléchies et peu comprimées) la ruine se passe avec un épuisement quasi total de la résistance de la section la plus sollicitée et le calcul en plasticité devient plus réaliste.

La comparaison des figures 11 et 12, tirées de la page 224 de la référence [4] est très parlante à ce sujet. (Ces figures sont reprises ci-dessous sous les numéros 23 et 24). Dans ces figures, les résultats expérimentaux obtenus par Campus et Massonnet [19], pour de nombreuses colonnes sollicitées en flexion mono — ou biaxiale, sont comparés aux Recommandations de la C.E.C.M. pour, respectivement, le calcul en élasticité et le calcul en plasticité.

Les quantités reportées sur les axes des graphiques représentent :

- $T_1 \equiv \bar{N}$ ;
- $T_2 + T_3 \equiv$  les termes de flexion des équations (3.49.a) ou (3.50.a) selon le mode de ruine en flambement (axe fort ou axe faible);
- $T_4 \equiv$  le terme de flexion des équations (3.27.a) ou (3.27.b) pour les profils dont la ruine survient aux extrémités.

Si la figure 23 montre clairement que la théorie peut être considérée comme donnant des valeurs caractéristiques (au sens statistique défini par la C.E.C.M.) lors d'un calcul en élasticité, il n'en est pas de même pour le calcul en plasticité. La figure 24 montre en effet que la théorie ne couvre pas avec sécurité (au sens probabiliste de la C.E.C.M.) un certain nombre de résultats d'essais.

En conclusion, les auteurs considèrent que, pour rester cohérent avec le principe du calcul par valeurs caractéristiques défini par la C.E.C.M., le calcul en flambement des poutres colonnes devrait être effectué en considérant les propriétés élastiques ( $W_x$  et  $W_y$ ) dans les formules de vérification et de calcul de la capacité portante.

Par contre, pour la vérification de la résistance des sections d'extrémité, il est tout à fait licite de considérer la plastification de la section (équation (3.27.b.) en flexion mono-axiale et équation (3.60.) en flexion biaxiale).

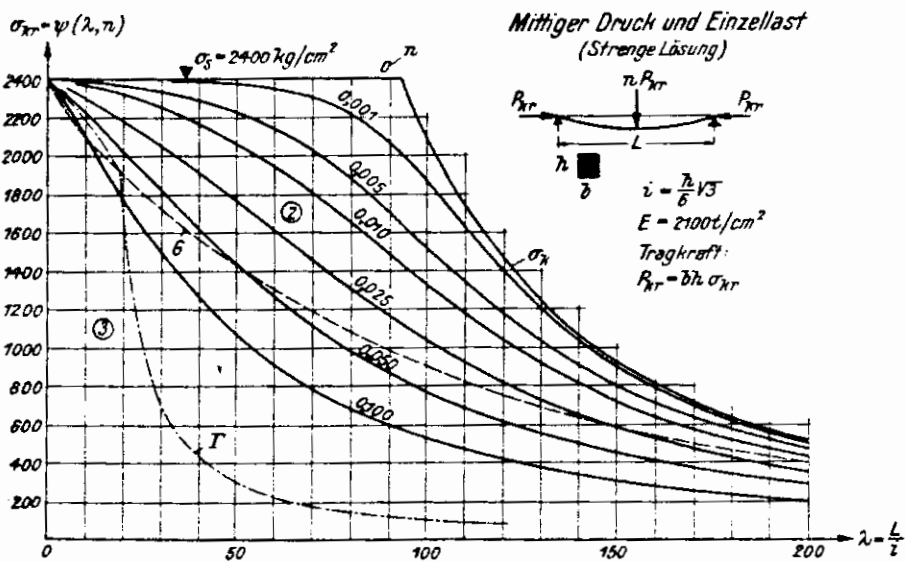
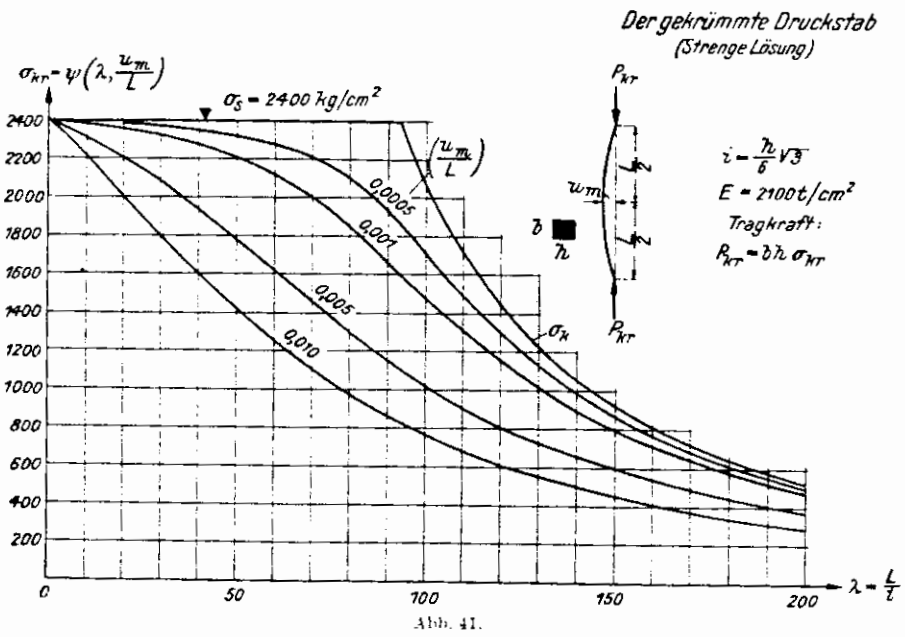
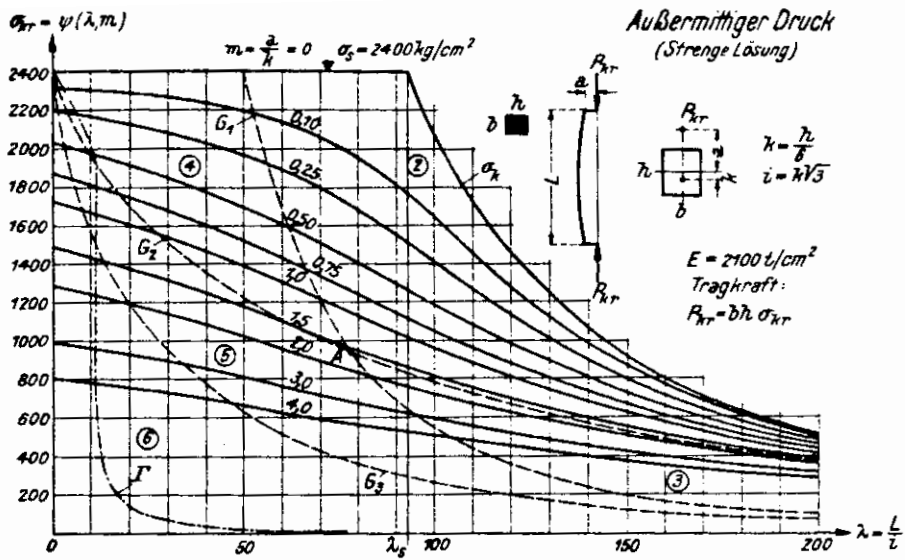


Fig. 25. — Trois diagrammes de poutres colonnes dus à Jezek [40].

La figure 24 montre toutefois que certains points expérimentaux (signe ■ pour la ruine dans une section d'extrémité) ne sont pas couverts avec sécurité. Ceci provient, selon les auteurs, du fait que le terme  $T_4$  a été calculé systématiquement à l'aide de l'équation (3.27.b.) pour tous les profils, alors que, comme discuté au paragraphe 3.2.2., c'est l'expression (3.60.), plus pénalisante, qui doit être utilisée pour les profils sollicités en flexion biaxiale.

#### 4. UN PEU D'HISTOIRE EN GUISE DE CONCLUSION

«Il n'y a de nouveau que ce qui est oublié»  
(Rose Bertin, modiste, à la reine Marie-Antoinette).

En 1937, Kark Jezek publie, dans un livre consacré à la stabilité des poutres colonnes [40], divers abaques de flambement, dont trois exemples sont repris à la figure 25, obtenus à partir d'équations similaires à celles développées dans le paragraphe 3.1.1. On reconnaîtra en effet, sur les graphiques de la figure 25, l'identité de la relation :

$$m = \frac{a}{k} \text{ de Jezek}$$

et de la quantité  $e \frac{S}{A}$  utilisée dans la présente étude.

Toutefois, ne pouvant déterminer une imperfection initiale valable pour tous les types de profils, Jezek ne peut définir d'équation générale de la stabilité des poutres colonnes.

En 1950, Massonnet [41] établit également des équations similaires à celles du paragraphe 3.1.1. et déclare que la poutre colonne doit être traitée avec les mêmes imperfections initiales que les colonnes chargées centriquement :

«Il est évident que les pièces chargées centriquement ne sont pas les seules à posséder des imperfections initiales; la logique exige donc qu'on suppose l'existence des mêmes imperfections dans les pièces comprimées et fléchies.»

Toutefois, devant la difficulté de quantifier ces imperfections initiales, il propose de vérifier la stabilité de la poutre colonne à l'aide d'une formule empirique d'interaction — qui prendra dans la suite le nom de formule d'interaction belgo-américaine — où le terme de flambement sous charge centrée agissant seule est calculé selon les normes en vigueur à l'époque (droite de Tetmayer et hyperbole d'Euler divisées par un

coefficient de sécurité variable en fonction de l'élanement du profil).

De tels exemples pourraient être multipliés sans peine.

Vu sous cet éclairage, on peut dire qu'un des principaux apports des recherches expérimentales et théoriques de la C.E.C.M. durant les années 1960 à 1970 a été de permettre de quantifier l'imperfection initiale des profils industriels et, en corollaire, de permettre le retour, pour le dimensionnement et la vérification des poutres colonnes, à des formules basées sur la description du comportement réel du profil (plutôt que sur une approche empirique), qui apportent en outre une meilleure économie et une uniformisation des équations régissant le comportement des colonnes et des poutres colonnes.

#### BIBLIOGRAPHIE

1. D. SFINTESCO: Fondement expérimental des courbes européennes de flambement. *Construction Métallique*, n° 3, 1970.
2. H. BEER et G. SCHULZ: Bases théoriques des courbes européennes de flambement. *Construction Métallique*, n° 3, 1970.
3. H. BEER et G. SCHULZ: The European Column Curves. IABSE Proceedings of the International Colloquium on Column Strength, Paris, 23-24 Nov. 1972.
4. C.E.C.M.: Manual on the Stability of Steel Structures. Second International Colloquium on Stability, Introductory Report, Liège, 13-15 avril 1977.
5. C.E.C.M.: European Recommendations for Steel Construction. ECCS-EG 77-1E, Sept. 1977.
6. R. MAQUOI et J. RONDAL: Formulation analytique des nouvelles courbes européennes de flambement. *Acier-Stahl-Steel*, n° 1, 1978.
7. R. MAQUOI et J. RONDAL: Mise en équation des nouvelles courbes européennes de flambement. *Construction Métallique*, n° 1, 1978.
8. J. RONDAL et R. MAQUOI: Formulations d'Ayrton-Perry pour le flambement des barres métalliques. *Construction Métallique*, n° 4, 1979.
9. J. RONDAL et R. MAQUOI: Le flambement des colonnes en acier. *Chambre Syndicale des Fabricants de Tubes d'Acier*, Paris, Notice 1091, nov. 1980.
10. W. F. CHEN et T. ATSUTA: Theory of Beam-Columns. Vol. I: In-plane Behavior and Design. Vol. II: Space Behavior and Design. Mc Graw Hill, New-York, 1976.
11. Ch. MASSONNET: Forty Years of Research on Beam-Columns in Steel. *SM Archives*, vol. 1, Issue 1, Sept. 1976, Noordhoff Intern. Publish., Leyden.
12. N.B.N. 51-001: Charpentes en acier. 5<sup>e</sup> édition, Institut Belge de Normalisation, avril 1977.
13. R. L. KETTER: Further Studies of the Strength of Beam-Columns. *Jl of Struct. Div., Proc. ASCE*, 87, ST 6, Aug. 1961.
14. Ch. MASSONNET: Stability Considerations in the Design of Steel Columns. *Jl of Struct. Div., Proc. ASCE*, 85, ST 7, Sept. 1959.
15. M. R. HORNE: The Stanchion Problem in Frame Structures Designed According to Ultimate Carrying Capacity. *Proc. Inst. Civ. Engrs*, 5, 1, Part III, April 1956.
16. W. J. AUSTIN: Strength and Design of Metal Beam-Columns. *Jl. Struct. Div., Proc. ASCE*, Vol. 87, ST 4, April 1961.
17. H. DJALALY: Etude de la résistance ultime des barres au flambement par flexion-torsion. *Construction Métallique*, n° 4, 1973.
18. M. G. SALVADORI: Lateral Buckling of Eccentrically Loaded I-Columns. *Trans. ASCE*, Vol. 121, 1956.

19. F. CAMPUS et Ch. MASSONNET: Recherches sur le flambement de colonnes en acier A 37, à profil en double té sollicitées obliquement. Bulletin du CERES, vol. 7, Liège, 1955.
20. G. BALLIO et G. CAMPANINI: Equivalent Bending Moments for Beam-Columns. JI of Constr. Steel Research, vol. 1, n° 3, 1981.
21. K. ROIK, J. CARL et J. LINDNER: Biegetorsionsprobleme dünnwandiger gerader Stäbe. Verlag W. Ernst & Sohn, Berlin-München-Düsseldorf, 1972.
22. D. A. NETHERCOT et K. C. ROCKEY: A Unified Approach to the Elastic Lateral Buckling of Beams. The Structural Engineer, vol. 49, July 1971.
23. Déversement. Notes Techniques C.E.C.M. B-10.56. Centre de Recherches Scientifiques et Techniques de l'Industrie des Fabrications Métalliques. Bruxelles, réédition 1966.
24. Y. FUKUMOTO et M. KUBO: A Survey of Tests on Lateral Buckling Strength of Beams. Preliminary Report. 2nd International Colloquium on Stability of Steel Structures. Liège, 1977.
25. Ch. MASSONNET: Calcul Plastique des Constructions. Vol. 1, Ed. NELISSEN, Liège, 1977.
26. J. B. STARK: General Aspects of the RB'78. Symposium on Tubular Structures, DELFT, October 1977.
27. JOHNSTON B. G. editor: Guide to Stability Design Criteria for Metal Structures. 3rd edition, Structural Stability Research Council, John Wiley and Sons, New-York, 1976.
28. American Institute of Steel Construction: Specification for the Design, Fabrication and Erection of Structural Steel for Buildings, Nov. 1978.
29. T. V. GALAMBOS: Beam Columns. ASCE, International Convention, New-York, May 1981.
30. G. M. SCHUBKIN: Experimental Research on the Stability of Thin Plate Steel Members with Biaxial Eccentricity. Analysis of Spatial Structures, vol. 5, Paper 6, G.I.L.S., Moscow, 1959.
31. K. KLOPPEL et E. WINKELMANN: Experimentelle und Theoretische Untersuchungen über die Traglast von Zweiachsig Aussermittig Gedrückter Stahlstäben. Der Stahlbau, vol. 31, n° 2, avril 1962.
32. H. R. MILNER: Elastic Plastic Stability of Stanchion Bent about two Axes. Ph. D. Thesis, University College, London, Dec. 1965.
33. C. BIRNSTIEL: Experiments on H Columns under Biaxial Bending. Proc. ASCE, Jl. Struct. Div., vol. 94, ST 10, Oct. 1968.
34. R. ANSLIJN et Ch. MASSONNET: New Tests on Steel I Beam-Columns in Mild Steel Subjected to Thrust and Biaxial Bending. Festschrift O. Jungbluth 60 Jahre, T.H. Darmstadt, 1978.
35. B. W. YOUNG: Steel Column Design. The Structural Engineer, vol. 51, n° 9, Sept. 1973.
36. B. KATO et H. AKIYAMA: A proposal for Design Formulae of Beam-Columns. Preliminary report, 2nd International Colloquium on Stability, Tokyo, 1976.
37. K. ROIK et R. BERGMANN: Steel Column Design. Preliminary Report. 2nd International Colloquium on Stability of Steel Structures, Liège, 1977.
38. I. N. SNEDDON, editor: Encyclopaedia Dictionary of Mathematics for Engineers and Applied Scientists. Pergamon Press, Oxford, 1976.
39. F. FREY: Effet du dressage à froid des profilés laminés en double té sur leur force portante. Mémoires de l'AIPC, Vol. 29-II, 1969.
40. K. JEZEK: Die Festigkeit von Druckstäben aus Stahl. Verlag von Julius Springer, Wien, 1937.
41. Ch. MASSONNET: Réflexions concernant l'établissement de prescriptions rationnelles sur le flambage des barres en acier. L'Ossature Métallique, N° 7-8, Juillet-Août 1950.

SAMENVATTING :

## AANGAANDE HET DRAAGVERMOGEN VAN STALEN KOLOMPROFIELEN

*In deze studie, worden door de auteurs vergelijkingen voorgesteld voor de verificatie en de berekening van het draagvermogen van stalen kolomprofielen onderworpen aan monoaxiale en aan biaxiale buiging.*

*Deze relaties maken een eenvormige behandeling mogelijk van de axiaal gedrukte profielen en van de profielen die tegelijkertijd aan druk en aan buiging onderworpen zijn.*

*Na een theoretisch rappel aangaande de bepaling van de equivalentiecoëfficiënten, worden de verschil-*

*lende gevallen van kolomprofielen, die men in de praktijk aantreft, onder het oog genomen.*

*Er wordt eveneens overgegaan tot een vergelijking tussen de voorgestelde formules en deze welke doorgaans in de literatuur voorkomen.*

*Ten slotte, handelen de auteurs nog over de validiteit van de plasticiteitsberekening toegepast op de verificatie en de berekening van de bezwijklast van kolomprofielen.*

# DIRECTIVES POUR LA BANQUE DES DONNEES ROUTIERES (\*)

par

**ir. E. VAN NUFFEL**

Ingénieur en chef-directeur des Ponts et Chaussées

## I. INTRODUCTION

### 1. Système de référence

— Avant d'entamer la collecte des données du réseau routier, il est nécessaire d'avoir un système commun de référence par rapport auquel il est possible de définir chaque donnée d'une manière univoque et sans ambiguïté.

— L'information à traiter se rapporte toujours à des points et sections du réseau routier de sorte qu'il soit nécessaire de définir ces points et sections d'une manière univoque. Une section peut être définie comme un morceau de tracé limité par deux points et peut contenir elle-même un certain nombre de points. Avant tout, il faut donc bien définir les points de référence du réseau routier.

— Un point est défini d'une manière univoque par ses coordonnées  $X$ ,  $Y$  (et éventuellement  $Z$ ), par exemple dans le système des coordonnées Lambert. Tous les autres systèmes de référence, par exemple par rapport à l'origine d'une route ou de frontières de communes ne sont pas univoques et sont en plus variables dans le temps, vu que ces tracés et frontières peuvent être modifiés à tout moment.

— D'autre part, ces coordonnées Lambert ne sont pas connues pour la plupart des points de référence existants et physiquement présents le long des routes, qui sont appelés à être employés pour des mesures, ce qui rend très difficile l'établissement d'un réseau univoque de points physiques.

(\*) De volledige nederlandse tekst verscheen in aflevering 2/1982, blz. 157.

— Ces points physiques se trouvent généralement à côté de la route; il est également indiqué qu'ils se trouvent à suffisamment de distance de l'axe de la route pour être insensibles aux modifications éventuelles du profil de la route. Le terme «point de référence» utilisé dans le présent document indique donc le point situé sur l'axe du revêtement routier à la hauteur du point physique situé à son bord.

— Afin de pouvoir remédier à ce problème, les coordonnées des points physiques seront déterminées par approximations successives.

*1<sup>re</sup> approximation:*

Levé du réseau de points sur cartes d'Etat-maj. (échelle 1/10.000). Il a déjà été demandé aux différentes directions provinciales des routes de dessiner les tracés des routes nationales et des autoroutes sur des cartes d'Etat-maj. à une échelle de 1/10.000.

Les coordonnées et certaines informations des points les plus importants de ces tracés peuvent être levées par l'Administration centrale des routes par un système graphique interactif. Les coordonnées, levées de cette manière, sont exactes à quelques dizaines de mètres près.

En principe, on lève les points que l'on suppose être des points de référence physiques et réellement présents sur la route ou des points qui sont nécessaires pour pouvoir suivre le tracé de la route avec suffisamment de précision, par exemple:

— carrefours;

- bornes kilométriques;
- ponts et autres ouvrages d'art;
- installations annexes;
- parkings;
- échangeurs;
- discontinuités dans le tracé.

Il est clair que certains de ces points, comme les ponts, installations annexes et échangeurs, ne peuvent pas être considérés comme des points univoques, mais plutôt comme un ensemble de points, dont les principaux détails n'existent pas sur une carte d'Etat-maj. En première approximation cependant, un point central de cet ensemble peut être donné. Plus de détails concernant ces ensembles peuvent être fournis plus tard sur base de plans plus détaillés.

Après avoir levé toutes ces données pour le réseau routier complet par cartes d'Etat-maj. et plans complémentaires, il est nécessaire de confronter les points levés sur carte avec la réalité le long de la route. Dans ce but, les données enregistrées seront redessinées par machine de dessin automatique sur calque à une échelle de 1/10.000, de manière telle que par superposition à la carte d'Etat-maj., une image soit obtenue du réseau routier enregistré.

Ces calques seront envoyés aux directions provinciales pour examen et vérification. Le but principal est de détecter les erreurs, d'apporter des modifications sur les cartes, d'indiquer les points physiques qui existent réellement et, s'il s'avère nécessaire, de compléter les cartes par de nouveaux points de références, suite à la visite sur place. Ces données graphiques modifiées seront de nouveau enregistrées. Il est important de soumettre préalablement ces cartes de points de référence aux différentes divisions de l'Administration centrale telles que la Division Circulation et Signalisation et la Division Infrastructure, de sorte que celles-ci puissent, chacune dans leur optique, encore ajouter des points de référence. Enfin, ces données du réseau routier seront introduites dans la banque des données routières qui sera conçue comme décrit ci-après.

*2<sup>e</sup> approximation et approximations suivantes :*

Le réseau de points de référence de la 1<sup>re</sup> approximation, comme décrit ci-dessus, peut être défini avec une plus grande précision. Dans ce but, on ajoute à chaque point de référence un code de précision. Cette précision plus poussée peut être obtenue petit à petit en employant des cartes ou plans plus précis et par des mesures sur place. Ainsi, l'emploi des orthophotoplans, qui existeront tant en Flandre qu'en Wallonie et qui contiendront des informations plus récentes et plus précises, permettra une approximation ulté-

rieure du réseau routier avec une meilleure précision. De cette façon, les hauteurs des points qui ont été levés lors de l'enregistrement des orthophotoplans peuvent être introduites dans la banque des données. On peut également utiliser des véhicules équipés d'instruments pour la détermination de la configuration des lieux.

— Il est certain que toutes les modifications et compléments du réseau routier et autoroutier, à l'occasion d'une mise en service ou transfert, devront être enregistrés par le système décrit dans ce document.

— Il est également nécessaire d'introduire dans la banque des données les projets prévus. Il suffit d'attribuer à ces points fictifs et routes fictives des numéros spéciaux de sorte que la différence avec le réseau routier existant soit claire. Cette information peut être très importante lors de l'exécution d'études comparatives de projets prévus, afin de déterminer des priorités, des études de trafic, etc...

— Le système de définition univoque et clair des points de références du réseau routier permet, en plus des listings habituels, la représentation graphique des réponses aux questions posées ce qui est très intéressant et permet une interprétation plus facile de ces résultats.

## **2. Informations proprement dites de la banque des données**

Les données proprement dites relatives aux routes mêmes ont toujours trait à un point particulier ou à un tronçon particulier de la route. Il suffit donc de définir ce point ou ce tronçon routier par rapport au point de référence pour obtenir un ensemble cohérent de données et pour établir des relations entre les différents types de fichiers (voir également le chapitre suivant).

## **II. CONSTRUCTION DES FICHIERS DE LA BANQUE DES DONNÉES**

Bien que l'utilisateur de la banque des données n'ait pas, dans la plupart des cas, un contact direct avec les fichiers les plus importants, qui deviendront le noyau de la banque des données autour duquel les autres fichiers contenant une partie de l'information seront construits, il semble néanmoins utile d'expliquer ci-après une proposition élaborée de fichiers de base séquentiels, contenant des records de longueurs fixes ou variables. Ceci aidera l'utilisateur à avoir une meilleure compréhension de la structure interne et des possibilités de la banque des données. Il y a lieu

de souligner que les systèmes de numérotation dont question ci-après seront généralement utilisés d'une façon interne dans les programmes d'ordinateur. Dans la mesure du possible, l'utilisateur même devra pouvoir utiliser son vocabulaire (standardisé) d'usage et systèmes de numérotation conventionnels.

La banque des données routières est composée de différents types de fichiers :

- A. Fichiers de référence
- B. Fichiers pour délimitation territoriale
- C. Fichiers d'information routière
- D. Fichiers particuliers pour infrastructures localisables
- E. Autres fichiers.

### A. FICHIERS DE RÉFÉRENCE

Les fichiers de référence formant la base de la banque des données routières ont tous trait au système de points de référence, de points représentant des ensembles et de points qui sont utilisés afin de pouvoir représenter graphiquement les tracés routiers et ce, d'une façon plus précise. Les relations entre ces points, le réseau routier et les sections du réseau routier sont rendues plus claires à l'aide de ces fichiers. Ces fichiers sont également le lien avec tous les autres fichiers. Ces fichiers de référence sont numérotés ci-après de 1.000 à 5.953. Les relations entre ces fichiers sont expliquées plus en détail dans l'annexe 3. La subdivision en plusieurs fichiers n'a qu'une signification didactique.

#### 1. Fichier n° 1.000.

**Division du pays en cartes d'Etat-major et leur situation dans le système de coordonnées Lambert**  
(Annexe 1)

La Belgique est divisée en 74 rectangles de 20 × 32 km. Chaque rectangle est à son tour subdivisé en 8 rectangles de 10 × 8 km. Ces rectangles de 10 × 8 km sont publiés à une échelle de 1/10.000. Ils sont à considérer comme des sous-ensembles du réseau complet de points de référence de la Belgique. Il existe 453 sous-ensembles. La subdivision en sous-ensembles permet de retrouver plus facilement les points et leurs informations par un système d'adressage et correspond en même temps à la manière par laquelle la collecte des données a été faite carte par carte. Si des erreurs se produisaient, ceci permettra également que seul 1/453<sup>e</sup> devra être recommencé. Le fichier n° 1.000 doit permettre de connaître la situation relative des cartes d'Etat-maj. entre elles ainsi que les coordonnées Lambert du coin S-O (par rap-

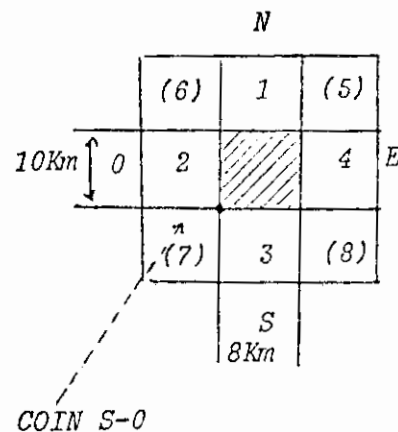
port à ce point de la carte tous les autres points ont des coordonnées relatives positives).

Les coordonnées de ces cartes d'Etat-maj. et leur situation entre elles peuvent aussi bien être déterminées par un programme d'ordinateur particulier ad hoc. Or, dans ce cas, il n'est plus possible de parler d'un fichier mais plutôt d'un « module » qui ne devrait être modifié que dans le cas où les frontières nationales changeraient.

Ce fichier à longueur de record fixe se présente comme suit :

N°-SEQ	N° CARTE-EM	X COIN S-O (m)	Y COIN S-O (m)	N° SEQ - CARTE CONTIGUE			
				1(N)	2(O)	3(S)	4(E)
001	017	---	---	000	000	003	002
002	018	---	---	000	001	000	000
003	026	---	---	000	000	011	004
453	718	---	---	448	452	000	000

- N°-SEQ: il s'agit de numéros consécutifs de toutes les cartes d'Etat-major existantes 1-453.
- N° carte EM: il s'agit des numéros qui apparaissent sur la carte d'Etat-major, par couche horizontale allant du N. au S. Chaque couche est parcourue de O à E. Les numéros des cartes portant un index A sont modifiés en numéros 731, 735 et 741.
- X-Y Coin S-O: coordonnées Lambert en mètres du coin S-O.
- N° SEQ carte contigue 1, 2, 3, 4: les numéros SEQ des cartes d'Etat-major contigues sont donnés respectivement pour les bords N, O, S et E. «000» signifie que la carte d'Etat-maj. n'existe pas et que l'on se trouve en dehors des frontières nationales.





## 2. Fichiers numéros 2.001-2.453.

### Points par carte d'Etat-maj

— On peut définir au maximum 9.999 points par carte d'Etat-maj. présentant de l'intérêt pour matérialiser le réseau routier avec une précision suffisante. Une plus grande précision des points dans les sections entre ces points sera obtenue dans les fichiers n° 5.001-5.453.

— Les points d'une carte d'Etat maj. sont numérotés d'une façon arbitraire de 0001-9999 et les coordonnées relatives (X-horizontale, Y-verticale) par rapport à l'origine S.O. sont enregistrées. ( $0 \leq X \leq 7999$  et  $0 \leq Y \leq 9999$ ). Les hauteurs de ces points peuvent être introduites plus tard sur base de mesures qui étaient nécessaires lors de la composition des orthophotoplans ou en utilisant d'autres moyens.

— A chaque point est attribué un code par lequel des renseignements sont fournis au sujet du genre de point et de la précision avec laquelle ses coordonnées ont été déterminées. Il existe plusieurs types de points:

1. Les points dont l'unique intérêt consiste à pouvoir dessiner le tracé avec une précision suffisante. Ici le code est = 0;
2. Les points qui correspondent aux points de référence physiques et réellement présents. Ces points-ci définiront les sections dans les fichiers n° 5.001-5.453.

Code = 1, 2, 3, 4 suivant la précision  
 = 1            50 m  $\leq$  erreur  
 = 2            10 m  $\leq$  erreur < 50 m  
 = 3            1 m  $\leq$  erreur < 10 m  
 = 4            erreur < 1 m

3. Les points qui forment des ensembles de points des groupes 1 et 2. En attendant une meilleure précision, ces points peuvent provisoirement être utilisés comme points de référence.

Code = 5 carrefours  
 = 6 ponts  
 = 7 parkings - installations annexes  
 = 8 échangeurs

4. Les points qui font partie de tracés non encore réalisés, en cours d'étude ou de routes en voie de construction.

Code = 9

P.S.: Pour les points des groupes 1, 3 et 4, la précision n'a pas beaucoup d'importance. On peut considérer qu'ils sont du même ordre de grandeur de précision que les points de référence de code 1 ou 2.

— Chaque point de l'ensemble de points par carte d'Etat-maj. peut faire partie d'un sous-ensemble. Il existe plusieurs types de sous-ensembles:

- A. Les sous-ensembles déjà définis ci-dessus sous le n° 3.
- B. Les sous-ensembles dont les points concernés sont précisés dans un autre fichier ou dont le but consiste uniquement à regrouper certains points entre lesquels existent une liaison.
- C. Les sous-ensembles indiquant la route principale dont le point fait partie.

En général, ces sous-ensembles peuvent faciliter la recherche et permettent en même temps de limiter la longueur de l'enregistrement par point dans le cas B et de garder l'information intéressante concernant certains points dans un autre fichier. Ces fichiers, à longueur d'enregistrement fixe, se présentent comme suit (pour chacune des 453 cartes d'Etat-maj):

N° SEQ	X rel. (m)	Y rel. (m)	H	Code	SOUS-ENSEMBLE		
					A	B	C
0001	---	---	---	-	---	---	---
...	...	...	...	...	...	...	...
9999	---	---	---	-	---	---	---

— N° SEQ: numéros consécutifs de tous les points de la carte d'Etat-maj (max = 9999)

— X rel., Y rel.: coordonnées relatives Lambert X et Y en mètres par rapport au coin S-O

$$0 \leq X \leq 7999 \quad 0 \leq Y \leq 9999$$

— H: hauteur de la surface de la route au droit du point en mètres.

— Code: 0 à 9 comme décrit ci-dessus.

— SOUS-ENSEMBLE:

- A. Ici le N° SEQ (0001-9999) du point représentant un ensemble (Code = 5-8), dont le point concerné fait partie, peut être rempli. Or, un point de référence peut faire partie d'un pont (CODE = 6) et ce pont peut à son tour faire partie d'un échangeur (CODE = 8). Un point à CODE = 0 fait partie du sous-ensemble du point de référence précédent (voir également B). Un cas particulier est décrit sous (D), page 456, lorsque le point fait partie d'un ensemble sur une autre carte d'Etat-maj. Dans ce cas, on met un cinquième chiffre.

B. Il y a lieu de distinguer deux cas:

1) CODE = 0

Comme déjà mentionné sous A., ce point fait partie d'un sous-ensemble du point de

référence précédent. Dans la zone B, le numéro de séquence du point à CODE = 0 par rapport à ce point de référence est donné. Le point le plus proche aura le numéro 001. Ensuite, on a le numéro 002, etc... La route est parcourue dans la direction indiquée ultérieurement.

2) CODE = 1-9

Dans la zone B, le n° SEQ 001-999 des fichiers 2.501-2.953 peut donner des informations plus précises au sujet du point concerné. Ces fichiers peuvent éventuellement renvoyer aux autres fichiers (voir (D) et (E)).

C. Le N° SEQ des fichiers 4.001-4.453 de la route principale sur laquelle le point est situé est introduit ici. La route principale est celle portant le numéro de route le plus bas, comme défini au fichier 3.000.

3. Fichiers n°s 2.501-2.953.

**Informations complémentaires concernant certains points de la carte d'Etat-major**

Pour certains points des fichiers 2.001-2.453 il peut être utile d'enregistrer des informations complémentaires. Ceci a déjà été décrit au cas B susmentionné des sous-ensembles. Un fichier de ce genre peut être établi pour chaque carte d'Etat-major.

Les informations complémentaires suivantes peuvent être ajoutées à chacun de ces points dans les fichiers 2.501-2.953 :

- le n° de la route croisée (la plus importante après l'identification de la route principale). Cette route ne doit pas être nécessairement une route nationale; elle peut également être une voie hydraulique, une ligne de chemin de fer ou une route communale. En principe, deux types de route peuvent se réunir dans un même point. S'il s'avère nécessaire

pour l'une ou l'autre raison de mémoriser trois ou quatre routes se rejoignant dans un même point, le point concerné doit être subdivisé en plusieurs points de sorte que seules deux routes se rejoignent au maximum dans un même point. Par exemple :

- le N° SEQ du point dans le fichier (D)

Dans beaucoup de cas, des points particuliers à CODE = 5-8 comporteront des compléments d'information dans d'autres fichiers (voir (D)).

Par exemple :

points: cfr. fichier des ponts

carrefours: - renseignements sur la signalisation lumineuse tricolore  
- panneaux de signalisation.

- les bornes kilométriques: Pour les points de référence correspondant aux bornes kilométriques et hectométriques, il est très utile de mentionner la numérotation indiquée sur la borne.

- Information alphanumérique:

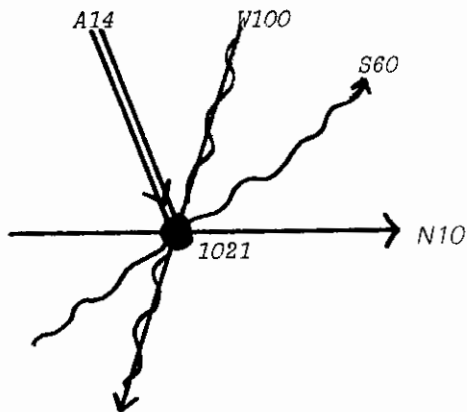
Pour certains points, il peut être utile de retenir son texte, comme le nom de la route traversée ou une dénomination locale, comme :

avenue des Nerviens  
Château d'eau

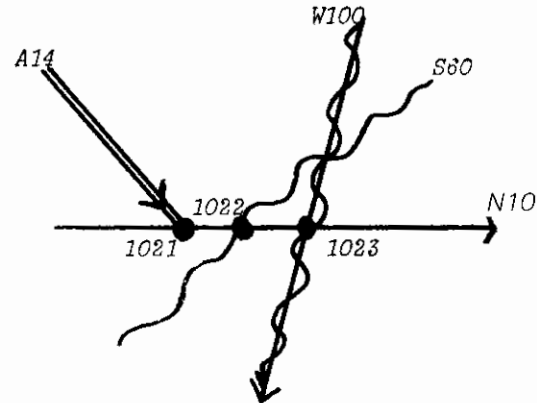
Ces fichiers d'une longueur fixe d'enregistrement se présentent comme suit :

N° SEQ	N° SEQ des fichiers 2.001 - 2.453	N° 8ème route	Zone alphanumérique (11 symboles)	
			N°	
001	---	---	---	---
999	---	---	---	---

- N° SEQ: numéros consécutifs pour les points du fichier 2.001-2.453 avec des données complémentaires (max. 999).

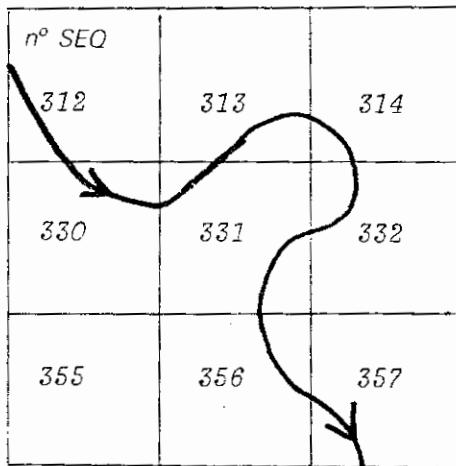


=



- N° SEQ fichiers 2.001-2.453: par ex.: 4.527 du fichier n° 2.127, joint au N° SEQ 322, si le point avait comme numéro de sous-ensemble-B 322 dans le fichier 2.127.
- N° 2° route: numéro de la route, voie hydraulique, ligne de chemin de fer..., qui est le plus important après la route principale (voir fichiers 2.001-2.453). Ici, le système de numérotation, comme décrit ci-après pour le fichier 3.000, est utilisé. Lorsqu'il s'agit d'un numéro n'ayant pas trait à une route nationale ou autoroute, il est possible, par ce numéro, d'indiquer le lien avec d'autres fichiers p. ex. des voies hydrauliques ou des lignes de chemin de fer (voir (E)).
- Zone alphanumérique: pour certains points, 15 symboles de texte peuvent être retenus, sauf pour des points à CODE = 5-8 et des bornes kilométriques et hectométriques. Dans ces cas, les 5 premiers symboles ont une signification particulière. Si le CODE = 5-8, ces 5 symboles sont numériques et correspondent au N° SEQ dans le fichier correspondant (D) où l'on peut trouver des informations complémentaires spécifiques concernant le carrefour, le pont, l'installation annexe ou l'échangeur en question. S'il s'agit de bornes kilométriques ou hectométriques, un «\*» est utilisé dans cette zone, suivi de 4 chiffres qui donnent la position de la borne kilométrique, exprimée en hectomètres. Il s'agit bien ici de ce qui est indiqué sur la borne kilométrique, ce qui ne correspond pas nécessairement à la distance exacte le long de la route.

*NOTE:* Les fichiers n°s 2.501-2.953 pourraient également faire partie des fichiers 2.001-2.453, mais avec des enregistrements à longueur variable. Lorsque l'expérience montrerait que la plupart des points nécessiteraient des informations complémentaires, comme



La carte n° SEQ 331 est parcourue 2 fois.

pour les fichiers 2.501-2.953, il serait préférable que cette information fasse partie intégrante des fichiers 2.001-2.453.

#### 4. Fichier n° 3.000.

##### Cartes d'Etat-maj. par courues par route

- Dans un premier fichier on note, pour chaque autoroute et route nationale les cartes d'Etat-maj. parcourues. Il est possible qu'une carte d'Etat-major soit parcourue plusieurs fois (voir fig. ci-dessous):

- Avant tout il est nécessaire d'adopter un système de numérotage des routes et de définir une certaine hiérarchie entre ces routes (voies):

1.	Type de route	Abréviation	Code
	Autoroute	A	0
	Ring autoroute	R	1
	Route nationale	N	2
	Voie hydraulique importante	W	3
	Chemin de fer (SNCF)	S	4
	Route provinciale	P	5
	Route communale	C	6
	Chemin de fer (autres)	V	7
	Autres routes et obstacles	H	8
	Routes projetées	F	9

##### 2. Numéro de la route:

Code = 0, 1, 2: Numérotation habituelle suivant la «Liste des dénominations des autoroutes et routes nationales».

= 3: Numérotation des voies hydrauliques suivant la liste en annexe (annexe 2).

= 4: Numéro de la ligne de chemin de fer suivant les indications de la S.N.C.B.

= 5: Numéro de la route provinciale suivant les indications de la province

= 6: Pour la plupart, il s'agit de numéros inconnus.

= 7: Numéro de la ligne de chemin de fer suivant indications des chemins de fer vicinaux, tramway, ...

= 8: Autres routes et obstacles comme:

- petites voies hydrauliques
- canalisations, lignes à haute tension
- chemin de halage
- passage pour piétons

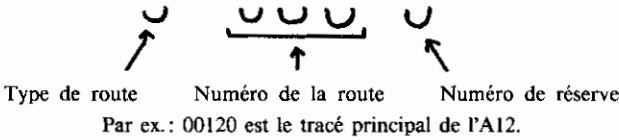
Des renseignements complémentaires sont également possibles dans la zone alphanumérique des fichiers n°s 2.501-2.953.

= 9: Ce code est suivi par le numérotage d'usage (sans réserve).

### 3. Numéro de réserve de la route :

— A employer pour les routes à index complémentaire (bis, A, ...) ou dans le cas de contournements afin de pouvoir définir chaque tracé d'une manière univoque.

Le numéro complet d'une route est constitué de 5 chiffres



— A chaque route correspond une direction. Celle-ci est définie par la direction indiquée dans la «liste des dénominations des autoroutes et routes nationales». Les contournements ont la même direction que la direction entre le point de début et le point final de l'ancienne route. Un ring est parcouru dans le sens lévygyre, sauf en cas de contradiction avec la liste mentionnée. Les accès et sorties des échangeurs, de certains carrefours, parkings, ... sont numérotés d'une façon spéciale (voir fichiers (D)).

— La hiérarchie des routes, c'est-à-dire la définition de la route principale et de la route secondaire ou, dans le cas de numéros de route superposés, le numéro à maintenir est déterminée par la règle suivante très facile : la route la plus importante est la route ayant le plus petit numéro comme expliqué ci-dessus.

— Dans le fichier 3.000 toutes les routes du type 0, 1, 2 et 9 sont introduites, ainsi que certaines routes du type 5 et 6, lorsqu'elles ont de l'importance pour assurer la continuité du réseau ou lorsqu'elles sont destinées à être reprises tôt ou tard dans le réseau des routes nationales à cause du trafic.

— Pour chaque route on donne dans l'ordre de la «Liste ...» susmentionnée une série de données [N° SEQ de la carte d'Etat-maj. + le N° SEQ de cette route dans le fichier 4. (N° SEQ de la carte d'Etat-maj.)] pour les différentes cartes d'Etat-maj. parcourues. Les numéros de route mêmes sont introduits dans un ordre arbitraire.

— Ce fichier à longueur variable d'enregistrement se présente comme suit :

N° SEQ	N° route	Série [N° SEQ carte E.M. - N° SEQ route fichier 4. ( N° SEQ - carte E.M. )]			
00001	20010	---	---	---	---
99999	69999	---	---	---	---

### 5. Fichiers n°s 4.001-4.453.

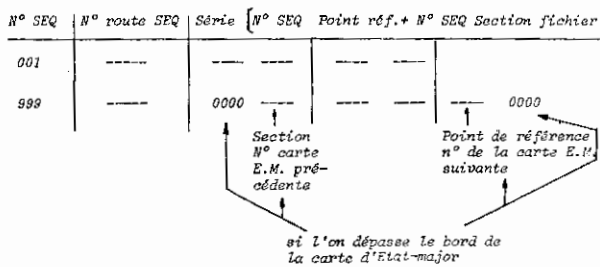
#### Les points de référence et les sections parcourues par carte d'Etat-major

— Comme précision complémentaire on donne maintenant, pour chaque route, suivant l'ordre de la «Liste ...» les points de référence parcourus. En même temps, les numéros des sections parcourues, qui assurent le rapport avec les fichiers n°s 5.001-5.453, sont donnés. Pour chaque point de référence, le numéro de séquence, associé au fichier correspondant des n°s 2.001-2.453, est donné. On peut bien imaginer que, avec le temps, il y aura un nombre élevé de (points de références et) sections, ce qui est un avantage (plus de précision). Par contre, un nombre très élevé de sections qui s'y rapportent peut être considéré comme un handicap par l'utilisateur parce que l'on n'utilise que quelques points de référence (et non pas tous les points) pour certaines mesures. L'utilisateur sera enclin à utiliser de plus grandes sections et à passer certains points de référence lors des mesures. Bien qu'il soit recommandé, pour la précision, d'utiliser tous les points de référence, il peut être admis que l'on détermine de plus grandes sections pour certaines mesures. Cela peut se faire en définissant des ensembles de sections le long d'une route déterminée, comme expliqué ultérieurement dans les fichiers 5.001-5.453. Différents usagers peuvent donc utiliser diverses sections et points de référence. Les mesures faites seront toutefois indiquées au sein du fichier par rapport au point de référence le plus proche, ce qui peut donner lieu à des transformations pouvant toujours être exécutées par un programme d'ordinateur.

— A l'exception du cas où le point absolu de départ ou final de la route se trouve sur la carte d'Etat-maj. concernée, la première et la dernière section de la route dépassent les bords de la carte d'Etat-maj. Ceci nécessite une convention spéciale : le point de référence avant cette première section, se trouvant sur la carte d'Etat-maj. précédente et le numéro de section de la première section se trouvant sur la carte d'Etat-maj. suivante sont notés par «0000». A côté du premier point «0000», on note cependant le numéro de section tel qu'il était défini sur la carte précédente et pour le dernier numéro de section «0000», le numéro du premier point de référence de la carte d'Etat-maj. suivante est donné.

— Puisque chaque section n'est définie qu'une seule fois et est jointe au point de référence précédent, il s'avère en fait qu'une route sur une carte d'Etat-maj. est parcourue du premier point de référence existant sur la carte d'Etat-maj. jusqu'à avant le premier point de référence de la carte d'Etat-maj. suivante. La continuité d'une route à travers différentes cartes d'Etat-maj. est ainsi assurée.

— Ces fichiers à longueur variable d'enregistrement se présentent comme suit :



— Dans les fichiers 4.001-4.453, les points de référence, répétés dans les fichiers 5.001-5.453, ont été repris afin de pouvoir suivre une route déterminée au-delà de toutes sortes de frontières territoriales (voir fichiers (B)) ou lorsque l'information relative à une section déterminée n'est pas immédiatement demandée. Après avoir contrôlé si un point de référence se trouve dans une zone déterminée ou en dehors de cette zone, il est possible de sélectionner les sections qui se trouvent intégralement dans une zone ou celles qui sont coupées par la frontière de cette zone. Une autre possibilité consiste à ne pas reprendre les points de référence dans ce fichier mais à noter les traversées de frontière sur les différents types de zones. Il y a un désavantage : il y a lieu de refaire le fichier intégral lors de chaque correction de frontière. Afin de simplifier les recherches en rapport avec les frontières territoriales, il est toujours possible de créer les fichiers 4.501-4.953 (voir description ci-après).

## 6. Fichiers 4.501-4.953.

**Pour chaque route et par carte d'Etat-maj. les sections sont indiquées en cas de modification de zone territoriale**

A quelques corrections près, à indiquer cas par cas, un programme d'ordinateur adapté utilisant les fichiers 4.001-4.453, 2001-2.453 et (B), peut constituer les fichiers en question. Le fichier devra être refait lors de chaque correction des frontières territoriales. Les sections où l'on note une modification de zone territoriale sont indiquées par route. On entend par section la partie de la route comprise entre deux points de référence consécutifs dont le premier point de référence (selon la direction de la route) fait partie intégrante de la section. Le deuxième point de référence fait partie de la section suivante. Cette procédure est nécessaire lorsque la frontière d'une zone territoriale coupe précisément le point de référence.

Dans les fichiers (B), une série de coordonnées par lesquelles passent les frontières est donnée pour les

différents types de frontières territoriales, par carte d'Etat-major. On a ainsi :

- les frontières communales (type = 0)
- les frontières de district (type = 1)
- les frontières provinciales (type = 2)
- les frontières nationales (type = 3)

(Il y a lieu de noter qu'une direction provinciale est composée de plusieurs districts et que la frontière administrative de cette direction coïncide avec les frontières extérieures de ses districts, ce qui ne correspond pas nécessairement aux frontières provinciales).

— Les communes, les districts et les provinces ont des numéros (5 chiffres au maximum) qui sont repris pour les sections dans lesquelles une frontière est franchie. Pour les frontières nationales, «00000» ou «00001» est noté en fonction du fait que l'on se trouve dans le pays ou en dehors de celui-ci.

— Ces fichiers à longueur d'enregistrement variable se présentent de la façon suivante :

N° SEQ Fichiers 4.001 - 4.453	SÉRIE [ N° SEQ-SECTION, DISTANCE - POINT REF., TYPE, N°-ZONE 1, N°-ZONE 2 ]						
	---	---	---	---	---	---	---
001	---	---	---	---	---	---	---
999	---	---	---	---	---	---	---

*Note:* Ces fichiers 4.501-4.953 peuvent simplement être considérés comme un prolongement des fichiers 4.001-4.453.

## 7. Fichiers n°s 5.001-5.453.

**Par carte d'Etat-maj. on définit par section, dans quels fichiers se trouve l'information complémentaire de cette section**

— Dans les fichiers 4.001-4.453 on donnait par route les numéros des points de référence et le numéro de la section suivante. Ces données sont à présent répétées section par section et l'on indique chaque fois s'il existe une information complémentaire pour cette section, dans quel fichier (A, B, C...) on dispose de cette information et de quelle année ces informations proviennent. Le nom de la route au droit de la section concernée peut également être donné (voir fichiers 5.501-5.943) ou on peut indiquer de quel sous-ensemble la section concernée fait partie, d'une manière analogue à celle des fichiers des points 2.001-2.453. Ainsi, il est également possible de définir les sections qui sont un ensemble d'autres sections d'une même route. Ensuite on donne, par ordre croissant, par rapport au point de référence concerné, les distances des points intermédiaires pour les quels les données complémentaires sont disponibles. De cette manière, on dispose immédiatement d'un aperçu de tout genre d'information disponible par section.

— Ces fichiers, à longueur d'enregistrement variable, se présentent de la façon suivante :

N° SEQ SECTION	N° SEQ POINTS DE REF	SECTION- LONGUEUR	SOUS-ENSEMBLES			POINTS INTERMÉDIAIRES (ou section) SERIES (n° fichiers (C) * X mètres)							
			A	B	C	A74	C80	A74	B60				
0001	---	---	---	---	---	A74	---	C80	---	A74	---	B60	---
0215	---	---	---	---	---	001	5234	001	7824	003	1952	---	---
9999	---	---	---	---	---	B60	---	Q87	---	B60	---	B60	---

N° SEQ section :

les numéros de sections, tel que définis dans les fichiers 4.001-4.453 : Le numéro de section maximal pour une carte d'Etat-maj. est 9999.

N° SEQ points de référence :

numéro du point de référence au début de la section ou d'une série de sections.

Longueur section :

la longueur le long de l'axe de la route, mesurée pour chaque section ou série de sections. Lorsque la longueur n'est pas connue encore, l'ordinateur peut accepter

$$L_0 = (\Sigma) \sqrt{(x_2 - x_1)^2 + (y^2 - y_1)^2}$$

en première approximation. La longueur réelle est donc égale à  $L \geq L_0$ .

Cette longueur est importante pour permettre aux différents usagers d'employer d'autres points de référence. Un programme d'ordinateur adapté peut exécuter les transformations nécessaires, moyennant quelques calculs, afin d'utiliser les mêmes points de référence pour toutes les mesures.

SOUS-ENSEMBLE :

A. Le N° SEQ (0001-9999) de la section dont la section en question fait partie peut être rempli ici. Un « groupe de sections » de ce genre comme le n° 0215 dans l'exemple dont question ci-dessus, est toujours composé d'une série reliée de sections (p. ex. 5234, 7824 et 1952) qui sont remplies dans la zone prévue à cet effet, précédée d'un numéro d'ordre de 3 chiffres. En fait, nous avons donc, en ordre, les sections 7824, 5234 et 1952. Les sections, comme le 5234, comporteront le numéro « 0215 » dans la zone « sous-ensemble A ». Beaucoup d'usagers utiliseront de préférence des « groupes de sections » de ce genre au lieu des sections réelles, utilisées dans les fichiers au sein des programmes.

B. Pour certaines sections ou « groupes de sections », il sera utile de donner des informations alphanumériques supplémentaires comme la dénomination des routes. Le N° SEQ des fichiers 5.501-

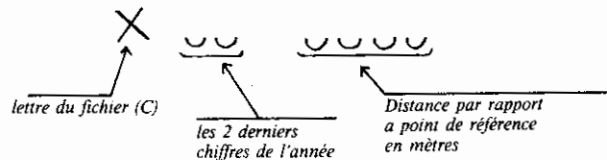
5.953 dans lesquels ces informations complémentaires sont disponibles, est rempli ici.

C. Un type particulier d'information est le N° SEQ des fichiers 4.001-4.453 de la route dont la section fait partie. Ce numéro est nécessaire pour assurer le retour à ce dernier fichier.

POINTS INTERMÉDIAIRES :

Dans un ordre croissant de distance par rapport au point de référence, les points intermédiaires de la section et leur fichier correspondant ainsi que l'année sont donnés. Ce sont ces fichiers A, B, C, D, E, F, ... (fichier (C)) qui contiennent les informations routières proprement dites comme par ex. les caractéristiques géométriques, les accidents de circulation, la rugosité du revêtement. Ces fichiers seront décrits plus en détail ci-après. Plusieurs éditions en fonction de l'année groupant les informations nécessaires peuvent exister pour chacun de ces fichiers. Ainsi est-il possible de suivre l'évolution de certaines caractéristiques et de contrôler l'âge (et la fiabilité) de certaines données. Or, non seulement la lettre du fichier mais également l'année est mentionnée pour chaque point intermédiaire.

On a donc :



Lorsque l'on dispose de plusieurs renseignements se rapportant à plusieurs années et plusieurs fichiers dans des points situés à une même distance par rapport au point de référence, l'ordre des données est déterminé par :

- 1) la distance
- 2) l'année
- 3) le fichier (en ordre alphabétique).

— Dans le cas spécial du sous-ensemble A décrit ci-dessus, cette zone a une signification tout à fait différente.

## 8. Fichiers n°s 5.501-5.953.

### Dénomination des routes par sections

Pour les sections pour lesquelles, dans les fichiers précédents 5.001-5.453, il a été introduit, sous la rubrique « SOUS-ENSEMBLES-B », un n° SEQ, on introduit ici la dénomination locale de la route concernée (rue, avenue, chaussée...). En principe, il est donc possible de donner 999 noms par carte d'E.M.

Ces fichiers, à longueur d'enregistrement fixe, se présentent comme suit :

N° SEQ	N° SEQ. fichiers 5.001 - 5.453	ZONE ALPHANUMÉRIQUE (20 symboles)
001	---	-----
999	---	CHAUS.-DE-BRUXELLES (par ex)

## B. FICHIERS POUR DELIMITATION TERRITORIALE

— Jusqu'à présent, les notions districts, communes, provinces ... n'ont été mentionnées nulle part, sauf pour les fichiers 4.501-4.953. Ceci a été fait parce qu'il est inutile d'alourdir la banque des données par des données qui peuvent être variables dans le temps et qui sont à considérer plutôt comme de l'information secondaire pour éclaircissement que comme information de référence sur laquelle on se base et qui mineront les bases de la banque des données, dès qu'il faudra y apporter des modifications.

— Il suffit dès lors de conserver cette information des frontières administratives dans des fichiers à part en introduisant les coordonnées Lambert de ces frontières sur les différentes cartes d'E.M. Il sera toujours possible de retrouver, pour un point ou une section bien défini, la commune, le province et le district concernés quand les coordonnées Lambert sont connues. Ces fichiers serviront plutôt pour éclaircir et contrôler et lors de travaux de recherche.

— Afin de limiter les travaux de recherche lorsque l'on pose des questions relatives aux délimitations territoriales, les fichiers 4.501-4.953 ont déjà été conçus; ils signalent le franchissement des frontières communales, provinciales, nationales et de districts en suivant le parcours d'une route déterminée.

— Les fichiers pour ces différentes frontières contiennent en principe une série de coordonnées de ces frontières, carte d'E.M. par carte d'E.M. Par zone, à l'intérieur de ses frontières, les N°s SEQ des cartes d'Etat-major sont donnés, situés dans (CODE = 0) ou au bord (CODE = 1) de la zone concernée. Les N°s SEQ concernés sont donnés dans des couches horizontales, premièrement N-S et deuxièmement E-O, par couche. Les dispositions nécessaires pour les frontières nationales ont déjà été prévues dans le fichier 1.000; «000» signifie que l'on se trouve en dehors des frontières nationales.

### 1. Fichiers n°s 10.001-10.453 et 10.500.

#### Frontières communales

— Les fichiers de frontières de communes (avant et après fusion) sont déjà introduits dans l'ordinateur

central du P.I.S. et il est possible, pour un X et Y donnés, de connaître le numéro INS de la commune où est situé ce point. Ces fichiers existent carte d'Etat-major par carte d'Etat-maj. et sont numérotés ici 10.001-10.453.

— D'une manière inverse, il faut avoir un fichier 10.500 qui peut donner, pour un numéro-INS donné, d'une commune, les cartes d'Etat-major concernées, accompagnées de leur code = 0 ou 1, comme décrit ci-dessus.

### 2. Fichiers n°s 11.001-11.453 et 11.500.

#### Frontières de district

— Comme l'entité administrative d'une direction provinciale est un district à l'Administration des Routes et que des renseignements et questions seront demandés à ce sujet, il sera donc nécessaire d'introduire en fichiers les coordonnées des frontières de district. On peut admettre que la précision de ces frontières de district a moins d'importance sauf aux croisements de routes nationales et autoroutes. Aussi est-il vrai que certains fichiers de la série 11.001-11.453 n'existeront pas lorsqu'une carte d'Etat-maj. se trouve intégralement dans un seul district.

— D'une manière inverse, il faut avoir un fichier 11.500 qui donnera pour un numéro de district donné, les numéros des cartes d'Etat-major concernés, accompagnées de leur code = 0 ou 1.

### 3. Fichiers n°s 12.001-12.453 et 12.500.

#### Frontières provinciales

Les frontières provinciales sont formées par les bords des limites des frontières communales appartenant à une même province. Comme les frontières communales ont déjà été introduites, il est possible d'en déduire les fichiers des frontières provinciales.

### 4. Fichiers n°s 13.001-13.453 et 13.500.

#### Frontières nationales

— Analogue au point 3.

— Le fichier 13.500 peut être déduit du fichier 1.000.

— Ces différents fichiers permettront également, lors d'une représentation graphique de l'information du réseau routier, d'indiquer les frontières de districts, communales ou provinces si on le désire.

## C. FICHIERS D'INFORMATION ROUTIÈRE

Dans les fichiers précédents 5.001-5.453, le rapport a été établi entre tous les fichiers précédents en rap-

port aux cartes d'Etat-maj., points de référence, routes et sections et les données proprement dites de la banque des données introduites dans les fichiers A, B, ... Z. L'indication de ces fichiers à l'aide des lettres A, B, ... Z n'a été faite que pour des raisons d'ordre didactique et ne signifie nullement qu'il n'existerait que 26 fichiers de ce genre. Le contenu desdits fichiers est traité à la fin de ce paragraphe. Tout d'abord, leur structure sera expliquée. Plusieurs aspects doivent être pris en considération :

- a) Différentes éditions selon l'année des levés
- b) Différents types de points intermédiaires
- c) Différents types de séries de données selon l'importance de la direction transversale.

a) *Différentes éditions selon l'année des levés*

Comme déjà indiqué ci-dessus, il est possible d'avoir plusieurs éditions de chacun de ces fichiers. Par ex. si le fichier A a trait à des données collectées à la division infrastructure des routes, comme la rugosité du revêtement, et si ces données sont disponibles pour les années 1974, 1979 et 1981 pour une section déterminée, nous aurions les versions A74, A79 et A81.

On peut admettre qu'en fait, pratiquement chaque année, des levés sont faits sur certaines routes et régions du pays pour le fichier A mais que cette information n'est connue qu'avec des intervalles de plusieurs années pour une série de sections le long d'une route située dans une région déterminée du pays.

b) *Différents types de points intermédiaires*

On peut généralement poser que chacun des fichiers A, B, C, ... est composé de plusieurs séries de données, reliées à un point intermédiaire d'une section d'une route déterminée pour une année déterminée. Comme toute l'information de base doit finalement être ramenée à une même présentation uniforme, il est toujours nécessaire de transformer toutes les données mesurées sur le terrain en une même forme conventionnelle. A cet effet, il y a tout d'abord lieu de déterminer une fois pour toute, pour chacun de ces fichiers A, B, C, ... le format de toutes les données de ce fichier concernant un point intermédiaire. Lorsque le fichier aurait trait à des recensements de circulation, chaque point intermédiaire comportera une série de données avec une longueur et une composition bien déterminées, comme p. ex. indiqué ci-après :

SERIE = [trafic journalier moyen]

5 chiffres

[id. pour saturation] [nature du trafic] ...

5 chiffres

4 lettres

— Cette série peut être reliée, comme donnée locale, à un point intermédiaire mais il est également possible que la série ait trait, en fait, à la zone suivante de la section ou que cette série constitue une valeur moyenne ayant trait à une zone qui s'étend par exemple de 50 m devant le point intermédiaire à 50 m après le point intermédiaire. Cette distinction est clarifiée pour chaque point intermédiaire avec un code :

Code 0 = point

1 = zone suivante (sans répétition)

2 = milieu de la zone (sans répétition)

— A titre de simplification, il peut parfois être utile que des points intermédiaires à des distances régulières soient donnés en même temps. Dans ce cas, le point intermédiaire du commencement, la distance intermédiaire et le nombre de fois que la distance intermédiaire doit être répétée sont donnés, conjointement avec le nombre correspondant de séries de données. Pour indiquer la répétition, le code devient respectivement : 3, 4 et 5 :

Code 3 = point (avec répétition)

4 = zone suivante (avec répétition)

5 = milieu de la zone (avec répétition)

*Exemples :*

Code = 0 — accident de circulation

— déformation du revêtement

Code = 1 — coupe transversale

— modification du nombre de bandes de circulation

Code = 3 — poteaux d'éclairage

— arbres

Code = 5 — mesures de rugosité

— mesures d'ornièrage

— Il est possible d'avoir différents types de points intermédiaires pour un même fichier. En effet, selon le service ou la méthode de mesurage employée, certaines données peuvent parfois être données à des distances régulières, d'autres à des distances irrégulières; l'information pour une route peut avoir trait au début de la zone et, pour une autre route au milieu de la zone.

— La structure d'un de ces fichiers se présente donc comme suit :

1 : année: deux derniers chiffres (1982 → 82)

2 : route: N° SEQ du fichier 3.000



- 3: section: N° SEQ de la carte d'Etat-maj. + N° SEQ section des fichiers 5.001-5.453  
 4: code: 0-5 comme indiqué ci-dessus  
 5: si le code = 0-2, nous avons  $n \times$  [distance jusqu'au point de référence en mètres + (SERIE)]  
 Si le code = 3-5, nous avons: point de commencement, distance intermédiaire, nombre de fois, nombre de SERIES.

par exemple:

- 1) 79/31530/  
 143/4219/0/0025/SERIE/0115/SERIE/0724/  
 SERIE/1005/SERIE/143/4377/1/0713/SERIE

Cela signifie que les données de l'année 1979 ont trait à la route à N° SEQ 31.530 ce qui, sur base du fichier 3.000, est le numéro de la route 20.531 ou, plus précisément, la RN 53A. Sur la carte d'Etat-maj. N° SEQ.143 ou 25/6, la route emprunte les sections N° SEQ 4.219 et 4.377 sur cette carte pour lesquelles une série de données est fournie pour les points intermédiaires à partir du point de référence appartenant à la section n° 4.219 à 25 m, 115 m, 724 m et 1005 m et qu'une nouvelle zone, avec une série de données y afférentes, commence à partir du point de référence appartenant à la section n° 4.377 à 713 m.

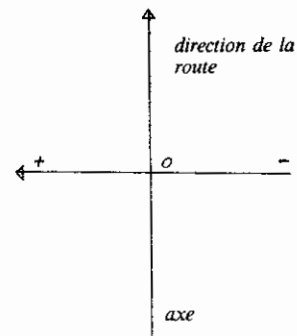
- 2) 75/31530/  
 143/4219/5/0013/100/05/SERIE SERIE  
 SERIE SERIE SERIE

Cela signifie que nous avons à nouveau la RN 53A mais cette fois-ci en 1975 et sur la carte d'Etat-maj. 25/6, section n° 4.219. Sont données, 5 zones, avec des séries de données y afférentes situées à respectivement 13 m, 113 m, 213 m, 313 m et 413 m, mesurées à partir du point de référence au début de cette section. Les séries de données se rapportent au milieu de la zone de 100 m.

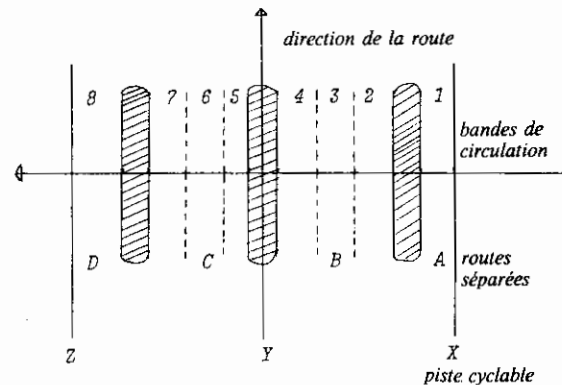
c) *Différents types de données selon l'importance de la direction transversale*

Une direction transversale appartient à chaque point intermédiaire. Dans une coupe transversale déterminée, il y a donc lieu d'établir une convention afin de pouvoir définir chaque point perpendiculairement à l'axe du tracé. Si l'on détermine la position exacte d'un point en direction transversale, il est indiqué de le faire par rapport à l'axe de la route parce qu'il est généralement difficile d'indiquer un point situé au bord. Cela se fait sur base de la convention donnée ci-après (fig. a).

A moins qu'il ne s'agisse de données géométriques, on ne s'intéresse généralement pas à la position exacte;



(a)



(b)

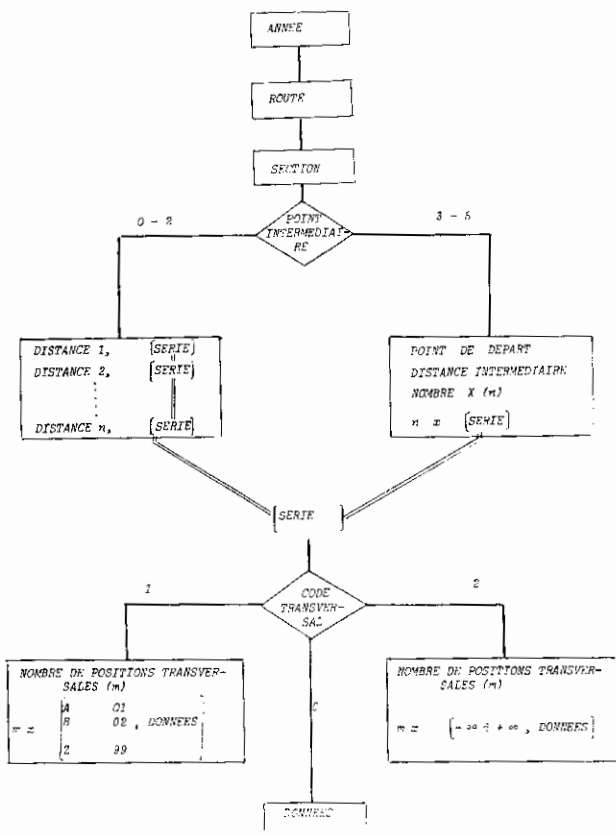
te; il suffit d'indiquer la bande de circulation et la chaussée séparée. On peut adopter la convention selon la figure (b) où A, B, C, ... sont les chaussées séparées par des bermes et où 1, 2, 3, ... sont les bandes de circulation; X, Y et Z peuvent être indiqués p. ex. pour les pistes cyclables. La notion de «SERIE» comme définie et liée à un point déterminé le long de l'axe longitudinal de la route doit être divisée pour certains types d'information (comme par exemple la localisation des déformations du revêtement) dans différents groupes de données, reliés chaque fois à une position en direction transversale. Mais il est également possible que la direction transversale n'ait pas d'importance. En général, 3 cas peuvent se présenter pour la direction transversale:

- pas d'importance (code = 0)
- importance approximative A, B, C, ... 1, 2 ... (code = 1)
- importance exacte (code = 2)

Le format d'une SERIE comme décrit ci-dessus pour un exemple peu compliqué devient en quelque sorte plus compliqué lorsque le «CODE TRANSVERSAL» = 1 ou 2. Une SERIE est généralement composée comme suit:

SERIE = CODE TRANSVERSAL, NOMBRE DE POS. TRANSV., NOMBRE X (position, données)  
 0 ----- n'existe pas  
 1 ----- A, B, C... ou 1, 2, 3...  
 2 ----- «position» «n»

— La structure complète d'un des fichiers A, B, C, ... Z se présente donc comme suit :



**Exemples :**

- 1) SERIE 0|| 3124, ALPHANUMERIQUE, 26, 3|  
Il s'agit ici d'un nombre de données où la position transversale n'a pas d'importance
- 2) SERIE 1||4 |B03| 3124, ALPHANUMERIQUE, 26, 3|  
|C05| 2122, COMMENTAIRE, 10, 2|  
|D00| 0107, EXPLICATION, 00, 1|  
|Y00| 0000, INFORMATION, 77, 4|  
Il s'agit ici de 4 positions transversales dont la 2<sup>e</sup> par exemple est située dans la 3<sup>e</sup> chaussée séparée sur la bande 5, avec données y afférentes.
- 3) SERIE 2||2 |-3.01| 3124, ALPHANUMERIQUE, 26, 3|  
|+5.22| 2122, COMMENTAIRE, 10, 2|  
Il s'agit ici de 2 positions transversales, situées respectivement à -3.01 et +5.22 de l'axe de la route, avec données y afférentes.

— Dans la pratique, la personne qui doit introduire ces données en ordinateur ne le fera jamais de la façon dont question ci-dessus. Ce qui est indiqué ci-dessus moyennant les numéros relatifs de route et de cartes d'Etat-major n'est généralement pas connu par une personne étrangère au système; il est le résultat final de transformations d'une série d'informations

qui ont été préparées et introduites d'une façon plus facile par cette personne. Des programmes de contrôle et de transformation utilisant les fichiers 1.000 à 5.953 et également les fichiers 10.001, ... sont reponsables de la forme finale comme indiquée ci-dessus.

— Toute l'information jugée importante dans le cadre de la banque des données routières pour les différents services :

- division circulation et signalisation
- infrastructure des routes
- gestion et entretien
- directions provinciales
- ...

est collectée de cette façon dans un des fichiers A, B, ...

Afin de savoir de quelle manière l'information disponible à rassembler dans un des fichiers A, B, ..., dont le nombre n'a pas d'importance, doit être introduite, on peut se baser sur les critères suivants :

- 1) l'information introduite dans un seul fichier doit être de la même nature, de préférence. Par exemple, il n'y a aucun sens de grouper dans un même fichier des informations relatives à un poteau d'éclairage et à des mesures d'ornierage;
- 2) l'information introduite dans un fichier X<sub>ij</sub> doit se rapporter à une même période (et sûrement la même année). Il est préférable de lever les données concernées en une seule opération;
- 3) il est indiqué de grouper en une seule opération (ouverture d'un dossier ou une visite sur place) les données jugées importantes. Mais il ne faut pas exagérer: le traitement rapide des données jugées prioritaires ne peut pas être mis en cause par des à-côtés;
- 4) bien qu'il ne soit pas nécessaire, il est recommandé de grouper dans un même fichier les informations ayant une même structure en direction longitudinale (cf. code du point intermédiaire) et en direction transversale (code transversal).

Une analyse préalable sera donc nécessaire pour savoir quelle information doit être introduite dans un fichier X, en tenant compte des critères susmentionnés et parfois contraires. Une liste non exhaustive de l'information à introduire est donnée ci-après; cette information peut intéresser un ou plusieurs services de l'administration des routes :

- Recensements de circulation (poste de comptage, courants de circulation, prévisions)
- Accidents de circulation
- Obstacles pour transports exceptionnels

- Coupe transversale (nombre de bandes, longueur, ...)
- Profil en long
- Revêtement et infrastructure
- Mesures :
  - orniérage
  - rugosité
  - flexion
  - profil en long (APL)
- Equipements :
  - éclairage
  - glissières de sécurité
  - signalisation
  - plantations - arbres
  - marquages routiers
  - évacuation des eaux
- Défauts
- Dossier administratif :
  - expropriations
  - plans - études
  - adjudications

Plusieurs fichiers existent déjà sous l'une ou l'autre forme, en fonction des moyens utilisés.

Chaque type d'information provenant de n'importe quel service ou division devra être regroupé d'une façon exacte, sous une forme exacte. Les transformations nécessaires peuvent être exécutées manuellement ou par ordinateur même autant que possible. Uniquement en agissant de cette façon, il est possible d'établir des rapports entre les différents types de données localisables. Chaque service ou division de l'administration des routes devra analyser dès lors ses données et ses informations importantes disponibles sous cet angle et faire des propositions concrètes à l'administration centrale. Après accord quant à la conformité et le contenu des informations proposées, chaque service ou division peut composer son (ses) fichier (s) en fonction des priorités avancées.

La possibilité d'établir des rapports entre les différents types de fichiers sera assurée en conséquence et aucun travail ne sera fait en vain.

#### D. FICHIERS PARTICULIERS POUR DES INFRASTRUCTURES LOCALISABLES

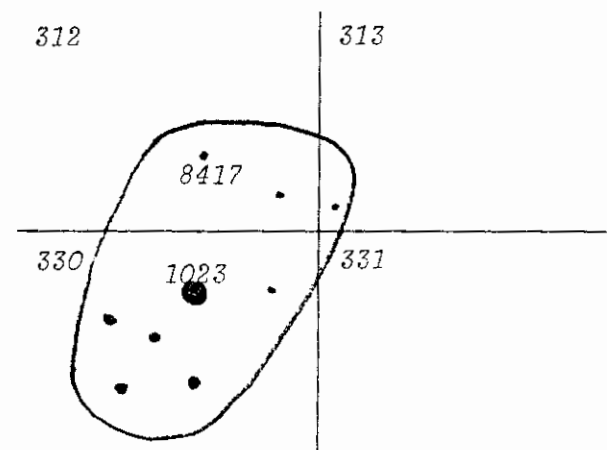
— Dans les fichiers 2.001-2.953, des points ont été repris qui sont des ensembles d'autres points (CODE = 5-8). En reprenant le N° SEQ dans un des fichiers (D), il est possible de donner des informations particulières sur ces points. Ces points à information localisable sont tellement importants qu'il est opportun de les considérer comme des entités pratiquement indépendantes et non pas comme un point intermédiaire sur une section, bien qu'il soit toujours

possible d'établir le rapport avec le reste du réseau routier.

— Pour faciliter les choses, ces infrastructures locales doivent être considérées comme un seul point lors du levé sur cartes d'Etat-major. Il est toutefois possible de préciser moyennant des cartes de détail. Dans les fichiers décrits ci-après, on pourra par exemple établir des relations entre les points des fichiers 2.001-2.453 avec le code = 0-4 et éventuellement 5 ou 6, lorsqu'ils font partie de l'ensemble concerné.

— La reprise des points de détail d'un ensemble se fera à partir de plans séparés, sur lesquels au moins 3 points de coordonnées Lambert données ont été indiqués. Un programme d'ordinateur utilisé ensuite ajoutera ces points aux fichiers 2.001-2.453. Lorsqu'un point représentant un ensemble se trouve près du bord d'une carte d'Etat-maj., il est bien possible que la zone d'influence de ce point s'étende jusqu'au-delà de la limite de la carte d'Etat-major.

*Exemple*



Le point 1023 sur la carte n° 330 est un point avec le code = 8 et le point 8417 situé sur la carte 312 fait partie de l'ensemble 1023. Pour le sous-ensemble du fichier 2.312, « 10233 » sera rempli pour le point 8417 dans la zone A, les 4 premiers chiffres donnant le numéro et la dernière position « 3 » la situation relative de la carte d'Etat-major 330 concernée par rapport à la carte d'Etat-maj. 312, comme indiqué à la figure à la page 445. Cette dernière position peut donc varier entre 1 et 8.

— Chaque fichier particulier sera actuellement examiné :

##### 1. Carrefours

— Les points dans les fichiers 2.001-2.453 avec le code = 5 sont tous des carrefours, dans le sens large

tu terme, lorsqu'ils représentent le croisement d'une route principale avec un des 10 types de route possibles à la page 448. Seul un nombre limité de ces carrefours vaut vraiment la peine, d'être repris dans un fichier particulier, surtout ceux qui sont repris dans un fichier particulier pour des motifs d'ordre technique de circulation. Seuls les croisements à niveau sont repris dans ce fichier (si cela n'est pas le cas, voir les échangeurs).

— Les données suivantes sont reprises dans ce fichier:

- (1) le N° SEQ du carrefour. Le premier carrefour introduit dans ce fichier porte le numéro «00001», etc. Il s'agit ici d'une numérotation ininterrompue pour tout le pays, où il n'a pas été tenu compte de la division artificielle en carte d'Etat-maj.
- (2) Le numéro de la carte d'Etat-maj. et le N° SEQ du point central concerné, représentant le sous-ensemble total.
- (3) Le(s) numéro(s) de la carte d'Etat-maj. et le N° SEQ des points faisant partie du sous-ensemble. Différents types de points peuvent faire partie de cet ensemble:
  - les points qui sont également des carrefours (code = 5) et qui constituent des éléments d'un sous-ensemble à cause d'une division fictive du carrefour pour des motifs expliqués en bas de la page 447;
  - les points qui permettent de mieux représenter les axes des routes concernées sur le carrefour et aux environs immédiats de celui-ci. On peut également tenir compte dans ce contexte de

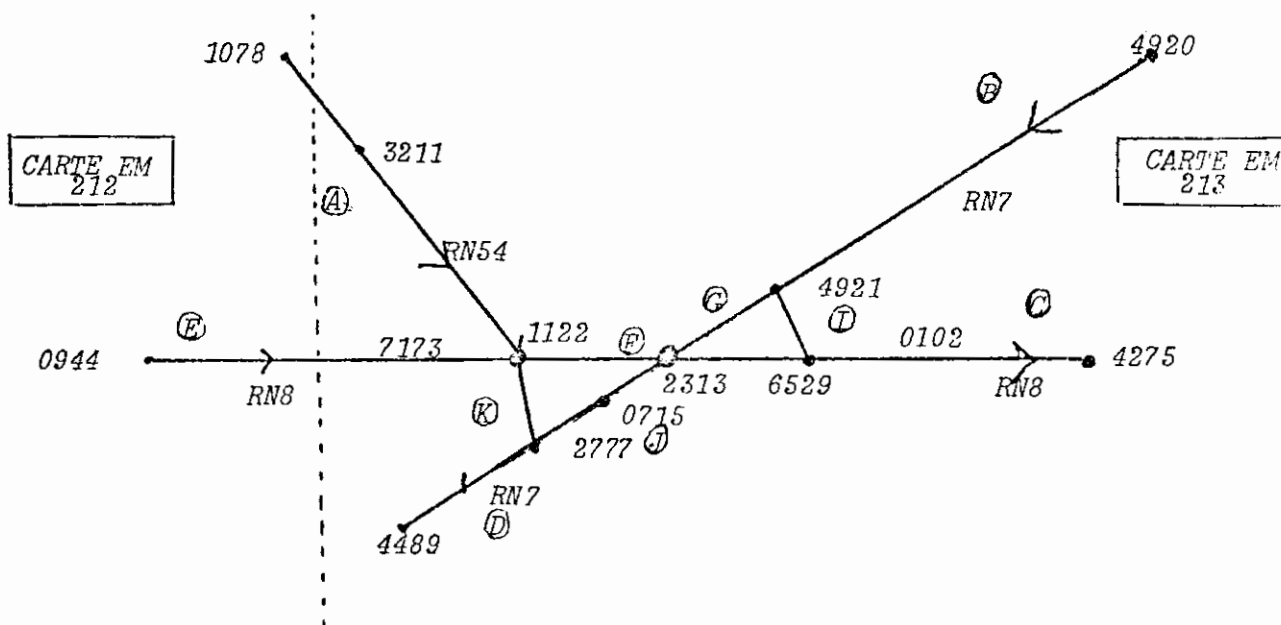
bandes de circulation tournantes, etc... (code = 0);

- des points de référence physiquement présents (p. ex. les bornes kilométriques) dont les coordonnées sont connues d'une façon relativement précise (CODE w 1-4);
- des points indiquant la situation d'une signalisation lumineuse tricolore et des panneaux d'indication (CODE = 0-4).

- (4) Les différentes branches du carrefour qui ne se recouvrent pas.

#### Exemple

- les points 1122 et 2313 ont le code = 5 et le 1122 fait partie du sous-ensemble 2313.
- les points 1078(2), 4920(0), 4275(0), 4489(0) et 0944(2) sont les premiers points sur les différentes routes *ne* faisant *pas* partie du sous-ensemble 2313.
- Les différentes branches sont les suivantes: (le dernier index signifie: sur la carte d'Etat-maj. ou à côté de celle-ci)
  - A : 1078(2), 3211(0), 1122(0)
  - B : 4920(0), 4921(0)
  - C : 4275(0), 0102(0), 6529(0)
  - D : 4489(0), 2777(0)
  - E : 0944(2), 7173(0), 1122(0)
  - F : 1122(0), 2313(0)
  - G : 2313(0), 4921(0)
  - H : 2313(0), 6529(0)
  - I : 4921(0), 6529(0)
  - J : 2313(0), 0715(0), 2777(0)
  - K : 1122(0), 2777(0)



- Les points 1122 et 2313 ne doivent pas nécessairement faire partie des différentes branches. Normalement ces points représentent des points centraux sur l'intersection des axes des routes concernées. Dans beaucoup de cas (p. ex. un rond-point), ils ne feront pas partie de l'une ou de l'autre branche.
  - D'autres informations peuvent encore être associées, si nécessaire, à chacune de ces branches.
- (5) — Les différentes directions possibles dans le carrefour sont indiquées, en tenant compte éventuellement des routes à sens unique. A cet effet, toutes les relations entre les différentes directions possibles sont indiquées, caractérisées par les points suivants qui ne font pas partie du sous-ensemble.
- Dans l'exemple dont question ci-dessus, nous avons:  
 $25 = 5 \times 5$  directions possibles

	1078(2)	4920(0)	4275(0)	4489(0)	0944(2)
1078(2)	01	02	03	04	05
4920(0)	06	07	08	09	10
4275(0)	11	12	13	14	15
4489(0)	16	17	18	19	20
0944(2)	21	22	23	24	25

Les branches parcourues sont données pour chacune de ces 25 directions, complétées d'autres données en matière de circulation, comme par exemple:

- courant de circulation
- nombre de bandes de circulation
- obstacles pour transports exceptionnels
- signalisation lumineuse tricolore et panneaux de signalisation

Dans l'exemple susmentionné, nous aurons pour la direction 04:

04: AKD + information

- (6) Autres données utiles de la Division Circulation et Signalisation, A.E.E. ou directions provinciales

## 2. Ponts

Les points dans les fichiers 2.001-2.453 avec le code = 6 sont des ponts. Environ 6000 ponts ont déjà été repris au fichier des ponts. Via le N° SEQ

(00001-06000), on a accès à l'information concernée.

Les coordonnées Lambert d'un point central situé sur le pont (à l'intersection des axes des routes concernées) ont été reprises entre autres dans ce fichier. Ce point correspondra au point correspondant des fichiers 2.001-2.453 qui aura également un N° SEQ (0001-9999).

Comme on dispose d'esquisses en plan de ces ponts suite à l'inspection des ponts, ou en utilisant d'autres plans existants, il est possible et indiqué dans certains cas d'augmenter la précision des tracés aux environs de ces ponts en associant des points intéressants supplémentaires au point concerné sur le pont, devenant ainsi un sous-ensemble. Dans ce contexte, les culées, les piliers et les bornes de nivellement et kilométriques peuvent être considérés comme des points importants. Il peut également être utile d'indiquer la différence de niveau entre la route supérieure et inférieure en subdivisant le point représentant le pont et en indiquant la hauteur (coordonnée Z). De ce fait, il sera clair et net de quelle route le tablier de pont fait partie et de quelle route l'infrastructure du pont fait partie. Ces informations devraient être reprises dans une rubrique séparée du fichier des ponts en introduisant également les relations et les liaisons entre les différents types de points.

## 3. Installations annexes - parkings

Les points dans les fichiers 2.001-2.453 avec le code = 7 sont des installations annexes ou parkings. Des zones de stationnement continues le long de la chaussée sont exclues et peuvent être reprises section par section. Dans une première approximation, les coordonnées Lambert d'un point central seront également données; il peut être considéré comme un sous-ensemble de points, tout en précisant les trajectoires des chaussées latérales et les accès à la route proprement dite. Des renseignements complémentaires relatifs à la nature de l'installation annexe peuvent être donnés:

- Restaurant
- Snack-bar
- Toilettes
- Pompes à essence
- Emplacements de stationnement
- Information administrative.

Ces données peuvent être groupées par installation annexe. Les installations annexes sont introduites dans un ordre arbitraire; elles peuvent ensuite être liées au point concerné du fichier 2.001-2.453 ayant le code = 7.

#### 4. *Echangeurs*

— Les points dans les fichiers 2.001-2.453 avec le code = 8 sont des échangeurs. Ces échangeurs sont par définition des croisements à niveaux différents. Des ponts ainsi que des croisements à niveau peuvent faire partie d'un échangeur. Dans certains cas, il est même possible d'y rencontrer des installations annexes ou des parkings.

Le sous-ensemble «Echangeur» peut en conséquence comprendre tous les points possibles du code = 0-9.

— Les renseignements repris par échangeur dans ce fichier particulier sont analogues à ceux qui ont été repris pour les carrefours (voir 1), avec cette différence qu'il y a beaucoup plus de points et que la complexité sera généralement d'un ordre supérieur.

Il n'y aura pas des feux de signalisation dans l'échangeur proprement dit, ce qui constitue une certaine simplification. Par contre, les feux de signalisation implantés sur certains carrefours faisant partie de l'échangeur, appartiennent au carrefour concerné et seront repris au fichier particulier concerné.

— Les différentes branches de l'échangeur comprendront également des ponts où beaucoup d'importance sera attachée aux différences de niveau des différents tabliers de pont (voir point 2 ci-dessus). Chaque direction comprendra également une série de données importantes de trafic.

#### E. AUTRES FICHIERS

— Il a déjà été mentionné en passant dans les fichiers 2.501-2.953 que la possibilité existe de faire des rapports avec les fichiers d'autres administrations, ce qui est déjà implicitement le cas pour le fichier des ponts.

— Par l'intermédiaire du numéro de la route (voie) dans le sens le plus large, il est possible d'établir des relations avec d'autres fichiers comme ceux des voies hydrauliques et des chemins de fer. Mêmes les lignes de haute tension ainsi que les canalisations souterraines le long de la route peuvent être notées à l'endroit exact; il est dès lors possible d'en tenir compte lors de l'exécution des travaux ou de la délivrance d'autorisations aux concessionnaires.

— La banque des données routières peut alors être considérée comme un des multiples réseaux du pays. Les rapports avec d'autres réseaux sont établis par certains nœuds.

### III. GENRE DE QUESTIONS QUE L'ON DOIT POUVOIR DEMANDER À LA BANQUE DES DONNÉES

Il est pratiquement impossible de prévoir d'avance toutes les questions possibles que l'on pourra demander un jour. La structure et le genre de questions possibles doivent néanmoins être prévus d'avance parce que la banque des données doit être structurée en fonction de celles-ci. Lors de la composition des fichiers définis jusqu'à présent, il a été prévu un système d'adressage afin de permettre une recherche rapide parmi les différents fichiers. Ces fichiers sont conçus de telle façon qu'il soit surtout facile de répondre aux questions concernant une sélection limitée de routes ou de points importants de référence le long d'une route combinés avec une délimitation territoriale:

#### 1) *Sélection limitée de routes*

Il y a moyen de sélectionner par:

- type de route (Autoroute, Route nationale)
- numéros de routes (RN. 15, A3)
- toutes les routes ayant certaines caractéristiques dans les fichiers A, B, ...

#### 2) *Sélection limitée de points de référence importants*

- tous les points de référence d'un certain type le long d'un certain itinéraire (ponts, parkings, ...) ou le long de certains types ou numéros de routes.
- points de référence d'un certain type dans une certaine zone territoriale délimitée.

#### 3) *Délimitation territoriale*

- par cartes d'Etat-major
- par communes, districts, provinces
- pour tout le pays

#### *Exemple:*

Si dans les fichiers A, B, ... des informations seraient enregistrées ou sujet d'accidents de la route, rugosité et genre du revêtement routier, on pourrait facilement répondre à la question suivante: donnez-moi dans la province du Hainaut, sur la RN.8 et toutes les autoroutes sauf l'A16, tous les points où par manque de rugosité des accidents mortels ont eu lieu en 1980. La réponse peut être donnée par ordinateur sur listing ou dessinée sur une carte de la province du Hainaut.

— Si on veut poser de telles questions, il faut d'abord écrire les programmes d'interrogation et de

sélection nécessaires. Il y aurait aussi moyen d'aller plus loin et d'exécuter des calculs arithmétiques ou statistiques après cette première interrogation ou sélection. Si on voulait connaître le nombre de m<sup>2</sup> de béton et de revêtement hydrocarboné pour tout le réseau de routes nationales, il faut que dans les fichiers A, B, ... on ait les dimensions nécessaires du revêtement ainsi que le type chaque fois que la section transversale varie. Après avoir parcouru toutes les routes nationales et en même temps avoir effectué les calculs nécessaires, il est possible d'obtenir le nombre de m<sup>2</sup>. Dans ce but, un programme d'ordinateur approprié devra être écrit.

— Le plus important est cependant que, dès le début, une structure soit créée pour la banque des données qui permettra plus tard de telles interrogations. Finalement, il sera également possible de déterminer chaque année le programme d'entretien et de réparation des routes par ordinateur ou de choisir le trajet par lequel un convoi lourd doit circuler pour atteindre un certain but. Ceci demande cependant une banque des données qui soit complète et mise à jour régulièrement par l'Administration centrale et les directions provinciales.

#### IV. CONSIDÉRATIONS PRATIQUES ET PLAN DE TRAVAIL

Les chapitres précédents ont expliqué la structure globale de la banque des données routières et ont montré en passant les rapports avec d'autres banques des données. L'annexe 2 en donne un aperçu schématique. Il a été clairement stipulé où chaque type d'information doit être casé et quelle forme cette information doit avoir pour pouvoir établir les rapports mutuels entre les différents types d'information et pour pouvoir répondre à des questions compliquées.

La complexité de l'ensemble pourrait décourager beaucoup de gens mais il faut ajouter immédiatement que la construction *globale* du fichier s'étendra probablement sur une dizaine d'années. Une fois que le but à atteindre est nettement posé et que les structures nécessaires sont présentes, il est déjà possible de procéder au parachèvement et à l'exploitation de certaines parties jugées prioritaires de la banque des données routières.

En prenant les précautions nécessaires, ce qui exigera un peu plus d'efforts, l'avenir de la banque des données sera assuré. Dans ce contexte, il ne faut pas sous-estimer l'importance d'avoir une base et ossatu-

re — comme le présent document — à sa disposition.

La ligne de force du système décrit est un réseau de points de référence devenant plus précis avec le temps. Les données de la banque des données routières sont pratiquement toutes des données localisées et lorsqu'il y a lieu de comparer différents types de données localisées, il est clair que les points auxquels ils ont trait doivent être déterminés d'une manière univoque et sans ambiguïté.

Le réseau de points de référence même évoluera dans le sens qu'un nombre de points de référence sera à ajouter et d'autres points disparaîtront en fonction de toutes sortes de circonstances. Il est en conséquence nécessaire de disposer d'assez, voire trop — plutôt que trop peu — de points de référence; dans ce cas, certains points peuvent disparaître sans miner les bases de mesurage. Lors de l'exécution des relevés, il n'est pas nécessaire de tenir compte de *tous* les points de référence, bien que la précision augmente lorsqu'on en tient compte autant que possible. Lorsque certains points de référence, lors des relevés, sont omis, il sera nécessaire en tout cas de recalculer les distances par rapport au point de référence le plus proche enregistré en ordinateur et ce, lorsque les données sont enregistrées dans leur fichier. Afin de pouvoir exécuter exactement cette transformation, il y a lieu de disposer des longueurs sur l'axe de la route, mesurées entre les points de référence, ce qui est préférable. Pour autant que lesdites longueurs ne soient pas disponibles, elles pourront être calculées approximativement par un programme d'ordinateur sur base des coordonnées des points intermédiaires, tenant compte de leur code de précision (1-4). Lorsqu'une banque des données est construite, on ne peut généralement pas se payer le luxe de se retirer pendant une dizaine d'années afin de construire tous les fichiers et de préparer les programmes d'ordinateur nécessaires pour mettre un produit achevé à la disposition des usagers.

C'est pourquoi il est nécessaire, dès le début, de faire une distinction entre l'essentiel d'une banque de données et l'accessoire et de fixer des priorités. Examinons cela de plus près:

##### a) *L'essentiel et l'accessoire*

— Cela dépend essentiellement de la nature des questions que l'on veut poser à la banque des données. Lorsqu'on s'intéresse uniquement à un aspect de la route bien déterminé comme par exemple les accidents de circulation ou les mesures de rugosité, il est relativement simple de créer un fichier pour cha-

que aspect séparément, avec une possibilité d'interrogation. Cela devient toutefois plus difficile lorsque l'on veut établir un rapport entre un défaut de rugosité et un accident de circulation.

— La structure de la banque des données a été construite de telle sorte qu'il soit possible d'établir des rapports entre les différents fichiers qui en font partie. Cette structure se rapportant à un réseau routier à un ensemble de sections et de points est principalement caractérisée par les fichiers 1.000-5.953 où certaines données comme «H» ou quelques zones alphanumériques revêtent provisoirement moins d'importance et peuvent être ajoutées ultérieurement. Ces fichiers sont donc essentiels pour la banque des données routières parce qu'il sera nécessaire de pouvoir établir certains rapports parmi les fichiers d'information routière ou parmi les fichiers particuliers ou entre ces fichiers et le réseau routier. La construction pratique de la plupart des fichiers 2.001-5.953 est discutée amplement dans l'annexe 3. L'importance des délimitations territoriales lors d'interrogations peut également être très grande. Comme ces fichiers ont déjà été construits pour une grande partie (à l'exception des 11.001-11.500 près), on peut considérer ces fichiers 10.001-13.500 comme très importants mais moins importants que les fichiers précédents. Sur base de ces fichiers et des fichiers 2.001-2.453 et 4.001-4.453, les fichiers 4.501-4.953 peuvent être construits quasi automatiquement par un programme d'ordinateur.

#### b) *Quelles sont les priorités?*

— Il faut principalement faire un choix et fixer un ordre entre les fichiers d'information routière A, B, ... Z et les fichiers particuliers sur base des critères suivants:

- 1) Questions les plus répétées
  - au niveau de Monsieur le Ministre
  - au niveau de l'administration centrale des routes
  - au niveau des directions provinciales
- 2) Degré de difficulté pour la collecte des données
- 3) En tenant compte des critères dont question en bas de la page 455.

— Il est donc logique de commencer avec des fichiers qui n'exigent pas trop de travail et qui répondent à beaucoup de questions posées. C'est à cette base que les priorités doivent être fixées. Il est toutefois toujours possible que la création d'un fichier déterminé devienne essentiellement important de sorte qu'il soit nécessaire de procéder aussi rapidement que possible à la collecte des données nécessaires et d'établir un programme spécial d'interroga-

tion pour ce fichier. Des opérations de ce genre auront généralement des effets désavantageux sur la création logique du reste du système. Quoi qu'il en soit, il y a lieu de prévoir les éléments nécessaires dans ce fichier pour permettre l'établissement de rapports ultérieurs avec les fichiers de référence.

— Il est également logique d'adapter prioritairement les fichiers existants sous l'une ou l'autre forme pour permettre leur intégration dans le système. Une certaine souplesse au niveau des différentes divisions de l'administration centrale et des directions provinciales est indiquée de sorte qu'elles puissent s'occuper des fichiers qui leur sont importants, ce qui sera tout bénéfique pour la motivation.

Les fichiers essentiels et jugés prioritaires de la banque des données devant être contrôlés préalablement pour leur compatibilité avec le système peuvent être construits simultanément; les programmes d'ordinateur nécessaires sont préparés en même temps.

A cet effet, le software décrit ci-après devra être préparé:

#### A. *Création et update des fichiers 1.000-13.500*

1. *1.000*: peut être établi immédiatement. Suite à son utilisation répétée, il est toutefois indiqué d'établir un «module» spécial.
2. *Création de 2.001-4.453 et 5.001-5.501*: peuvent être établis selon la procédure décrite à l'annexe 3, sur base du fichier provisoire créé par l'intermédiaire d'un système interactif graphique et d'un programme d'ordinateur qui introduira chaque donnée à sa place appropriée.
3. *10.001-13.500*: les frontières de districts sont relevées d'une manière identique à celles des frontières communales et introduites dans le fichier sous leur forme adaptée.
4. *4.501-4.955*: peut être établi automatiquement sur base des fichiers décrits ci-dessus. Cela devra être fait à l'aide d'un programme spécial d'ordinateur.
5. *Update de 2.001-5.501*  
L'introduction, la modification et la suppression de points de référence de sections et de routes nécessiteront des programmes adaptés d'ordinateur devant apporter les modifications nécessaires dans ces fichiers et, ultérieurement, dans les autres fichiers. Ces opérations seront très compliquées et doivent être évitées autant que possible. Ces adaptations peuvent être faites annuellement par exemple.



*B. Création et update des fichiers A, B, C, ... Z*

Ces différents fichiers seront créés en fonction des priorités fixées. La forme sous laquelle les données primaires seront disponibles, devra être adaptée dans le plupart des cas; des programmes de transformation seront également nécessaires: ils devront être établis cas par cas. Mais rien n'empêche que les données soient déjà collectées d'une manière ou d'une autre pour autant que les éléments nécessaires devant permettre la transformation, y soient compris.

*C. Création et update des fichiers particuliers pour carrefours, équipements annexes...*

Ils peuvent être établis en analogie avec le fichier des ponts déjà existant. L'information qui sera introduite sur base de plans détaillés — introduction de nouveaux points — exigera également un programme adapté d'ordinateur pour permettre que cette information devant être reprise normalement par l'intermédiaire d'un système interactif graphique, soit introduite à la place exacte.

*D. Programme de sélection et d'interrogation*

— La sélection selon les types de points, routes et zones ainsi que selon leurs combinaisons logiques possibles exigera un programme adapté. Certaines questions exigeront également des opérations arithmétiques ou statistiques.

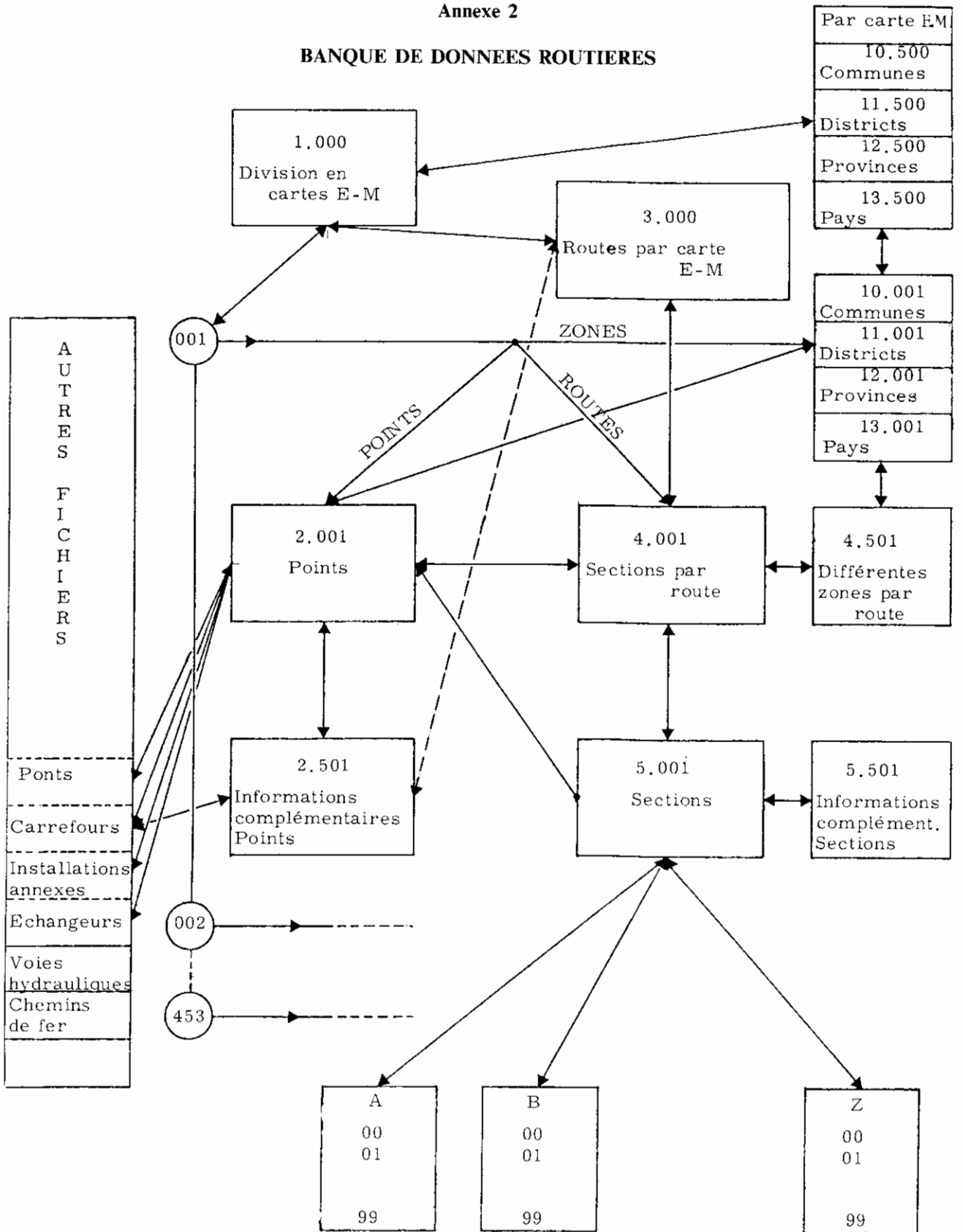
— Un programme spécial devra être établi pour utiliser l'information sur les points intermédiaires des fichiers 5.001-5.453, pour permettre d'établir les rapports entre les fichiers A, B, ... Z et quelles sont les sections pour lesquelles certaines informations sont disponibles dans plusieurs fichiers d'information routière et, enfin, pour déterminer pour une section déterminée les points intermédiaires et les zones communes répondant à certains critères.

Le temps nécessaire pour répondre aux premières questions par l'intermédiaire du système dépendra du personnel et des moyens matériels disponibles. Un délai d'un à deux ans peut être admis raisonnablement.



Annexe 2

BANQUE DE DONNEES ROUTIERES



### Annexe 3

#### SCHÉMA DE TRAVAIL POUR LES FICHIERS 2.001-5.953

Il a déjà été mentionné dans l'introduction qu'en premier lieu les points de référence et les points importants pour pouvoir suivre les tracés, avec suffisamment de précision, seront levés à l'aide des cartes d'Etat-major. On travaille de la façon suivante :

1. Avant tout, on indique sur la carte les points et routes à enregistrer.
  2. Pour la route la plus importante (n° de route le plus bas) et dans le sens imposé, les points sont numérotés dans l'ordre 0001, 0002, ... Si on rencontre des points du fichier des ponts ou des bornes kilométriques, on l'indique sur les plans avec les mentions nécessaires (voir ALPHA ci-dessous). A côté de la route même on met le numéro 001 et le numéro de la route correspondante (page 448).
  3. On continue avec la 2<sup>e</sup> route la plus importante et le numérotage des points comme indiqué ci-dessus continue. Les points déjà numérotés, se trouvant sur une route plus importante, sont omis pendant la numérotation. A côté de cette route on indique le numéro 002 ainsi que le numéro de la route correspondante.
  4. Etc...
2. Au moyen d'un système interactif graphique on enregistre par carte d'Etat-major les données suivantes :
1. Numéro de la carte d'Etat-major.
  2. Minimum 3 points afin de pouvoir définir le système de coordonnées locales par rapport au coin S-O.
  3. Route par route, dans l'ordre de leur importance on note ce qui suit:
    - a) N° SEQ de la route sur la carte :  
001, 002, ... (fichier 4.□□□ )
    - b) Numéro de la route (page 448)
    - c) Pour chaque point enregistré (0001-9999) on note les informations suivantes :

N° SEQ/X/Y/Code/ROUTE 2/N° 1, N° 2/ALPHA  
(15 symboles)

Code = 0, 1, 5, 6, 7 ou 8 (tous les points sont supposés avoir le code de précision = 1).

ROUTE 2 = Numéro de la route franchie (si suffisamment importante)

N° 1, N° 2 = n'est rempli qu'aux croisements (code 5-8) de deux routes (type 0-2). Le N° SEQ du point précédent et suivant le point concerné sur la route secondaire est rempli. Ceci permettra ultérieurement de réaliser la continuité sur la route secondaire et d'insérer le point manquant sur cette route. Si plus de deux routes se rejoignent, le point sera dédoublé et portera deux N° SEQ différents.

ALFA = texte alphanumérique ou n° de pont ou n° de borne kilométrique (voir page 447).

3. Lorsque toutes ces données ont été enregistrées, il est possible de redessiner l'information sur calque par table de dessin automatique en même temps que le commentaire alphanumérique. Ces calques doivent alors, pour corrections et compléments, par district ou par direction provinciale, être renvoyés au service d'exécution, qui apportera les modifications nécessaires après examen sur place. Après cette opération, il faut que l'on sache clairement quels sont les points réels de référence du réseau routier qui correspondent à des points physiques connus par le service d'exécution.
4. L'information existante est corrigée par le système interactif graphique ce qui veut dire que l'information concernant chaque point doit pouvoir être modifiée, qu'il doit être possible d'ajouter des points et que certains points doivent être effacés. Il doit également être possible d'enlever et d'ajouter des routes complètes.
5. Après ces corrections, une version définitive est faite du fichier enregistré par des moyens graphiques. Tous les services intéressés y compris ceux ne faisant pas partie du Département (par ex. : gendarmerie, I.N.S., ...) sont mis au courant de ce réseau de points de référence de première approximation.
6. Tenant compte des réactions diverses concernant cette information distribuée, il sera toujours possible de modifier certains détails. En même temps

on demandera aux services concernés de donner de plus amples précisions et des plans au sujet de points de référence de code 5-8 (échangeurs, carrefours, ...). Il convient de fournir des informations à une échelle d'environ 1/500<sup>e</sup> concernant ces points de référence de telle sorte qu'ils puissent être complétés par des ensembles de nouveaux points et que la précision aux environs de ces points peut être augmentée (fichiers (D)).

7. Entretemps, la construction même des fichiers de base 2.001-5.953 peut être entamée. Des programmes de transformation et de contrôle transformeront l'information graphique déjà disponible dans la forme souhaitée en fonction de la structure de la banque des données utilisée ou faite sur mesure. Ici le service P.I.S. sera invité à faire des propositions concrètes.
8. Certaines lacunes comme «H» dans les fichiers 2.001-2.453 disparaîtront graduellement et, dans certains cas, une intervention humaine sera nécessaire pour compléter le fichier 3.000. Les sections peuvent être numérotées automatiquement et représentées graphiquement sur carte d'Etat-major de sorte que chaque intéressé pourra connaître les

numéros de ces sections. La série de points intermédiaires ne sera remplie qu'au fur et à mesure que les fichiers A, B, C, ... seront disponibles. Ensuite on pourra encore demander aux services d'exécution d'indiquer sur carte les dénominations locales des routes, section par section, de sorte que le fichier 5.501-5.953 puisse être rempli. Ceci peut également être complété au moyen des terminaux qui seront disponibles dans les services d'exécution. Il faut que cette information de base soit disponible pour les services qui voudraient s'en servir en même temps que des cartes qui seront mises à leur disposition.

9. Ultérieurement il faudra régulièrement mettre au point les fichiers 2.001-5.953. Des points et des routes peuvent être ajoutés ou enlevés et ceci peut demander des interventions dans plusieurs fichiers. Les programmes d'ordinateur munis de protections devront être écrits. Afin de pouvoir ajouter un point de référence sur une route donnée, il faudra apporter des modifications dans pratiquement tous les fichiers. L'introduction d'une route entièrement nouvelle demanderait également des modifications dans pratiquement tous les fichiers.

# DRAAGVERMOGEN VAN STALEN LIGGERPALEN (\*)

door

**Dr. ir. E. DE BEER**

Prof. em. Rijksuniversiteit  
te Gent

**ir. SCHOLTES**

Adjunct ingenieur bij het  
Departement Technische Bijstand  
van Trade-Arbed

**Dr. ir. R. CARPENTIER**

wd. Hoofdingenieur-Directeur  
bij het Rijksinstituut  
voor Grondmechanica

**(3e Deel)**  
en slot

## HOOFDSTUK II

### PROEVENPROGRAMMA TE KONTICH

#### §1. Algemeenheden

Te Kontich, op een terrein toebehorend aan de N.V. Moorkens werden 12 stalen liggerpalen in de grond geheid en beproefd.

De ligging van het proefterrein is op de situatie figuur 30 gegeven.

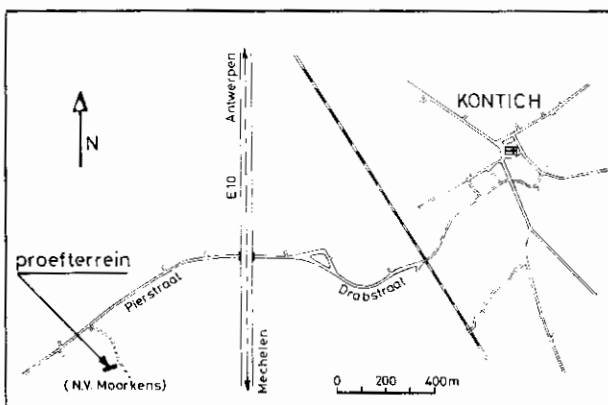


Fig. 30

#### §2. Resultaten van de diepsonderingen

De detail-situatie van de palen is op figuur 31 aangegeven.

(\*) Zie 1ste deel, afl. 3/1982, blz. 201, 2de deel, afl. 4/1982, blz. 327.

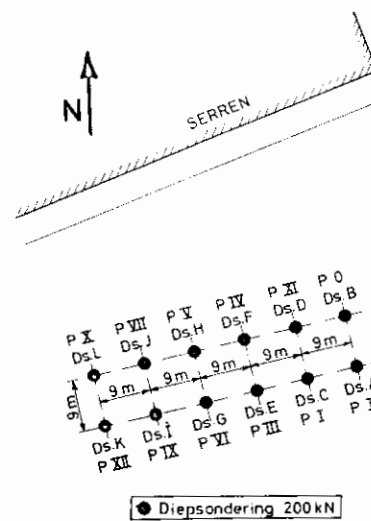


Fig. 31

Vooraleer de palen te heien werd voorafgaandelijk ter plaatse van elke paal een diepsondering M4 uitgevoerd. Deze diepsonderingen zijn door de hoofdletters A t/m L aangeduid. Alle diepsonderingen geven analoge resultaten. Ter illustratie zijn op de figuren 32 resp. de resultaten van de diepsonderingen A, B, C, D en K medegedeeld.

De diepsonderingen tonen aan dat de ondergrond globaal als volgt is samengesteld:

1 à 2 m *dichtgepakt leemhoudend zand* waaronder de vaste, gescheurde *Boomse klei* (tertiair oligoceen).

Op de diepten aangegeven door *v* werden de buizen eerst uitgetrokken, werd vervolgens een voerbuis in

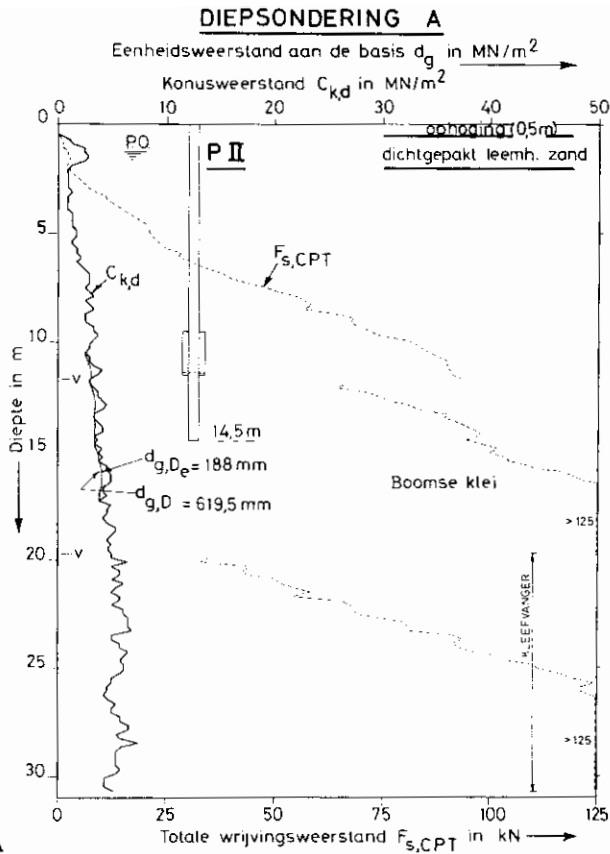


Fig. 32/A

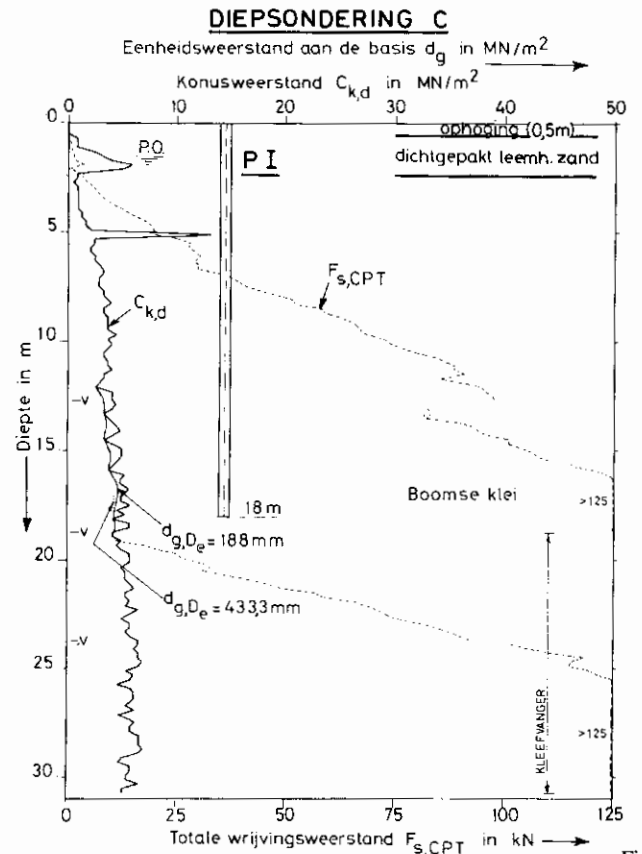


Fig. 32/C

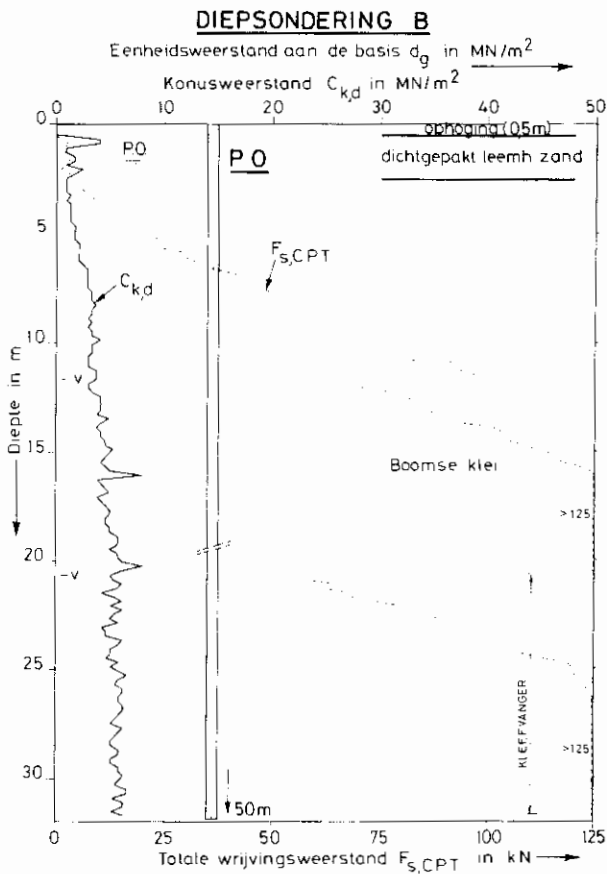


Fig. 32/B

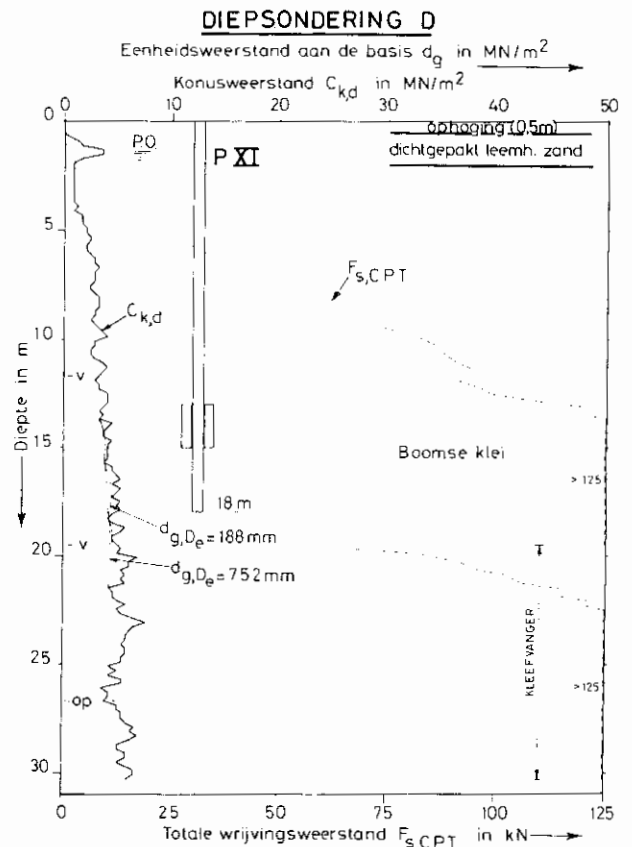


Fig. 32

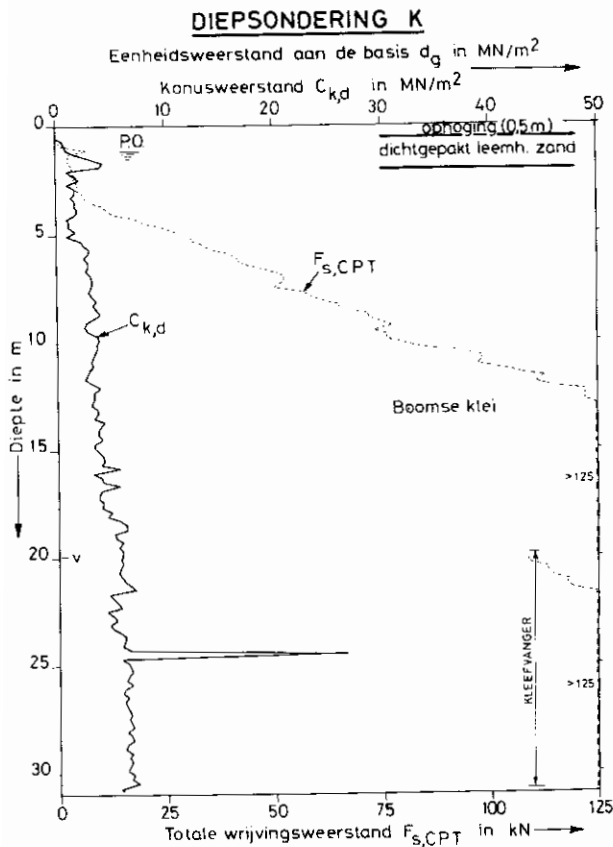


Fig. 32/K

de grond ingedrukt, waarna de diepsondeerbuisen in de voerbuisen werden neergelaten, en vervolgens de diepsondering werd verder gezet.

Op de diepten aangeduid door *k* werden de buizen uitgetrokken, waarna een stel buizen met kleefvanger werd neergelaten en de diepsondering aldus werd verder gezet.

Het gevolg van deze bewerkingen is, dat onder het peil van de punten *v* de variatie van de totale weerstand met de diepte niet juist gekend is.

Na de uitvoering van de diepsonderingen hadden hevige regens de grond zo drassig gemaakt, dat een ophoging van 0,50 m dikte diende te worden aangebracht, teneinde het heien en proefbelasten der palen mogelijk te maken.

Op de figuren 32 zijn de diepten vanaf de bovenkant van deze ophoging aangegeven. Ook de inheidipten der palen zijn vanaf deze bovenkant gerekend.

Op sommige diepten wordt een bruuske piek in de  $C_{k,d}$  curve, gepaard met een afname van de totale wrijvingswaerstand vastgesteld. Op dergelijke diepten worden *Septaria* gevonden (zie b.v. diepsondering C op 5,10 m diepte). De fysieke en mechanische eigenschappen van de Boomse klei te Kontich werden grondig bestudeerd, en zijn o.m. beschreven in De Beer et al., (1977).

Het watergehalte van deze klei varieert tussen 22 en 31%. De vloeigrens is 84% en de plasticiteitsgrens 27%. Het percentage aan deeltjes kleiner dan 2  $\mu\text{m}$  bedraagt 55%.

De schuifwaerstandsparameters zijn

$$\varphi' = 18^\circ \quad c' = 10,5 \text{ kN/m}^2.$$

De residuele schuifwaerstandsparameters zijn

$$\varphi' = 12^\circ \quad c'_r = 0.$$

Uit geologische gegevens weet men dat te Kontich de dikte van de Boomse klei minstens 50 m bedraagt.

### §3. Kenmerken der palen

Er werden in totaal 12 palen in de grond geheid.

De ingeheidde palen zijn dezelfde als deze welke te Kallo werden ingeheid, en daarna werden uitgetrokken. Er kan dus eenvoudig naar de gegevens van figuur 4 worden verwezen. Er is slechts uitzondering voor de paal VIII. De vorm van de verbreding van de paal VIII (fig. 4/VIII) was gekozen, teneinde uit een mogelijke verdichting van de grond voordeel te kunnen halen. Aangezien echter in stijve klei zulke verdichting niet kan optreden, werd de paal VIII niet meer herbruikt, doch vervangen door een liggerpaal PO, met een lengte van 60 m, in te heien in 3 stukken van 20 m, welke gedurende het heien op elkaar werden gelast.

De palen werden onder de bovenkant van de ophoging ingeheid tot de diepten aangegeven in tabel XXXVI.

TABEL XXXVI — Inheidipte der palen te Kontich in m

nr. paal	0	I	II	III	IV	V	VI	VII	IX	X	XI	XII
inheidipte onder bovenkant ophoging in m	50	18	14,50	15,50	19	19,30	14,50	19	18,50	18,50	18	18,5



#### §4. Heien der palen

Alle palen werden ingeheid met een Delmag hamer D36. Daar het rendement van de hamer te Kallo betrekkelijk gering was geweest, werd een nieuwe hamer bij de fabrikant zelve gehuurd. De hamer was gemonteerd op een traditionele Fundex heistelling.

De paalmuts was dezelfde als deze te Kallo, en ook werden dezelfde voorzorgsmaatregelen tegen uitknikken genomen. De palen PO, PI, PII en PXI waren uitgerust met rekstrookjes. Voor de uitrusting der palen PI en PII zie figuur 5/I en figuur 5/II. Voor de paal PXI zie figuur 33.

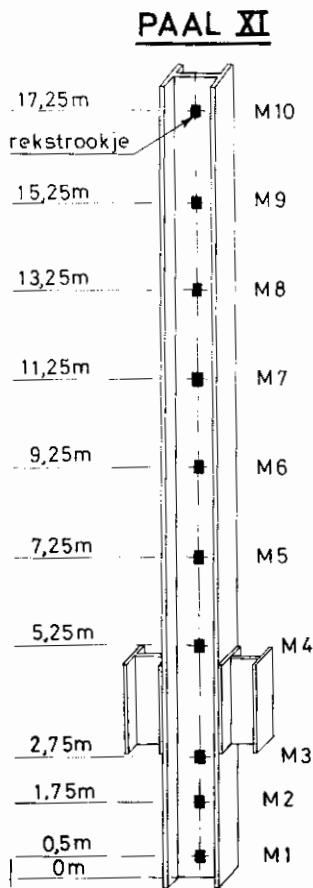


Fig. 33

Voor de lange paal PO, bleken de traagheidskrachten die op de vergaringen van de elektrische kabels werkten, zo groot te zijn dat de kabels van de rekstrookjes onmiddellijk achter de vergaringen afbraken. Het is dan ook onnodig het detail van de uitrusting van paal PO te geven.

Tijdens het heien werd visueel vastgesteld dat de blote liggerpalen zoals een mes in de grond dringen, terwijl de liggers voorzien van een plaat een diep verticaal gat in de grond doen ontstaan.

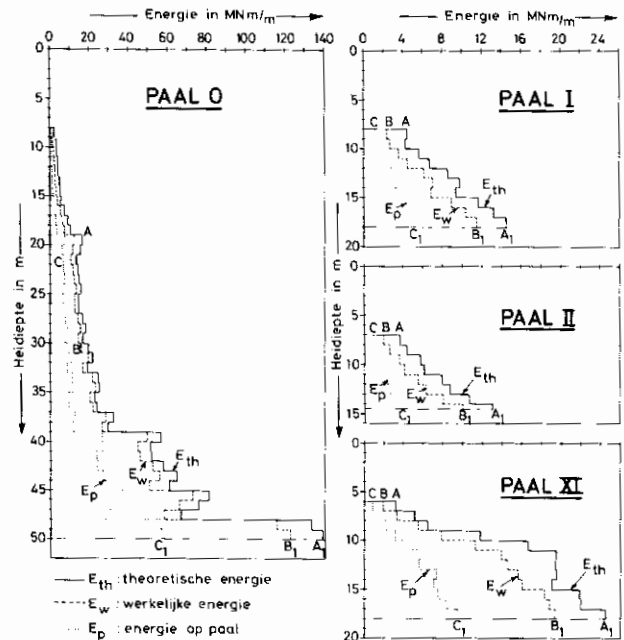


Fig. 34

#### §5. Resultaten van de metingen tijdens het heien

##### 1. Energie van de valhamer

Op de figuur 34 zijn resp. voor de palen O - I - II en XI door de lijn AA<sub>1</sub> de theoretische energie  $E_{th}$  geleverd door de Dieselhamer per meter indringing aangegeven, door de lijn BB<sub>1</sub>, de werkelijke energie  $E_w$  geleverd door de Dieselhamer, zoals deze uit de metingen met de saximeter kan worden afgeleid, en tenslotte door de lijn CC<sub>1</sub>, de energie  $E_p$  overgebracht op de paal, zoals deze uit de analyse van de metingen met de vervormingstrasdruker en met de versnellingsmeter kan worden afgeleid.

Zoals te Kallo wordt ook hier vastgesteld dat de werkelijke energie geleverd door de Dieselhamer kleiner is dan de theoretische waarde. De verhouding  $\epsilon$  tussen de werkelijk ontwikkelde energie  $E_w$  en de theoretische energie  $E_{th}$  varieert hier tussen 0,40 en 0,90, in plaats van 0,36 en 0,75 te Kallo. De lagere waarde stemt overeen met het begin van het indringen van de paal in de grond, wanneer het inheien van de paal nog gemakkelijk is, de hogere waarde stemt overeen met het einde van het indringen, wanneer grote weerstanden worden ondervonden.

Te Kontich wordt voor de verhouding  $\epsilon$  een maximum van 90% gevonden, en voor bepaalde individuele slagen wordt zelfs een verhouding van 100% bereikt. In vergelijking met het maximum van 75% te Kallo, levert dit het bewijs dat de Dieselhamer gebruikt te Kontich in een veel betere conditie ver-

keerde dan die gebruikt te Kallo. De conclusie is dat de verhouding werkelijke energie tot theoretische energie ten eerste van de conditie van de Dieselhamer afhankelijk is, hetgeen ten eerste pleit voor de aanwending van een saximeter, teneinde over de werkelijke geleverde energie ingelicht te zijn.

In de diagrammen van de figuur 34 doen zich op sommige diepten (b.v. op een diepte van 19 m voor paal PO) plotse vermeerderingen van de energie voor. Dit plaatselijk oplopen is toe te schrijven aan onderbrekingen tijdens het heien, waarbij de klei de mogelijkheid krijgt zich te herstellen en bij het hernemen van het heien een grotere weerstand te leveren.

De energie  $E_p$  welke op de paal wordt overgedragen is slechts een fractie van de werkelijk door de hamer ontwikkelde energie  $E_w$ .

## 2. Lezingen van de rekstrookjes

De lezingen van de rekstrookjes werden verwerkt zoals deze van Kallo.

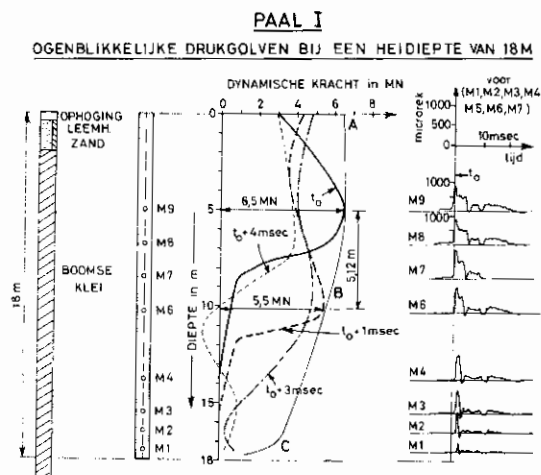


Fig. 35/I

### Paal I (fig. 35/I)

Behalve het rekstrookje M5 hebben alle rekstrookjes goed aan het heien weerstaan, daar de heiveerstand veel kleiner was dan te Kallo. Op de figuur 35/I is de krachtengolf op 4 verschillende tijdstippen aangeduid. Het tijdstip  $t_0$  is het tijdstip waarop de maximum golfkracht het rekstrookje n° 9 bereikt. De krachtgolven zijn getekend voor de tijdstippen  $t_0$ ,  $t_0 + 1$  msec,  $t_0 + 3$  msec en  $t_0 + 4$  msec. Het tijdstip  $t_0 + 3$  msec, is een weinig groter dan het tijdstip waarop de maximum slagkracht het onderuiteinde van de paal bereikt.

De omhullende van de ogenblikkelijk drukgolven is als curve ABC aangegeven.

Op het tijdstip  $t_0$  bevindt de maximum kracht zich ter hoogte van het rekstrookje 9 en bedraagt alsdan 6500 kN. Op het tijdstip  $t_0 + 1$  msec bevindt de maximum golfkracht zich 5,12 m dieper en is afgenomen tot 5500 kN, hetgeen een duidelijke aanwijzing van het bestaan van wrijvingskrachten is.

Op het tijdstip  $t_0 + 3$  msec heeft men reeds een teruggekaatste kracht ter hoogte van het rekstrookje M6, hetgeen terug op het bestaan van hoge wrijvingskrachten wijst.

In de nabijheid van het onderuiteinde van de paal vertoont de omhullende van de krachten een snelle afname, hetgeen de vrij geringe waarde van de puntweerstand aantoot.

Wegens de geringe puntweerstand, ontstaat een opgaande trek golf, die interfereert met de dalende drukgolf. Door deze interferentie werd plaatselijk een trekkracht van 1420 kN geregistreerd (niet getekend) hetgeen een vrij aanzienlijke waarde is, welke echter door een stalen ligger gemakkelijk wordt opgenomen.

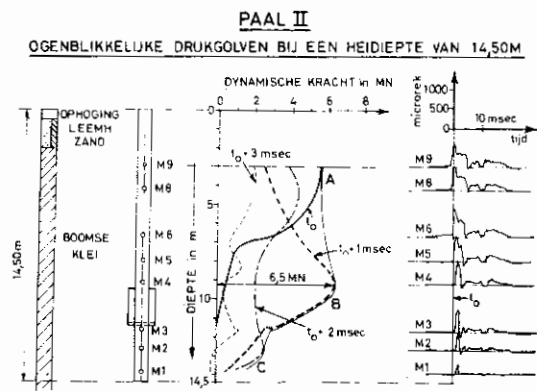


Fig. 35/II

### Paal II (fig. 35/II)

Analoge diagrammen zijn getekend voor de paal II, op de tijdstippen  $t_0$ ,  $t_0 + 1$  msec,  $t_0 + 2$  msec en  $t_0 + 3$  msec. Het tijdstip  $t_0 + 2,25$  msec is het ogenblik waarop de maximum slagkracht het onderuiteinde van de paal bereikt (fig. 35/II).

De maximum kracht werd gemeten boven de verbreding en bedraagt circa 6500 kN. De ligging van dit maximum en zijn waarde zijn toe te schrijven aan 3 factoren:

- 1°) afwezigheid van wrijving boven de verbreding (tijdens het heien)
- 2°) de dynamische weerstand van de grond ter plaats van de verbreding

3<sup>o</sup>) traagheidskrachten welke het gevolg zijn van de toename van de eenheidsmassa (massa per eenheid van lengte) over de lengte van de verbreding.

Aan het onderuiteinde van de paal bedraagt de maximum waarde van de drukkracht 850 kN. De vorm van het diagram wijst op een hoge mantelwrijving op de verbreding en op het liggersstuk eronder.

Deze hoge wrijving tezamen met de demping onder de verbredingsplaat zijn de oorzaak van de trekkracht welke op het tijdstip  $t_0 + 3$  msec optreedt.

Paal XI (fig. 35/XI)

De krachtengolven zijn getekend voor de tijdstippen  $t_0$ ,  $t_0 + 1$  msec,  $t_0 + 3$  msec en  $t_0 + 4$  msec, (fig. 35/XI). Het tijdstip waarop de maximum slagkracht het onderuiteinde bereikt is  $t_0 + 3,35$  msec.

Uit de omhullende ABC van de krachtgolven blijkt, dat de mantelwrijving boven de verbreding eerder gering is.

De maximum opgemeten slagkracht bedraagt 7000 kN, en de maximum kracht aan het onderuiteinde 1000 kN.

PAAL XI  
OGENBLIKKELIJKE DRUKGOLVEN BIJ EEN HEIDIEPTE VAN 18 M

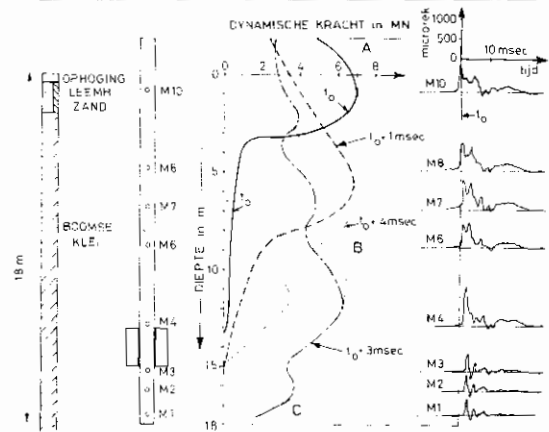


Fig. 35/XI

De maximum krachten verkregen met de opgeplakte rekstrookjes stemmen vrij goed overeen met de maximum krachten aangegeven met de op de liggers vastgeschroefde vervormingsmeters van de Pile Driving Analyser (zie Kolom  $F_{max}$  van tabel XXXVII).

Na het beëindigen van het heien werden noch trek- noch drukspanningen in de paal opgemeten, zodat er geen residuele belasting op de palen zou zijn overgebleven. Dit is op zijn minst verwonderlijk daar bij in

TABEL XXXVII

paal	ds	diepte	tijd v/d proef bij het heien tijd na het heien	aantal slagen per m.	theoretische valhoogte	theoretische Energie $E_{th}$	Meting aan de paalkop			Grensdraagvermogen volgens de Case Methode						$R_{s Cap-Wap}$
							$E_p$	$\frac{E_p}{E_{th}}$	$F_{max}$	werf-pile drive analyser		Werf foto's		Laboratorium		
										$R_{d Case}$ $J_c = 0$	$R_{s Case}$ $J_c = 0,5$	$R_{d Case}$ $J_c = 0$	$R_{s Case}$ $J_c = 0,5$	$R_{d Case}$ $J_c = 0$	$R_{s Case}$ $J_c = 0,5$	
	m		m	kN.m	kN.m	Z	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	
I	C	18	2uur	126	2,59	93	41	44	5750	4400	1350			4380	1130	2120
			13 dagen	194	2,68	97	47	48	6500	4750	1950	5900	2150	4270	1660	
II	A	14,3	3 dagen	114	2,50	90	36	40	5800	4000	700			4570	680	1850
			13 dagen	208	2,38	90	35	39	5900	4800	1900	4970	1760	4740	1740	
III	E	15	2 dagen	102	2,47	89	40	45	6000	4300	600	5000	1200	4660	1240	1500
				109	2,68	97	46	47	6400	4800	1300	5400	1600	4960	1620	
IV	F	19		104	2,59	93	34	37	5500	4900	2100	4480	1150	4110	1170	1750
V	H	19		87	2,50	90	41	46	5600	5150	2500	4500	750			
VI	G	14,3	16 uur	126	2,56	92						5000	1500	3840	1510	1450
			2 dagen	144	2,35	84	39	46	5900	3900	1700	4950	1670	4620	1500	
VII	J	19		116	2,44	88	37	42	5600	5060	2300	4240	420	3860	950	2000
IX	I	18		68	2,38	86	37	43	5600	4550	1900	4000	400	3410	280	
X	L	18		75	2,35	84	37	44	5400	3600	300	4380	310	3360	190	1600
XI	D	18		213	2,83	102	43	42	6200	5900	3300			5750	2570	
			9 uur					38		5800	6200					
XII	K	18	21/2 dag.	280	2,83	102	50	49	6800	6800	3400			6880	3860	2000
				153	2,74	99	45	45	6050	5000	2150	5330	1950			
O	B	49	10 uur	236	2,62	94	44	47	5900	5200	2350	6000	3000			1600
			2 dagen	211	2,71	98	46	47	6100	6500	4000	6360	3440	6120	3200	
			(5 dagen)	1159	2,83	102	51	50	6500	8850	4850					6580
			3 dagen	3750	2,77	100	52	52	6700	8500	6050					

grond gevijzde voorwerpen (bvb. diepsondeerbuisen) in de stijve klei een vrij belangrijke remanente kracht wordt vastgesteld. Het onderscheid kan mogelijk aan de dynamische verschijnselen welke bij het heien optreden, toe te schrijven zijn.

### 3. Bepaling van de kracht en van de versnellingen aan de kop van de paal (Pile Dynamics)

De diagrammen welke resp. de variatie van de dynamische kracht en van de snelheid van de paalkop in functie van de tijd aangeven, analoog met deze gegeven op figuur 9 voor Kallø, zijn hier voor het geval van Kontich niet medegedeeld.

## §6. Verwerking van de resultaten van de metingen verricht tijdens het heien

### 1. Formule van Hiley

Door invoering in de formule (10), van de theoretische energie  $E_{th}$ , de opgemeten blijvende indringing  $s$  van de paal onder de slag, en van de elastische terugvering van de paalkop  $c_2 + c_3$ ,  $\eta = 1$  kan een eerste waarde  $R_d$  van de dynamische indringingsweerstand in functie van de diepte worden afgeleid (zie fig. 36). Deze waarde is vanzelfsprekend veel te groot.

Een ietwat juistere waarde zou kunnen worden berekend door invoering in de formule (11) van de werkelijke energie  $E_w$ . Men zou alsdan de dynamische weerstand  $R_d'$  krijgen. Tenslotte zou men een nog juistere waarde bepalen door invoering in de formule

(12) van de energie  $E_p$  welke in feite op de paal wordt overgebracht.

Men heeft wel de waarden van de energie  $E_p$  overgedragen op de paalkop medegedeeld, doch niet de waarden van de terugvering  $c_2 + c_3$ .

Tenslotte heeft men op de figuur 36 de juistere waarden  $R_d'$  en  $R_d''$  niet getekend. Wel heeft men op de figuur 36 de waarden  $R_d^{case}$  van de dynamische weerstand afgeleid uit de gegevens verwerkt in de dynamic pile driving analyser getekend.

De waarden  $R_d^{case}$  zijn uiteraard veel kleiner dan de waarden  $R_d$  berekend met de formule (10) van Hiley, door invoering van het theoretisch vermogen  $E_{th}$  van de valhamer. Men zou een veel betere overeenkomst hebben indien men de waarde  $R_d''$  uit de formule (12) met invoering van het effectief aan de paal overgedragen vermogen zou hebben getekend.

In alle geval blijkt hoe gevaarlijk het is de dynamische weerstand van de grond uit formules waarin men het theoretisch vermogen van de valhamer invoert, te voorspellen.

### 2. Case methode

De waarden verkregen met de case methode voor de dynamische indringingsweerstand  $R_d^{case}$  zijn voor de verschillende palen, in functie van de diepte aangegeven.

Voor bepaalde inheidiepten zijn deze waarden ook in de tabel XXXVII zoals opgesteld door Goble te vinden. In deze tabel vindt men:

het n<sup>o</sup> van de paal, en de letter van de overeenkomstige diepsondering; de diepte van het onderuiteinde van de paal, het aantal slagen voor de laatste meter, de theoretische valhoogte van de hamer, de theoretische energie  $E_{th}$ , de energie  $E_p$  effectief overgebracht op de paal, het rendement  $E_p : E_{th}$ , de maximum kracht  $F_{max}$  uitgeoefend op de paalkop, de dynamische indringingsweerstand  $R_d^{case}$  zoals afgeleid uit de „pile driving analyser”.

### 3. Cap-wap methode

De resultaten van de cap-wap methode zijn door Goble onder de vorm van de tabel XXXVIII voorgesteld.

In deze tabel vindt men achtereenvolgens het n<sup>o</sup> van de paal, de tijd waarop de proef werd uitgevoerd, hetzij tijdens het heien, hetzij zoveel uren of dagen na het inheien; de lengte  $L$  van de paal onder het

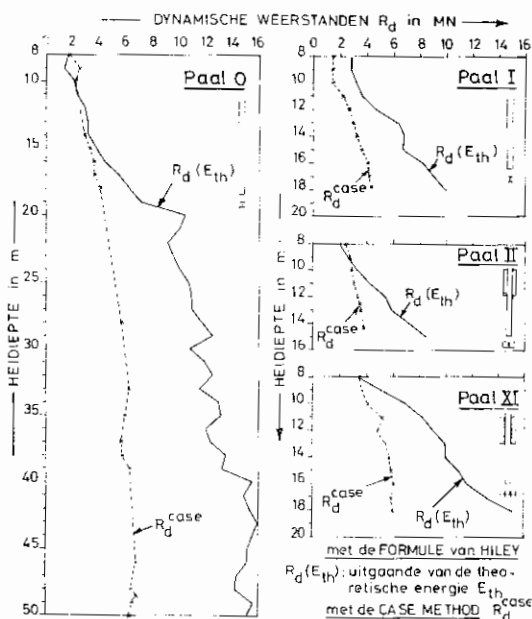


Fig. 36

TABEL XXXVIII – Cap-Wap Methode

Paal	tijd v/d proef - na het heien h : tijdens het heien	L'	Statische indringingsweerstand $R_s^{\text{Cap-Wap}}$				Dempingsfactor		Quake	
			1/3 bovenste	1/3 middenste	1/3 onderste	totaal	mantel $J_{c,f}$	basis $J_{c,p}$	mantel	basis
		m	kN	kN	kN	kN			mm	mm
I	13 dagen	19	250	610	1260	2120	1,30	0,03	3,05	3,05
II	13 dagen	16	110	180	1570	1860	0,55	0,02	2,54	2,54
III	2 dagen	16	110	220	1170	1500	0,70	0,01	2,54	2,54
V	16 uur	19	150	270	1330	1750	0,80	0,01	3,05	3,05
VI	2 dagen	15		60	1390	1450	0,45	0,01	6,35	6,35
XI	2 1/2 dag.	19	220	350	1430	2000	1,50	0,01	4,57	4,57
XII	2 dagen	19,2	150	240	1210	1600	1,20	0,03	3,81	3,81
0	h +	49	380	2030	4170	6580	1,90	0,08	2,54 - 1,02	1,02

+ het heien heeft zich over 5 dagen (weekend) uitgestrekt.

niveau van de transducers van de Pile driving analyser. Deze lengte is uiteraard groter dan de inheilenlengte  $L$  van de paal; de statische indringingsweerstand  $R_s^{\text{cap wap}}$  in kN, de verdeling van deze statische indringingsweerstand over het bovenste, middenste en onderste derde van de paal.

De waarden van de dempingsfactoren  $J_{c,f}$  en  $J_{c,p}$  resp. voor de mantelwrijving en voor de puntweerstand, tenslotte de quake voor de mantelweerstand en voor de puntweerstand.

De waarden van  $R_s^{\text{cap wap}}$  zijn in de tabel XXXVII overgenomen.

Proberenderwijze stelt men vast dat door invoering in de case methode van de dempingsfactor  $J_c = 0,5$  men voor de statische indringingsweerstand  $R_s^{\text{case}}$  nagenoeg dezelfde waarde als voor  $R_s^{\text{cap wap}}$  verkrijgt.

Hier moet onmiddellijk worden opgemerkt dat deze waarden werden bepaald voor metingen welke enkele dagen, of in elk geval enkele uren na het inheien zijn verricht, zodat de stijve klei de tijd heeft gehad zich enigszins aan te passen.

Het is absoluut niet uitgesloten dat de dempingsfactor  $J_c$ , bijzonder voor palen met verbredingsplaten, tijdsafhankelijk is, en dus onmiddellijk na het heien een andere waarde dan na enkele uren, dagen of weken heeft.

Toch heeft men, ook voor de toestand onmiddellijk na het inheien dezelfde waarden voor de dempingsfactoren overgenomen. Men komt aldus voor

bepaalde palen tot waarden van  $R_s^{\text{case}}$  die door Goble als onbetrouwbaar worden aanzien.

In verband hiermede laat Goble opmerken dat de betrouwbaarheid van de case methode steunt op een juiste bepaling van het ogenblik van de aanslag en van het tijdsinterval.  $2L' : c$ , zijnde de tijd nodig voor de spanningsgolf met voortplantingssnelheid  $c$ , om de afstand van het meetpunt tot het onderuiteinde van de paal, heen en terug af te leggen. Als ogenblik van de aanslag wordt het tijdstip beschouwd waarop de opgemeten snelheid een eerste relatief maximum vertoont. Er is vastgesteld dat de waarde van de kracht op het aldus gedefinieerd ogenblik van de aanslag, en de maximum waarde bepaald door de Pile Driving Analyser niet altijd dezelfde zijn. Kleine verschuivingen werden in de veldanalyser uitgevoerd, teneinde te trachten deze anomalie te corrigeren. Deze tijdsverschillen worden door Goble aan het bestaan van een niet gelijkmatig verdeling van de aanslag toegeschreven (excentrische slag).

De aanwezigheid van verbredingen kan ook de keuze van het te beschouwen tijdsinterval bemoeilijken, daar men niet weet of men de verhouding  $2L' : c$  dient te nemen, dan wel de verhouding  $2L'' : c$ , waar  $L''$  de afstand tussen het meetpunt en de verbreding is.

Gelet op deze moeilijkheden, werden door Goble de resultaten verkregen met de pile driving analyser, vergeleken met deze welke rechtstreeks uit de fotoopnamen werden berekend. Deze waarden zijn ook op de tabel XXXVII aangegeven.

Tenslotte werden ook nog berekeningen met de laboratorium computer gemaakt.

Zowel voor de dynamische weerstand  $R_d^{case}$ , als voor de statische weerstand  $R_s^{case}$  zijn de op de 3 wijzen verkregen resultaten soms zeer uiteenlopend, hetgeen dus wel een bewijs is van de betrekkelijke waarde welke in het geval van palen in stijve klei en met de aangewende vormen aan de resultaten verkregen met de case methode mag worden gehecht.

#### 4. Tijds effect

Voor het geval van Kallo, van palen opgehouden in zand, werd reeds vermeld dat de statische indringingsweerstand op het einde van het heien, kleiner kan zijn dan na enige dagen.

Dit zal zeker het geval zijn voor de stalen palen, bijzonder deze met verbreding, die in een stijve gescheurde klei zijn geheid. Een terugwinnen van de weerstand wordt reeds in diepsonderingen in het tijdsinterval nodig voor het opschroeven van een nieuwe buis vastgesteld. Een analoge vermeerdering van de dynamische weerstand wordt in de palen, bij elke onderbreking van het heiverloop vastgesteld. Dit is b.v. zeer duidelijk het geval voor de paal PO op 19 m en 39 m diepte, waar het heiverloop werd onderbroken, teneinde de liggerstukken van 20 m op elkaar vast te lassen (fig. 34). Teneinde de toename van de weerstand in functie van de tijd verlopen na het inheien na te gaan, werden op enkele palen dynamische hieproeven op verschillende tijdstippen verricht.

Op figuur 37 zijn de waarden van de dynamische indringingsweerstand  $R_d^{case}$  in functie van de vier-

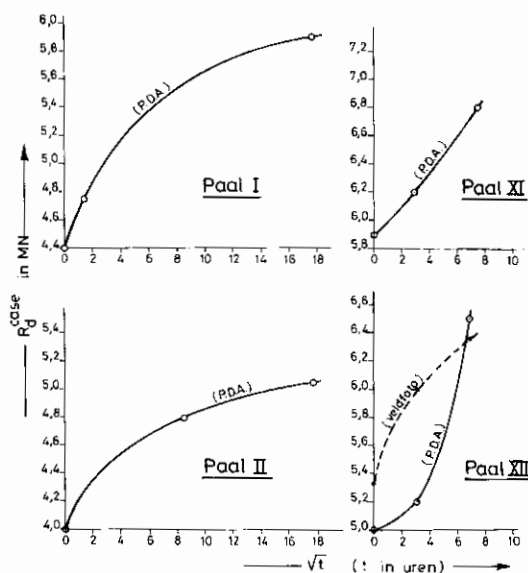


Fig. 37

kantswortel van de tijd voor de palen  $P_I$ ,  $P_{II}$ ,  $P_{XI}$  en  $P_{XII}$  uitgezet. De waarden van  $R_s^{case}$  werden niet uitgezet, omdat men niet weet hoe  $J_c$  met de tijd varieert.

De 4 palen vertonen een belangrijke verhoging van de dynamische weerstand in functie van de tijd verlopen na het inheien. De palen I en II tonen dat de dynamische weerstand naar een eindige waarde streeft. Voor de palen XI en XII is het verloop van de waarden verkregen met de P.D.A. vrij onregelmatig en kan niet met de werkelijkheid overeenstemmen. Voor de paal XII krijgt men met de waarden afgeleid uit de fotoanalyse terug een regelmatig en natuurlijk verloop.

De grote invloed van de tijd verlopen na het inheien doet de betrouwbaarheid van een voorspelling gesteund op dynamische metingen verricht tijdens het heien, in het geval van palen met gecompliceerde vorm in vaste gescheurde kleien, sterk afnemen.

#### § 7. Paalbelastingsproeven

##### 1. Proefbelastingsinrichting

Dezelfde inrichting werd gebruikt als deze te Kallo. Er kan dus naar Hoofdstuk I § 7-1 worden verwezen.

##### 2. Belastingsprogramma

Ook het belastingsverloop was hetzelfde als te Kallo. Een nieuwe belastingstrap werd aangebracht nadat de zettingssnelheid kleiner werd dan  $5 \mu\text{m}$  per 20 minuten. Elke trap werd echter hoogstens gedurende 200 minuten behouden, hetgeen voor palen in klei wel weinig is.

Met de belastingsproeven werd eerst 1 maand na het inheien der palen aangevangen. Voor klei is deze wachttijd wat aan de lage kant, zoals uit de stijging van de dynamische weerstand in functie van de tijd (fig. 37) blijkt.

##### 3. Lastzakkingsdiagrammen

De lastzakkingsdiagrammen van de 4 proefpalen zijn op figuur 38 op lineaire schaal en op figuur 39 op dubbel log schaal uitgezet.

Het criterium van het dubbel log diagram is slechts toepasselijk wanneer de voorstellende punten van de hogere belastingstrappen op een rechte lijn zijn gelegen.

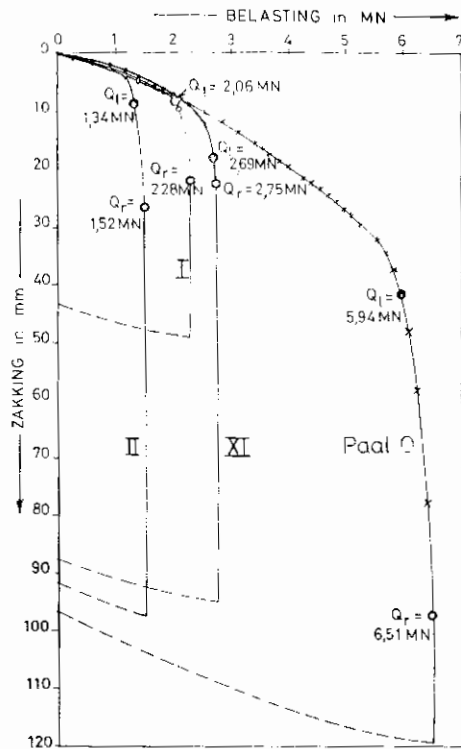


Fig. 38

Opdat het dubbel-log diagram een duidelijke aanwijzing zou kunnen geven, is vereist dat in de hogere belastingstrappen over verschillende punten wordt beschikt, die op een rechte lijn zijn gelegen.

Wanneer de paal een absolute bezwijklast vertoont, heeft men vaak een plots doorzakken van de paal,

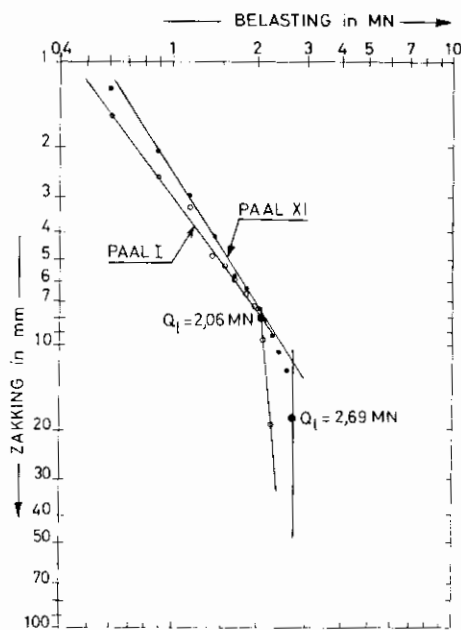


Fig. 39/1

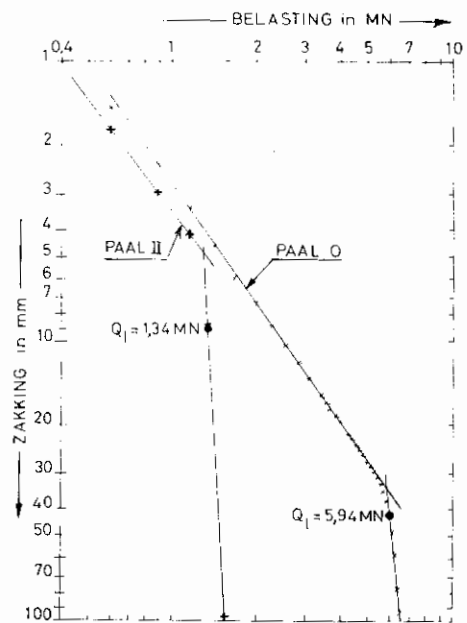


Fig. 39/2

waardoor men in de hogere belastingstrappen slechts over een zeer beperkt aantal punten beschikt. Alsdan kan het bepalen van de grenslast van de paal door middel van het half-log diagram veel minder duidelijk zijn.

Uit de figuur 39 blijkt dat voor de paal O in de hogere belastingstrappen verschillende punten op een rechte lijn zijn gelegen. Voor de paal I beschikt men over slechts 3 punten, voor de paal PII slechts over twee. Voor de paal PXI heeft men geen voldoende punten om het criterium aan te wenden.

Op de figuur 40 heeft men voor de hogere belastingstrappen de zetting in functie van het log van de

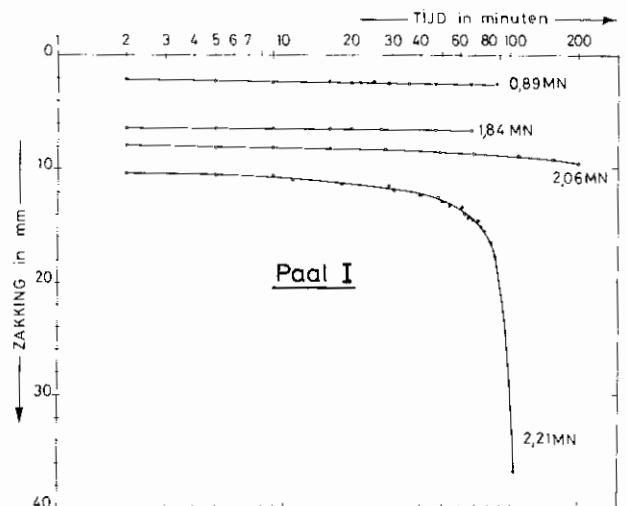


Fig. 40/1

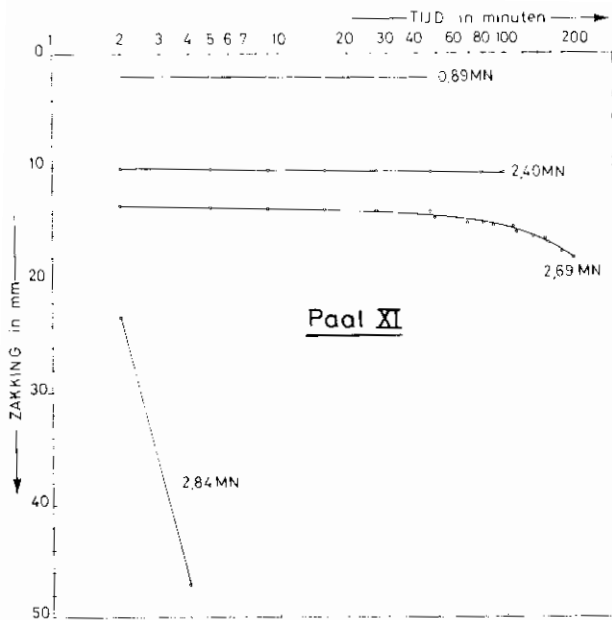


Fig. 40/XI

tijd, verlopen na het opbrengen van de beschouwde belastingstrap uitgezet. Men kan stellen dat zolang dit diagram een rechthoekig verloop heeft, de grenslast niet is overschreden. Deze werkwijze werd voor de palen I en XI aangewend.

Men verkrijgt aldus voor de grenslast de waarden  $Q_l$  aangegeven in de 4e kolom van tabel XXXIX. In de 5e kolom is de overeenkomstige verplaatsing van de paalkop aangegeven.

Voor de lange paal PO vindt men voor de verplaatsing aan de paalkop  $s_l = 42$  mm. Nochtans dient te worden opgemerkt dat hiervan een groot gedeelte een elastische verkorting is van de paal. Deze elastische verkorting kan worden begroot op

$$s_{el,t} = \frac{2}{3} \frac{Q_l L}{E_s \omega_s} = \frac{2}{3} \frac{5940 \times 5000}{21.000 \times 270} = \frac{2}{3} \times 5,21 = 35,5 \text{ mm} \quad (735)$$

Er blijft dus als verplaatsing van het onderuiteinde slechts

$$s_{p,l} = 42 - 35,5 = 6,5 \text{ mm} \quad (736)$$

In de 3e kolom heeft men voor de palen de equivalente diameter, berekend met de formule (43) aangegeven.

In de 6e kolom is de relatieve verplaatsing  $s_l : D_e$  aangegeven. Voor de paalkop van de 50 m lange paal PO krijgt men een relatieve verplaatsing van 22,5%, doch voor het onderuiteinde van de paal bedraagt de verplaatsing onder de grenslast slechts 3,45%.

Als conventionele breuklast heeft men de last waarbij het onderuiteinde van een paal een relatieve zakking ondergaat, gelijk aan 10% van de equivalente diameter  $D_e$ . Deze zakkingen zijn in kolom 7 aangegeven. De overeenstemmende bewegingen van de paalkoppen zijn in kolom 8 gegeven.

Men verkrijgt deze, door te stellen

$$s_{r, \text{paalkop}}^{\text{conv}} \geq s_{r, \text{voet}}^{\text{conv}} + \frac{2}{3} \frac{Q_l L}{E_s \omega_s} \quad (737)$$

De palen I, II en XI hebben echter reeds een effectieve bezwijklast bereikt vooraleer de opgegeven waarden  $s_{r, \text{paalkop}}^{\text{conv}}$  zijn bereikt. Enkel voor de paal PO is dit niet het geval. Aldaar wordt ook de effectieve bezwijklast bereikt, doch voor een grotere inzakking

TABEL XXXIX — Paalbelastingproeven Kontich

1 Paal n°	2 Diepte onder oppervlak van de ophoging m	3 $D_e$ mm	4 $Q_e$ kN	5 $s_e$ mm	6 $\frac{s_e}{D_e}$ %	7 $s_r^{\text{conv}}$ onderuiteinde mm	8 $s_r^{\text{conv}}$ paalkop mm	9 $Q_r^{\text{conv}}$ kN	10 $Q_r$ kN
PI	18	188	2060	8	4,25	18,8	> 23,5	--	2260
PII	14,50	619,5	1340	9	1,47	61,95	> 64,2	--	1520
PXI	18	320,5	2690	18	5,6	32,0	> 37,7	--	2750
PO	50	188	5940	42	22,5	18,8	> 54,3	6250	6510
				$s_e = 35,5$ $s_p = 6,5$	3,45				$s_2 \rightarrow \infty$



van de paalkop. De waarden van de bezwijklasten ( $s_r \rightarrow \infty$ ) zijn in de laatste kolom der tabel XXXIX aangegeven.

#### 4. Variatie van de paalkrachten in functie van de diepte

De aflezingen van de verschillende nog in werking zijnde rekstrookjes zijn op de figuren 41 verzameld.

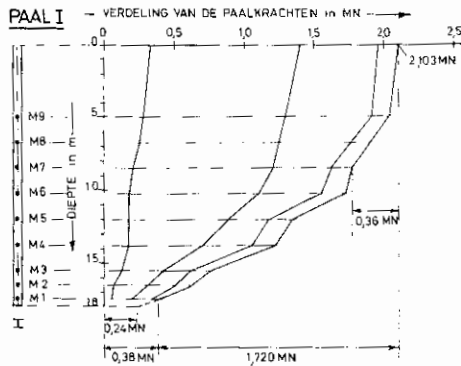


Fig. 41/I

#### Paal PI

De variatie van de krachten met de diepte voor 4 verschillende belastingstrappen is op de figuur 41/1 aangegeven. De toestand bij de hoogste belastingstrap van 2,28 MN (bezwijklast) is niet aangegeven.

Onder de hoogst getekende belastingstrap van 2,1 MN wijst het verloop van de wrijving met de diepte meer in de richting van een met de diepte lineair toenemende eenheidswrijving  $f_s$ .

Stelt men

$$f_s = f_{s,0} + az \quad (738)$$

zo heeft men

$$F_{s,z} = \int_0^z (f_{s,0} + az)\chi dz \quad (739)$$

$$F_{s,z} = f_{s,0}\chi z + a\chi \frac{z^2}{2} \quad (740)$$

Bij de belastingstrap van 2103 kN heeft men op de diepte

$$L = 17,50 \text{ m} \quad F_s = 1720 \text{ kN}$$

$$\frac{L}{2} = 8,75 \text{ m} \quad F'_s = 360 \text{ kN}$$

Men heeft

$$F_s = f_{s,0}\chi L + a\chi \frac{L^2}{2} \quad (741)$$

$$F'_s = f_{s,0}\chi \frac{L}{2} + a\chi \frac{L^2}{8} \quad (742)$$

$$\text{Stelt men } f_s = az \quad (738a)$$

$$F_{s,z} = \int_0^z az\chi dz \quad (739a)$$

$$F_{s,z} = a\chi \frac{z^2}{2} \quad (740a)$$

Op de diepte  $z = L_1 = 17,50 \text{ m}$  (laagste rekstrookje) heeft men bij de belastingstrap van 2103 kN een totale wrijving  $F_s = 1720 \text{ kN}$ .

Als de wrijving langs de omtrek van het profiel geschiedt (de ligger dringt als een mes in de grond) zo heeft men:  $\chi = 2,1854 \text{ m}$ . De form. (740a) geeft

$$1720 = a \cdot 2,1854 \times \frac{17,5^2}{2}$$

$$a = \frac{2 \times 1720}{2,1854 \times 17,5^2} = \frac{3440}{658} = 5,29 \text{ kN/m}^3 \quad (741)$$

Als de formule (740a) voldoende juist is, vindt men op de diepte  $L_1/2$

$$F_{s,L_1/2} = a\chi \frac{L_1^2}{8}$$

$$F_{s,L_1/2} = 5,29 \times 2,1854 \times \frac{17,5^2}{8}$$

$$= 5,29 \times \frac{658}{8} = \frac{3450}{8} = 434 \text{ kN} \quad (742)$$

Op deze diepte heeft men in werkelijkheid 360 kN. Het verschil is niet van aard om de benadering der formule (738a) te verwerpen.

Aan de onderkant van de paal ( $L = 18 \text{ m}$ ) heeft men een eenheidswrijvingsweerstand van

$$f_{s,L} = 5,29 \times 18 = 95 \text{ kN/m}^2 \quad (743)$$

Aan het onderuiteinde van de paal bij de belastingstrap van 2100 kN, bedraagt de weerstand circa 240 kN.

#### Paal II

De figuur 41/II toont dat onder de laatste getekende belastingstrap van 1392 kN ( $Q_r = 1520 \text{ kN}$ ) de wrijving boven de verbreding zeer gering is namelijk 250 kN.

De verbredingsplaat met opstaande kant levert een bijdrage van 580 kN.

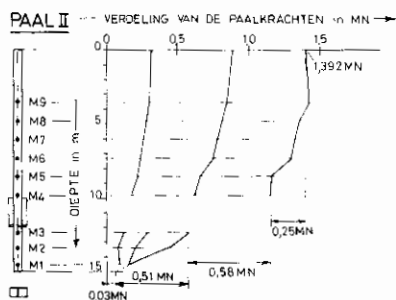


Fig. 41/II

De wrijving op het onderstuk van de ligger is zeer groot en bedraagt 510 kN.

De weerstand aan het onderuiteinde is gering en belooft slechts 300 kN.

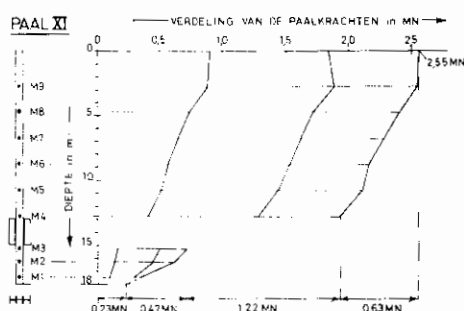


Fig. 41/XI

### Paal XI

De figuur 41/XI toont dat onder de laatst getekende belastingtrap van 2550 kN ( $Q_r = 2750$  kN) de wrijving boven de verbreding niet zo zeer werd gebroken dan in het geval van de paal II.

De wrijving op het bovenstuk van de ligger onder de belastingtrap van 2550 kN bedraagt 630 kN.

De verbreding levert een belangrijke bijdrage namelijk 1220 kN.

De wrijving op het onderstuk bedraagt 470 kN.

De weerstand aan het onderuiteinde bedraagt 230 kN.

## §8. Voorspelling van het grensdragvermogen van stalen liggerpalen opgehouden in vaste gescheurde klei aan de hand van de resultaten van diepsonderingen

### 1. Algemene formules

Er wordt getracht aan de hand van de resultaten der diepsonderingen een aan de veilige kant gelegen

prognose van het grensdragvermogen van een liggerpaal welke is opgehouden in een stijve gescheurde klei te verrichten. De bedoeling is daarbij niet een juiste voorspelling van de verdeling van de paalkracht over de lengte van de paal te verkrijgen, doch enkel over het globale grensdragvermogen een voldoende juist inzicht te hebben. Hierbij zal terug onderscheid worden gemaakt tussen een gewone liggerpaal en een liggerpaal met een of andere verbreding.

### a. Gewone liggerpaal zonder verbreding

#### a.1. Insnijding als mes

De meest eenvoudige veronderstelling is dat de ligger als een mes in de grond dringt.

#### Puntweerstand

Men berekent de staaldoorsnede  $\omega_s$  (173)

$$\text{de equivalente diameter } D_e = \sqrt{\frac{4}{\pi} \omega_s} \quad (174)$$

de  $d_g$ -waarde voor  $D_e$ , uit de  $C_{k,d}$ -waarden met de methode R.I.G.

In de bijdrage (De Beer et al., 1977) blz. 94 is aangegeven dat teneinde in stijve gescheurde kleien de eenheidsweerstand  $q'_r$  onder een cirkelvormig belastingsoppervlak te verkrijgen, de gevonden  $d_g$ -waarden, dienen te worden verminderd, door invoering van een verminderingcoëfficiënt

$$\alpha_b = 1 - 0,01 \left( \frac{D_e}{D_{\text{CPT}}} - 1 \right) \quad (744)$$

$$q'_r = \alpha_b d_g \quad (745)$$

In het geval van een langgestrekt belastingsoppervlak

$$q_{r,b} = \frac{q'_r}{1,3} \quad (746)$$

of dus

$$q_{r,b} = \frac{1 - 0,01 \left( \frac{D_e}{D_{\text{CPT}}} - 1 \right)}{1,3} d_g \quad (747)$$

$$Q_{r,b} = q_{r,b} \omega_s \quad (746)$$

#### Wrijvingsweerstand

In de lagen waar men de zijdelingse wrijvingsweerstand  $F_{s,\text{CPT}}$  in de diepsondering heeft kunnen bepalen, blijkt uit (De Beer et al) (1977) blz. 87, dat de mantelwrijving voor een verdringingspaal kan worden berekend met

$$F'_s = \alpha_{s,s} F_{s,CPT} \frac{\chi_s}{\chi_{CPT}} \quad (748)$$

Aangezien in geval van een stalen ligger de verdringing beperkt is, wordt voor de stalen ligger, de zijdelings wrijving berekend met

$$F_s = \frac{F'_s}{1,1} \quad (749)$$

of nog

$$F_s = \alpha_{s,s} \frac{F_{s,CPT}}{1,1} \frac{\chi_s}{\chi_{CPT}} \quad (750)$$

De factor  $\alpha_{s,s}$  is in de publicatie De Beer (1977) in tabel VI blz. 90 aangegeven.

Voor een stalen huid heeft men:

$$\alpha_{s,s} = 0,65 \quad (751)$$

Op de diepte waar de totale wrijving niet meer kon worden gemeten, kan worden uitgegaan van de gegevens vermeld op blz. 110 van de publicatie De Beer 1977. Hieruit blijkt, dat de eenheidswrijving in het contactvlak van Boomse klei met staal, bij volledige verdringing wordt gegeven door

$$f'_s = 0,16 c_{v,peak} \quad (752)$$

$c_{v,peak}$  = de piekwaarde van de schuifweerstand opgemeten met een vinapparaat  $\varnothing$  3,6 cm (753)

Men heeft  $c_{v,peak} = \frac{C_{k,d}}{9}$  (754)

waaruit  $f'_s = 0,16 \frac{C_{k,d}}{9} = \frac{C_{k,d}}{56,25}$  (755)

en bij partiële verdringing

$$f_s = \frac{f'_s}{1,1} = \frac{C_{k,d}}{61,9} \quad (756)$$

Men kan de gemiddelde waarde  $C_{k,d,m,i}$  bepalen voor elke deellengte  $L_i$  waaruit  $f_{i,s}$

$$f_{i,s} = \frac{C_{k,d,m,i}}{61,9} \quad (757)$$

en tenslotte

$$F_s = \chi_s \sum f_{i,s} L_i \quad (200)$$

$$Q_r = Q_{r,b} + F_s \quad (201)$$

## a.2. Vastkleven van de tussen de flenzen gelegen klei

Een meer ingewikkelde veronderstelling is de volgende: De paal dringt als een mes in de grond, doch

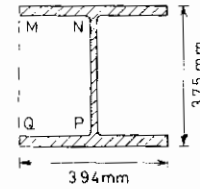


Fig. 42

de klei welke zich binnen de flenzen bevindt, en welke tijdens het heien aan een grondige verkneding is onderworpen geweest, gaat consolideren en aan de paal vastkleven.

Wanneer het product van de adhaesie  $a_s$  vermenigvuldigd met de lengte MNPQ (fig. 42) groter is dan het product van de wrijving  $f_s$  grond op grond met de lengte MQ, kan men zich voorstellen dat de afschuiving volgens MQ geschiedt, zodat de grond in MNPQ enigszins een geheel met het stalen profiel gaat vormen. Men kan dus ook deze tweede uiterste mogelijkheid beschouwen.

## Puntweerstand

Men heeft de bruto doorsnede:

$$\Omega_t = 37,5 \times 39,4 = 1480 \text{ cm}^2 \quad (2)$$

$$D_e = \sqrt{\frac{4}{\pi} 1480} = 43,33 \text{ cm}$$

Men berekent de  $d_g$ -waarden voor  $D_e = 43,33$  cm

$$\alpha_b = 1 - 0,01 \left( \frac{D_e}{D_{CPT}} - 1 \right) \quad (744)$$

De bruto doorsnede is nagenoeg vierkant

$$q_{r,b} = \alpha_b d_g \quad (758)$$

$$Q_{r,b} = q_{r,b} \Omega_t \quad (759)$$

## Wrijvingsweerstand

Over de hoogte  $L_1$  waar men de zijdelingse wrijvingsweerstand  $F_{s,CPT}$  heeft kunnen bepalen, berekent men

$$f_{s,CPT} = \frac{F_{s,CPT}}{\chi_{CPT} L_1} \quad (760)$$

Voor de buitenkant der flenzen heeft men:

$$f_s^{bui} = \frac{\alpha_{s,s} f_{s,CPT}}{1,1} \quad (761)$$

$$f_s^{bui} = \frac{0,65}{1,1} f_{s,CPT} = 0,59 f_{s,CPT} \quad (762)$$

$$F_{s,1}^{bui} = f_s^{bui} L_1 \chi^{bui} \quad (763)$$

Voor de grond binnen de flenzen heeft men, daar de afschuiving grond op grond geschiedt

$$f_s^{\text{bi}} = \frac{f_{s,\text{CPT}}}{1,1} \quad (764)$$

$$F_{s,1}^{\text{bi}} = f_s^{\text{bi}} L_1 (2MQ) \quad (765)$$

voor  $MQ$  zie figuur 42

$$\text{met } F_{s,1} = F_{s,1}^{\text{bui}} + F_{s,1}^{\text{bi}} \quad (766)$$

Over de hoogte  $L_2$  waar men de zijdelingse wrijvingsweerstand  $F_{s,\text{CPT}}$  niet meer heeft kunnen bepalen, kan men als volgt te werk gaan (cfr. formule 45, blz. 111, De Beer 1977)

$$\begin{aligned} f_{s,\text{CPT}} &= 0,246 c_{v,\text{peak}} \\ &= 0,246 \frac{C_{k,d,m}}{9} = \frac{C_{k,d,m}}{36,6} \end{aligned} \quad (768)$$

Voor de buitenkant der flenzen heeft men

$$\begin{aligned} f_s^{\text{bui}} &= \frac{\alpha_{s,s} f_{s,\text{CPT}}}{1,1} = \frac{0,65}{1,1} \frac{C_{k,d,m}}{36,6} \\ &= \frac{C_{k,d,m}}{61,9} \end{aligned} \quad (769)$$

$$F_{s,2}^{\text{bui}} = f_s^{\text{bui}} L_2 \chi^{\text{bui}} \quad (770)$$

Voor de grond binnen de flenzen heeft men:

$$f_s^{\text{bi}} = \frac{f_{s,\text{CPT}}}{1,1} = \frac{1}{1,1} \frac{C_{k,d,m}}{36,6} = \frac{C_{k,d,m}}{40,25} \quad (771)$$

$$F_{s,2}^{\text{bi}} = f_s^{\text{bi}} L_2 (2MQ) \quad (772)$$

$$\text{met } F_{s,2} = F_{s,2}^{\text{bui}} + F_{s,2}^{\text{bi}} \quad (773)$$

$$\text{Tenslotte } Q_r = Q_{r,b} + F_{s,2} + F_{s,1} \quad (774)$$

## b. Liggerpalen met verbreding

In geval van liggerpalen met verbreding, spelen de plaats, de vorm en afmetingen van de verbreding een zeer grote rol. Daar à priori vele combinaties mogelijk zijn, kunnen slechts enkele algemene regels worden aangegeven.

### b.1. Weerstand onder de verbredingsplaat

Indien  $\omega_v$  het oppervlak van de plaat is, wordt de equivalente diameter  $D_{e,v}$  gegeven door:

$$D_{e,v} = \sqrt{\frac{4}{\pi} \omega_v} \quad (214)$$

$$\text{Vormfactor: } s = \frac{1,3}{1 + 0,3 \frac{b}{l}} \quad (215)$$

Uitwijkingsfactor

$$\alpha = \frac{1}{\sqrt[4]{1 + \left(\frac{D_{e,v}}{D_{e,s}} - 1\right) \left[1 - \left(\frac{\chi_{o,w}}{\chi_v}\right)^2\right]}} \quad (216)$$

$D_{e,s}$  = equivalente diameter van de staaldoorsnede.

$D_{e,v}$  = equivalente diameter van de verbredingsplaat

$\chi_{o,w}$  = lengte over dewelke de opstaande wand bestaat, over een hoogte minstens gelijk aan  $3D_{e,v}$

$\chi_v$  = omtrek van de verbredingsplaat

$$q_{r,v} = \alpha_b \alpha \frac{d_g}{s} \quad (775)$$

$$q_{r,v} = \frac{\alpha d_g}{s} \left[1 - 0,01 \left(\frac{D_{e,v}}{D_{\text{CPT}}} - 1\right)\right] \quad (776)$$

### b.2. Benedenstuk van de ligger (gelegen onder de verbreding)

Voor de behandeling van de weerstand (punt en mantel) voor het benedenstuk van de ligger kan eenvoudig naar het geval van een liggerpaal zonder verbredingsplaat worden verwezen.

### b.3. Lengte van de ligger boven de verbredingsplaat

1) Over de hoogte over dewelke de opstaande wand, over de gehele doorsnede bestaat, stelt men

$$f_{i,s} = \alpha_{s,s} f_{i,\text{CPT}} = 0,65 f_{i,\text{CPT}} \quad (777)$$

2) over de hoogte over dewelke de opstaande wand slechts gedeeltelijk bestaat stelt men:

$$\begin{aligned} 2-\alpha) \quad f_{i,s} &\leq 20 \text{ kN/m}^2 \\ &\leq \alpha_{s,s} \frac{f_{i,\text{CPT}}}{1,1} \end{aligned} \quad (778)$$

over het gedeelte van de omtrek waar de opstaande wand ontbreekt.

$$\begin{aligned} 2-\beta) \quad f_{i,s} &= \alpha_{s,s} \left[ f_{i,\text{CPT}} - (f_{i,\text{CPT}} - 20) \times \right. \\ &\quad \left. \times \left(1 - \frac{\chi_{o,w}}{\chi_w}\right) \right] \end{aligned} \quad (779)$$

op het gedeelte van de omtrek waar de opstaande wand bestaat.

## 2. Toepassing op de liggerpalen van Kontich

Paal I (diepsondering C) lengte 18 m.

a) Paal snijdt in de grond als een mes

formule 173:  $\omega_s = 270 \text{ cm}^2$

formule 174:  $D_e = 18,8 \text{ cm}$

op  $L = 18 \text{ m}$   $d_g = 4,16 \frac{\text{MN}}{\text{m}^2}$

$$\alpha = 1 - 0,01 \left( \frac{18,8}{3,6} - 1 \right)$$

$$= 1 - 0,01 (5,21 - 1) = 1 - 0,042 = 0,958$$

formule 745:

$$q'_r = 0,958 d_g = 0,958 \times 4,16 = 3,99 \frac{\text{MN}}{\text{m}^2}$$

formule 746:

$$q_{r,b} = \frac{q'_r}{1,3} = \frac{3,99}{1,3} = 3,07 \frac{\text{MN}}{\text{m}^2}$$

formule 176:

$$Q_{r,b} = 3070 \times 0,027 = 82,9 \text{ kN}$$

Tot 12 m  $F_{s,\text{CPT}} = 97,1 \text{ kN}$

Aangezien er 0,50 m ophoging is bijgekomen

$$F'_{s,\text{CPT}} = \frac{12,5}{12} \times 97,1 = 1,04 \times 97,1 = 101 \text{ kN}$$

formule 748:

$$F'_s = \alpha_{s,S} F'_{s,\text{CPT}} \frac{\chi_s}{\chi_{\text{CPT}}}$$

$$F'_s = 0,65 \times 101 \frac{2,1854}{0,11} = 1304 \text{ kN}$$

formule 749:

$$F_s = \frac{1304}{1,1} = 1185 \text{ kN}$$

Vanaf 12 m beschikt men niet meer over de totale wrijving.

Men heeft tussen 12,50 m en 18,00 m.

$$C_{k,d,m} = 4,52 \frac{\text{MN}}{\text{m}^2}$$

formule 754:

$$c_{v,\text{peak}} = \frac{4,52}{9} = 0,50 \text{ MN/m}^2$$

$$f'_s = \frac{C_{k,d,m}}{56,25} = \frac{4520}{56,25} = 80,36 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$f_s = \frac{80,36}{1,1} = 73,05 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$F_s = 2,1854 \times 73,05 \times (18 - 12,5)$$

$$F_s = 878 \text{ kN}$$

$$Q_r = Q_{r,b} + F_s^{(12,51)} + F_s^{(12,5-18)}$$

$$Q_r = 82,9 + 1185 + 878 = 2145,9 \text{ kN}$$

b) Grond tussen de flenzen kleeft aan de ligger

Weerstand aan de basis

$$\Omega_t = 1480 \text{ cm}^2 \quad (2)$$

$$D_e = 43,33 \text{ cm}; \quad d_g = 4,21 \frac{\text{MN}}{\text{m}^2}$$

$$\frac{D_e}{D_{\text{CPT}}} = \frac{43,33}{3,6} = 12,04$$

$$\alpha_b = 1 - 0,01 (12,04 - 1) = 0,89$$

$$q_{r,b} = 0,89 \times 4,21 = 3,75 \frac{\text{MN}}{\text{m}^2}$$

$$Q_{r,b} = 3750 \times 0,148 = 555 \text{ kN}$$

wrijvingsweerstand

$$\text{lengte } L_1 = 12,50 \text{ m}$$

$$F_{s,\text{CPT}} = 97,1 \text{ kN}$$

$$f_{s,\text{CPT}} = \frac{97,1}{0,11 \times 12,00} = 73,6 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$f_s^{\text{bui}} = 0,59 \times 73,6 = 43,4 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$\chi_{\text{bui}} = 0,788 \text{ m}$$

$$F_{s,1}^{\text{bui}} = 43,4 \times 12,50 \times 0,788 = 427,5 \text{ kN}$$

$$f_s^{\text{bi}} = \frac{73,6}{1,1} = 66,9 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$2MQ = 0,75 \text{ m}$$

$$F_{s,1}^{\text{bi}} = 66,9 \times 12,50 \times 0,75 = 627,2 \text{ kN}$$

$$F_{s,1} = 427,5 + 627,2 = 1054,7 \text{ kN}$$

$$\text{lengte } L_2 = 18 - 12,50 = 5,50 \text{ m}$$

$$C_{k,d,m} = 4,52 \frac{\text{MN}}{\text{m}^2}$$

$$f_{s,CPT} = \frac{4520}{36,6} = 123,5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$f_s^{\text{bui}} = \frac{C_{k,d,m}}{61,9} = \frac{4520}{61,9} = 73 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$F_{s,2}^{\text{bui}} = 73 \times 5,50 \times 0,788 = 316,4 \text{ kN}$$

$$f_s^{\text{bi}} = \frac{C_{k,d,m}}{40,25} = \frac{4520}{40,25} = 112,3 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$F_{s,2}^{\text{bi}} = 112,3 \times 5,50 \times 0,75 = 463,2 \text{ kN}$$

$$F_{s,2} = 316,4 + 463,2 = 779,8 \text{ kN}$$

Totaal:

$$Q_r = 555 + 1054,7 + 779,8 = 2389,5 \text{ kN}$$

Men heeft tenslotte:

$$\text{zonder vasthechting } Q_r = 2145,9 \text{ kN}$$

$$\text{met vasthechting } Q_r = 2389,5 \text{ kN}$$

De kleinste waarde wordt aangehouden:

$$Q_r = 2145,9 \text{ kN.}$$

Opgemerkt kan worden dan de veronderstelling met vasthechting beter met de opgemeten verdeling overeenstemt.

Paal PO (diepsondering B)  $L = 50 \text{ m.}$

De paal PO bestaat uit een effen ligger met een uitzonderlijk grote lengte  $L = 50 \text{ m.}$

De diepsondering B werd slechts uitgevoerd tot een diepte van 31 m. Men weet dus niet welke de juiste conusweerstand tussen 31 en 50 m zijn.

Tot een diepte van 15 m nemen de conusweerstand benaderd lineair met de diepte toe. Beschouwt men een rechte die door de minimum waarden loopt, zo verkrijgt men benaderd:

$$C_{k,d,\min} = 0,5 + 0,22 z$$

$$C_{k,d,\min} \text{ in } \frac{\text{MN}}{\text{m}^2}$$

$z =$  diepte onder het grondoppervlak ten tijde van de diepsondering in m.

Op 15 m diepte heeft men:

$$C_{k,d,\min} = 0,5 + 0,22 \times 15 = 3,8 \frac{\text{MN}}{\text{m}^2}$$

Tussen 15 m en 31 m neemt de conusweerstand veel minder snel met de diepte toe, en tussen 25 m en 31 m heeft hij de neiging constant te blijven. Dit is

een verloop die in zeer diepe sonderingen uitgevoerd in de Boomse klei regelmatig wordt vastgesteld.

Men zal dan ook aannemen dat de  $C_{k,d,\min}$  waarde lineair toeneemt tussen  $z = 15 \text{ m}$  en  $z = 25 \text{ m}$ , en daarna constant blijft en gelijk aan

$$C_{k,d,\min} = 5 \frac{\text{MN}}{\text{m}^2}.$$

Voor  $15 \text{ m} < z < 25 \text{ m}$ , heeft men:

$$C_{k,d,\min} = 3,8 + (5 - 3,8) \frac{z - 15}{25 - 15}$$

a.1. Berekening met insnijding als een mes

$$\omega_s = 270 \text{ cm}^2 \quad D_e = 18,8 \text{ cm}$$

Puntweerstand

Uit de berekeningen voor de andere palen blijkt dat  $d_g \approx C_{k,d,\min}$

$$\text{Op } 50 \text{ m diepte: } d_g = 5 \frac{\text{MN}}{\text{m}^2}$$

$$\alpha_b = 1 - 0,01 (5,22 - 1) = 1 - 0,0422 = 0,9578$$

$$q'_r = 0,9578 \times 5 = 4,8 \frac{\text{MN}}{\text{m}^2}$$

$$q_{r,b} = \frac{4,8}{1,3} = 3,7 \frac{\text{MN}}{\text{m}^2}$$

$$Q_{r,b} = 3700 \times 0,027 = 99,9 \text{ kN}$$

Wrijvingsweerstand

$$\text{Lengte } L_1 = 11,50 \text{ m}$$

$$F_{s,CPT} = 97,50 \text{ kN}$$

$$f_{s,CPT} = \frac{97,5}{11,0 \times 0,11} = 80,6 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$f_s = 0,65 \frac{f_{s,CPT}}{1,1} = 0,59 f_{s,CPT}$$

$$= 0,59 \times 80,6 = 47,5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$F_{s,1} = 47,5 \times 11,50 \times 2,1854 = 1193,8 \text{ kN}$$

Uit de figuur 32/B blijkt dat de schommelingen van het  $C_{k,d}$ -diagram tussen de maximum en minimum waarden ongeveer  $1 \text{ MN/m}^2$  bedragen. Men kan dus stellen dat het diagram der statistische  $C_{k,d}$  waarden, wordt verkregen door aan de wet der minimum waarden het bedrag  $0,5 \text{ MN/m}^2$  toe te voegen.

Men heeft dus

voor  $z < 15$  m  $C_{k,d,stat} = 1,0 + 0,22 z$

$15 < z < 25$  m  $C_{k,d,stat} = 4,3 + (5,5 - 4,3) \frac{z - 15}{25 - 15}$

$z > 25$  m  $C_{k,d,stat} = 5,5 \text{ MN/m}^2$

op  $L = 11,50$  m  $C_{k,d,stat} = 1,0 + 0,22 \times 11,00 = 3,42 \text{ MN/m}^2$

$L = 15,50$  m  $C_{k,d,stat} = 1,0 + 0,22 \times 15,00 = 4,3 \text{ MN/m}^2$

$L = 25,50$  m  $C_{k,d,stat} = 5,5 \text{ MN/m}^2$

Hieruit van 11,50 m tot 50,00 m, bedraagt de gemiddelde waarde  $C_{k,d,m}$

$$C_{k,d,m} = \frac{\frac{3,42 + 4,3}{2} (15,50 - 11,50) + \frac{4,3 + 5,5}{2} (25,50 - 15,50) + 5,5 (50 - 25)}{50,00 - 11,50}$$

$$= \frac{3,865 \times 4,00 + 4,9 \times 10,00 + 5,50 \times 24,5}{38,5} = \frac{209,5}{38,5} = 5,17 \frac{\text{MN}}{\text{m}^2}$$

formule 756:

$$f_{s,2} = \frac{C_{k,d,m}}{61,9} = \frac{5170}{61,9} = 83,5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$F_{s,2} = 83,5 \times 38,50 \times 2,185 = 7050 \text{ kN}$$

$$Q_r = Q_{r,b} + F_{s,1} + F_{s,2}$$

$$= 99,9 + 1193,8 + 7050 = 8343,7 \text{ kN}$$

a.2. Berekening met vasthechting

Basisweerstand

$$\Omega_t = 1480 \text{ cm}^2 \quad D_e = 43,33 \text{ cm} \quad d_g = 5 \text{ MN/m}^2$$

$$\frac{D_e}{D_{\text{CPT}}} = \frac{43,33}{3,6} = 12$$

$$\alpha_b = 1 - 0,01 (12 - 1) = 0,89$$

$$q_{r,b} = 0,89 \times 5 = 4,45 \text{ MN/m}^2$$

$$Q_{r,b} = 4450 \times 0,148 = 657 \text{ kN}$$

Wrijvingsweerstand

Lengte  $L_1 = 11,50$  m

$$F_{s,\text{CPT}} = 97,50 \text{ kN}$$

$$f_{s,\text{CPT}} = \frac{97,5}{11,0 \times 0,11} = 80,6 \text{ kN/m}^2$$

$$f_s^{\text{bui}} = 0,59 \times 80,6 = 47,5 \text{ kN/m}^2$$

$$F_{s,1}^{\text{bui}} = 47,5 \times 11,5 \times 0,788 = 430,5 \text{ kN}$$

$$f_s^{\text{bi}} = \frac{80,6}{1,1} = 73,2 \text{ kN/m}^2$$

$$F_{s,1}^{\text{bi}} = 73,2 \times 11,5 \times 0,75 = 631,4 \text{ kN}$$

$$F_{s,1} = 430,5 + 631,4 = 1061,9 \text{ kN}$$

Lengte  $L_2 = 50 - 11,5 = 38,5$  m.

$$C_{k,d,m} = 5,17 \text{ MN/m}^2$$

formule 768:

$$f_{s,m,\text{CPT}} = \frac{C_{k,d,m}}{36,6} = \frac{5170}{36,6} = 143 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

formule 769:

$$f_s^{\text{bui}} = \frac{C_{k,d,m}}{61,9} = \frac{5170}{61,9} = 83,5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

formule 771:

$$f_s^{\text{bi}} = \frac{C_{k,d,m}}{40,25} = \frac{5170}{40,25} = 128,5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$F_{s,2}^{\text{bui}} = 83,5 \times 38,50 \times 0,788 = 2540 \text{ kN}$$

$$F_{s,2}^{\text{bi}} = 128,5 \times 38,50 \times 0,75 = 3700 \text{ kN}$$

$$F_{s,2} = 2540 + 3700 = 6240 \text{ kN}$$

$$Q_r = Q_{r,b} + F_{s,1} + F_{s,2}$$

$$Q_r = 657 + 1061,9 + 6240 = 7958,9 \text{ kN}$$

De kleinste der twee berekende waarden bedraagt 7958,9 kN.

De verhouding van deze waarde tot de bezwijklast gemeten in de proefbelasting bedraagt:

$$\frac{7958,9}{6510} = 1,22$$

De berekening geeft voor deze paal een te hoge waarde voor de bezwijklast.

Het overschatten van de breukweerstand houdt wellicht verband met het feit dat bij deze lange slanke paal, bij het bereiken van de breuklast van de grond, reeds een vrij grote elastische samendrukking van de paal is opgetreden, zodat de paal niet als een quasi onvervormbaar lichaam in de grond dringt, doch karikaturaal meer als een veer is te beschouwen. Hierdoor ontstaat bij een bepaalde belastingstrap een zeer groot onderscheid tussen de relatieve beweging paalgrond in het bovengedeelte, t.o.v. dit in het ondergedeelte.

Bij  $Q_r = 7958,9$  kN is de spanning in de staaldoorsnede:

$$\sigma = \frac{7958,900}{27000} = 295 \text{ N/mm}^2$$

Men nadert sterk de vloeigrens van  $345 \text{ N/mm}^2$ .

*Paal P.II*  $L = 14,50$  m Diepsondering *A*

a. *Paal snijdt in de grond als een mes*

a.1. Puntweerstand

formule 173  $\omega_s = 270 \text{ cm}^2$

formule 174  $D_e = 18,8 \text{ cm}$

op  $L = 14,50$  m Diepsondering *C*

$$d_g = 3,34 \frac{\text{MN}}{\text{m}^2} \quad (\text{fig. 32/A})$$

formule 744:

$$\alpha = 1 - 0,01 \left( \frac{18,8}{3,6} - 1 \right) = 0,958$$

formule 745:

$$q'_r = 0,958 \times 3,34 = 3,20 \frac{\text{MN}}{\text{m}^2}$$

formule 756:

$$q_{r,b} = \frac{3,20}{1,3} = 2,46 \frac{\text{MN}}{\text{m}^2}$$

formule 176:

$$Q_{r,b} = 2460 \times 0,027 = 66,4 \text{ kN}$$

a.2. Wrijving op het benedenstuk van de ligger

$$L_{be} = 3,00 \text{ m}$$

Tussen 11,50 en 14,50 m diepte heeft men

$$C_{k,d,m} = 3,63 \frac{\text{MN}}{\text{m}^2}$$

$$f'_s = \frac{C_{k,d,m}}{56,25} = \frac{3630}{56,25} = 64,5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$f_s = \frac{64,5}{1,1} = 58,6 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$F_{s,be} = 58,6 \times 3,00 \times 2,1854 = 384,2 \text{ kN}$$

a.3. Weerstand onder de verbredingsplaat

$$\omega_v = 3000 \text{ cm}^2 \quad D_{e,v} = 61,96 \text{ cm} \quad (87)$$

op 11,50 m diepte  $d_g = 2,90 \text{ MN/m}^2$

$$\frac{b}{l} = \frac{37,5}{80,5} = 0,4666 \quad (90)$$

$$\frac{1}{s} = \frac{1 + 0,3 \times 0,466}{1,3} = 0,877 \quad (91)$$

$$\frac{L_v}{D_{e,v}} = \frac{200}{61,95} = 3,23 > 3$$

$$\chi_{\text{opstaande wand}} = \chi_{\text{plaat}} : \alpha = 1$$

$$q'_r = 1,0 \times 0,877 \times 2,9 = 2,54 \frac{\text{MN}}{\text{m}^2}$$

$$\frac{D_{e,v}}{D_{\text{CPT}}} = \frac{61,95}{3,6} = 18,21$$

formule 744:

$$\alpha_b = 1 - 0,01 (18,21 - 1) = 0,838$$

$$q_{r,v} = 0,838 \times 2,54 = 2,13 \frac{\text{MN}}{\text{m}^2} \quad (780)$$

$$\omega_{v,\text{netto}} = 3000 - 270 = 2730 \text{ cm}^2$$

$$Q_{r,v} = 2130 \times 0,273 = 581,5 \text{ kN}$$

a.3. Wrijving over de verbreding

Men heeft tussen  $z = 9,50$  m en  $z = 12$  m diepte:

$$F_{s,\text{CPT}} = 21 \text{ kN}$$

$$f_{s,\text{CPT}} = \frac{21}{2,00 \times 0,11} = 95,5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$



Wegens de grote verdringing dient de verminderingcoëfficiënt 1 : 1,1 niet te worden toegepast.

$$f_{s,v} = \alpha_{s,s} f_{s,CPT} = 0,65 \times 95,5 = 62,1 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$\chi_{\text{verbreiding}} = 2,36 \text{ m} \quad (95)$$

$$F_{s,v} = 62,1 \times 2,00 \times 2,36 = 293,1 \text{ kN}$$

a.4. Wrijving op het bovenstuk  $L = 9,5 \text{ m}$

$$F_{s,CPT} = 72,50 \text{ kN}$$

$$f_{s,CPT} = \frac{72,5}{9,00 \times 0,11} = 73,2 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

buitenkant van de flenzen

$$\frac{\chi_{\text{buiten}}}{\chi_{\text{verbreiding}}} = \frac{0,7888}{2,36} = 0,334 \quad (242)$$

formule 779:

$$f_{s,bo}^{\text{bui}} = 0,65 [73,2 - (73,2 - 20)(1 - 0,334)] \\ = 0,65 (73 - 53 \times 0,666) = 24,6 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$F_{s,bo}^{\text{bui}} = 24,6 \times 9,50 \times 0,788 = 184,2 \text{ kN}$$

$$F_{s,bo}^{\text{bi}} = 20 \times 9,50 \times 0,75 = 142,5 \text{ kN}$$

$$F_{s,bo} = 184,2 + 142,5 = 326,7 \text{ kN} \quad (782)$$

$$Q_r = Q_{r,b} + F_{s,be} + Q_{r,v} + F_{s,v} + F_{s,bo} \\ = 66,4 + 384,2 + 581,1 + 293,1 + 326,7 \\ = 1651,9 \text{ kN}$$

b. *Er is vasthechting van de grond tussen de flenzen over het benedenstuk van de paal*

b.1. weerstand aan de basis

$$\Omega_r = 1480 \text{ cm}^2; \quad D_e = 43,33 \text{ cm}$$

op 14,50 m diepte:  $d_g = 3,36 \text{ MN/m}^2$

$$\frac{D_e}{D_{CPT}} = \frac{43,33}{3,6} = 12,04$$

$$\alpha_b = 1 - 0,01 (12,04 - 1) = 0,89$$

$$q_{r,b} = 0,89 \times 3,36 = 2,99 \frac{\text{MN}}{\text{m}^2}$$

$$Q_{r,b} = 2990 \times 0,148 = 442,6 \text{ kN}$$

b.2. wrijvingsweerstand over het benedenstuk

$$L_{be} = 3,00 \text{ m}$$

$$C_{k,d,m} \text{ tussen } L = 11,5 \text{ en}$$

$$L = 14,50 \text{ m diepte} = 3,63 \frac{\text{MN}}{\text{m}^2}$$

$$f_{s,CPT} = \frac{3630}{36,6} = 99,2 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$f_{s,be}^{\text{bui}} = \frac{3630}{61,9} = 58,6 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$F_{s,be}^{\text{bui}} = 58,6 \times 3,00 \times 0,788 = 138,5 \text{ kN}$$

$$f_{s,be}^{\text{bi}} = \frac{C_{k,d,m}}{40,25} = \frac{3630}{40,25} = 90,2 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$F_{s,be}^{\text{bi}} = 90,2 \times 3,00 \times 0,75 = 203 \text{ kN}$$

$$F_{s,be} = 138,5 + 203 = 341,5 \text{ kN}$$

b.3. weerstand onder de verbredingsplaat

$$\omega_{v,\text{netto}} = 3000 - 1480 = 1520 \text{ cm}^2$$

$$q_{r,v} = 2,13 \frac{\text{MN}}{\text{m}^2} \quad (780)$$

$$Q_{r,v} = 2130 \times 0,1520 = 323,8 \text{ kN}$$

b.4. wrijving op de verbreding:

$$F_{s,v} = 293,1 \text{ kN}$$

b.5. wrijving op het bovenstuk:

$$F_{s,bo} = 326,7 \text{ kN} \quad (782)$$

$$Q_r = 442,6 + 341,5 + 323,8 + 293,1 + 326,7 \\ = 1727,7 \text{ kN}$$

Men heeft dus:

$$\text{zonder hechting} \quad Q_r = 1651,9 \text{ kN}$$

$$\text{met hechting} \quad Q_r = 1727,7 \text{ kN}$$

De kleinste waarde is:  $Q_r = 1651,9 \text{ kN}$

Paal PXI  $L = 18 \text{ m}$  diepsondering  $D$

De paal PXI heeft op een afstand van 3 m boven het onderuiteinde twee aangelaste profielen met een hoogte van 2 m (fig 4/D). Er kunnen twee mogelijkheden worden weerhouden:

a) geen hechting

b) hechting in het benedenstuk van de ligger en in de ligger over de hoogte van de verbreding en in de aangelaste liggerstukken.

a. *geen hechting*

a.1. puntweerstand

$$\omega_s = 270 \text{ cm}^2 \quad D_{e,s} = 18,8 \text{ cm}$$

De waarden van  $d_g$  voor  $D_e = 18,8$  cm zijn op de figuur 32/D gegeven.

Op 18 m diepte heeft men:  $d_g = 4,23$  MN/m<sup>2</sup>

formule 744  $\alpha = 0,958$

formule 745  $q_{r,b} = \frac{4,23}{1,3} = 3,25$  MN/m<sup>2</sup>

formule 176  $Q_{r,b} = 3250 \times 0,027 = 87,8$  kN

a.2. wrijving op het benedenstuk:  $L_{be} = 3,00$  m

Tussen 15 en 18 m diepte, heeft men:

$$C_{k,d,m} = 4,65 \text{ MN/m}^2$$

$$f'_s = \frac{4650}{56,25} = 82,7 \text{ kN/m}^2$$

$$f_{s,be} = \frac{82,7}{1,1} = 75,2 \text{ kN/m}^2$$

$$F_{s,be} = 75,2 \times 3,00 \times 2,1854 = 493 \text{ kN}$$

a.3. weerstand onder de verbreding

Men heeft

$$\omega_{s,v} = 3 \times 270 = 810 \text{ cm}^2 \quad (9)$$

$$D_{e,v} = 32,5 \text{ cm} \quad (548)$$

$$\omega_{s,v,netto} = 810 - 270 = 540 \text{ cm}^2 \quad (549)$$

De waarden van  $d_g$  voor  $D_e = 32,5$  cm zijn op de figuur 32/D getekend.

Op 15 m diepte heeft men:  $d_g = 3,82$  MN/m<sup>2</sup>

$$\frac{D_{e,v}}{D_{e,CPT}} = \frac{32,5}{3,6} = 9,0$$

$$\alpha_b = 1 - 0,01(9 - 1) = 0,92$$

Men heeft opstaande waarden over een hoogte van 2 m

$$2 \text{ m} > 3 \times 0,325 = 0,975 \text{ m}$$

Derhalve  $\alpha = 1$ .

Men heeft een langgestrekt profiel, derhalve:

$$1 : s = 1 : 1,3$$

Tenslotte:

$$q_{r,v} = \alpha \frac{\alpha_b}{s} d_g = 1 \times \frac{1}{1,3} \times 0,92 d_g = 0,71 d_g$$

$$q_{r,v} = 0,71 \times 3,82 = 2,71 \text{ MN/m}^2$$

$$Q_{r,v} = 2710 \times 0,0810 = 219,5 \text{ kN}$$

a.4. wrijving over de hoogte van de verbreding:

$$L_v = 2,00 \text{ m}$$

De totale omtrek van de verbreding bedraagt

$$\chi_v = 5,41 \text{ m} \quad (555)$$

Tussen 13 m en 15 m diepte:

$$C_{k,d,m} = 3,85 \text{ MN/m}^2$$

De formule (755) geeft:

$$f'_s = \frac{C_{k,d,m}}{56,25} = \frac{3850}{56,25} = 68,4 \text{ kN/m}^2$$

En aangezien er ter plaatse van de verbreding een belangrijke verdringing is, kan men stellen:

$$f_{s,v} = f'_s = 68,4 \text{ kN/m}^2$$

Men krijgt:

$$F_{s,v} = 68,4 \times 2,00 \times 5,41 = 740 \text{ kN}$$

a.5. Wrijving op het bovenstuk:  $L_{bo} = 13$  m

Daar de totale wrijving slechts werd opgemeten tot een diepte van 11,50 m, dient men de lengte  $L_{bo}$  in te delen in 2 delen  $L_{bo,1} = 11,50$  m en  $L_{bo,2} = 1,50$  m.

Gelet op de schikking van de verbreding, kan men thans rekenen op een niet gebroken wrijving binnen het profiel, en moet men rekenen op een sterk gereduceerde wrijving op de buitenoppervlakten van de ligger.

Men heeft  $\chi_{bi} = 1,537$  m (560)

$$\chi_{bui} = 0,788 \text{ m} \quad (561)$$

$$L_{bo,1} = 11,50 \text{ m}$$

Men heeft  $F_{s,CPT} = 95$  kN

$$f_{s,CPT} = \frac{95}{11,00 \times 0,11} = 78,5 \text{ kN/m}^2$$

Aangezien de grond binnen de flenzen, door de flenzen wordt beschermd, kan de formule 779, hier worden vervangen door:

$$f_{s,bo}^{bi} = \frac{\alpha_s s f_{s,CPT}}{1,1} \quad (783)$$

$$f_{s,bo}^{bui} = \frac{0,65}{1,1} f_{s,CPT} = 0,59 f_{s,CPT}$$

$$= 0,59 \times 78,5 = 46,3 \text{ kN/m}^2$$

$$F_{s,bo,1}^{bi} = 46,3 \times 11,50 \text{ m} \times 1,537 = 818,4 \text{ kN}$$

$$F_{s,bo,1}^{bui} = 20 \times 11,50 \text{ m} \times 0,788 = 181,2 \text{ kN}$$

$$F_s^{bo,1} = 818,4 + 181,2 = 999,6 \text{ kN}$$

$$L_{bo,2} = 1,50 \text{ m}$$

$$C_{k,d,m} = 3,57 \text{ MN/m}^2$$

De formule (768) geeft:

$$f_{s,CPT} = \frac{3570}{36,6} = 97,5 \text{ kN/m}^2$$

De formule (783) geeft:

$$f_{s,bo,2}^{bi} = 0,59 \times 97,5 = 57,5 \text{ kN/m}^2$$

$$F_{s,bo,2}^{bi} = 57,5 \times 1,50 \times 1,538 = 132,6 \text{ kN}$$

$$F_{s,bo,2}^{bui} = 20 \times 1,50 \times 0,788 = 23,6 \text{ kN}$$

$$F_{s,bo,2} = 132,6 + 23,6 = 156,2 \text{ kN}$$

$$F_{s,bo} = 999,6 + 156,2 = 1155,8 \text{ kN}$$

$$Q_r = Q_{r,b} + F_{s,be} + Q_{r,v} + F_{s,v} + F_{s,bo}$$

$$= 87,8 + 493 + 219,5 + 740 + 1155,8 = 2696,1 \text{ kN}$$

b. Hechting binnen de profielen

b.1. Weerstand aan de basis:

$$\Omega_t = 1480 \text{ cm}^2; \quad D_e = 43,33 \text{ cm}$$

Op 18 m diepte:  $d_g = 4,21 \text{ MN/m}^2$

$$\frac{D'_e}{D_{e,CPT}} = \frac{43,33}{3,6} = 12$$

$$\alpha_b = 1 - 0,01 (12 - 1) = 0,89$$

$$q_{r,b} = 0,89 \times 4,21 = 3,75 \text{ MN/m}^2$$

$$Q_{r,b} = 3750 \times 0,148 = 555,0 \text{ kN}$$

b.2. Wrijvingsweerstand op het benedenstuk:

$$L_{be} = 3,00 \text{ m}$$

Van 15 tot 18 m  $C_{k,d,m} = 4,65 \text{ MN/m}^2$

$$f_{s,CPT} = \frac{4650}{36,6} = 127 \text{ kN/m}^2$$

$$f_{s,be}^{bui} = \frac{4650}{61,9} = 75,1 \text{ kN/m}^2$$

$$F_{s,be}^{bui} = 75,1 \times 3,00 \times 0,788 = 177,5 \text{ kN}$$

$$f_{s,be}^{bi} = \frac{4650}{40,25} = 115,5 \text{ kN/m}^2$$

$$F_{s,be}^{bi} = 115,5 \times 3,00 \times 0,75 = 259,9 \text{ kN}$$

$$F_{s,be} = 177,5 + 259,9 = 437,4 \text{ kN}$$

b.3. Weerstand onder de verbreding (hechting over de 3 profielen)

$$\Omega_t = 3 \times 1480 = 4440 \text{ cm}^2$$

$$D_{e,v} = \sqrt{\frac{4}{\pi} 4440} = 75,2 \text{ cm}$$

Op 15 m diepte:  $d_g = 3,70 \text{ MN/m}^2$

$$\frac{D_{e,v}}{D_{e,CPT}} = \frac{75,2}{3,6} = 20,9$$

$$\alpha_b = 1 - 0,01 (20,9 - 1) = 0,80$$

$$b = 0,397 \text{ m}; \quad l = 3 \times 0,375 = 1,125 \text{ m}$$

$$\frac{b}{l} = \frac{0,397}{1,125} = 0,353$$

$$1 : s = \frac{1 \times 0,3 \times 0,353}{1,3} = 0,851$$

$$q_{r,b} = \alpha \frac{\alpha_b}{s} d_g = 1 \times 0,851 \times 0,80 d_g = 0,681 d_g$$

$$q_{r,b} = 0,681 \times 3,70 = 2,52 \text{ MN/m}^2$$

$$\omega_{v,netto} = 4440 - 1480 = 2960 \text{ cm}^2$$

$$Q_{r,v} = 2520 \times 0,2960 = 745,9 \text{ kN}$$

b.4. Wrijving over de verbreding:

$$L_v = 2,00 \text{ m}$$

Tussen 13 m en 15 m  $C_{k,d,m} = 3,85 \text{ MN/m}^2$

$$f_{s,CPT} = \frac{3850}{36,6} = 105,2 \text{ kN/m}^2$$

$$f_{s,v}^{bui} = \frac{3850}{61,9} = 62,2 \text{ kN/m}^2$$

$$\chi_v^{bui} = 0,788 \text{ m}$$

$$F_{s,v}^{bui} = 62,2 \times 2,00 \times 0,788 = 98,0 \text{ kN}$$

$$f_{s,v}^{bi} = \frac{3850}{40,25} = 95,6 \text{ kN/m}^2$$

$$\chi_{bi} = 6 \times 0,375 = 2,25 \text{ m}$$

$$F_{s,v}^{bi} = 95,6 \times 2,00 \times 2,25 = 430,2 \text{ kN}$$

$$F_{s,v} = 98,0 + 430,2 = 528,2 \text{ kN}$$

b.5. Wrijving op het bovenstuk:  $L_{bo} = 13 \text{ m}$

$$\chi^{bui} = 0,788 \text{ m}; \quad \chi^{bi} = 2 \times 0,375 = 0,75 \text{ m}$$

$$L_{bo,1} = 11,50 \text{ m}$$

$$F_{s,CPT} = 95 \text{ kN}$$

$$f_{s,CPT} = \frac{95}{11,00 \times 0,11} = 78,5 \text{ kN/m}^2$$

$$f_{s,bo,1}^{bi} = \frac{78,5}{1,1} = 71,4 \text{ kN/m}^2$$

$$F_{s,bo,1}^{bi} = 71,4 \times 11,50 \times 0,75 = 615,8 \text{ kN}$$

$$F_{s,bo,1}^{bui} = 20 \times 11,50 \times 0,788 = 181,2 \text{ kN}$$

$$F_{s,bo,1} = 615,8 + 181,2 = 797,0 \text{ kN}$$

$$L_{bo,2} = 1,50 \text{ m}$$

$$C_{k,d,m} = 3,57 \text{ MN/m}^2$$

$$f_{s,CPT} = \frac{3570}{36,6} = 97,5 \text{ kN/m}^2$$

$$f_{s,bo,2}^{bi} = \frac{97,5}{1,1} = 88,6 \text{ kN/m}^2$$

$$F_{s,bo,2}^{bi} = 88,6 \times 1,50 \times 0,75 = 99,7 \text{ kN}$$

$$F_{s,bo,2}^{bui} = 20 \times 1,50 \times 0,788 = 23,6 \text{ kN}$$

$$F_{s,bo,2} = 99,7 + 23,6 = 123,3 \text{ kN}$$

$$F_{s,bo} = 797 + 123,3 = 920,3 \text{ kN}$$

$$Q_r = 555,0 + 437,4 + 745,9 + 528,2 + 920,3 = 3186,8 \text{ kN}$$

Men vindt:

$$\text{zonder hechting} \quad Q_r = 2696,1 \text{ kN}$$

$$\text{met hechting} \quad Q_r = 3186,8 \text{ kN}$$

De minimum waarde bedraagt  $Q_r = 2696,1 \text{ kN}$

### §9. Kritische vergelijking van alle verkregen waarden uit metingen en berekeningen

Op de tabel XXXX is een verzamelstaat aangegeven van alle draagvermogens van de palen te Kontich, zoals ze uit metingen en berekeningen werden verkregen.

Uit een aandachtig overschouwen van de gegevens blijkt, dat in vaste kleien waar een zeer belangrijk herstelproces na het inheien optreedt, het zeer moeilijk is op correcte wijze het statisch grensdragvermogen uit dynamische metingen tijdens het inheien af te

TABEL XXXX — Vergelijking van de verschillende voorspellingswijzen van het grensdragvermogen en van de resultaten van proefbelastingen te Kontich

Paal	Inheidiepte onder oppervlakte ophoging in m	Proefbelasting			Cap wap		Case methode		Diepsonderingen	
		Grenslast $Q_c$ kN	$Q_{r,conv}$ kN	$Q_r$ kN	Grenslast $Q_c$ kN	Duur na het inheien	$J_c = 0,5$ $Q_c$ case kN	Tijd na heien	diepsondering	$Q_{r,CPT}$ kN
PO	50	5940	6250	6510	6580	5 dagen	6850	5 dagen	B	
PI	18	$\geq 2060$	-	2280	2120	13 dagen	6050(?) 1130 1600 2110	8 dagen 0 dagen 2 uur 13 dagen	C	7958,9 2145,9
PII	14,5	1340	-	1520	1850	13 dagen	680 1740 1850	0 dagen 3 dagen 13 dagen	A	1651,9
PIII	15,5				1500	2 dagen	1240 1620	3 uur 2 dagen	E	
PIV	19				-		1170	0 dagen	F	
PV	19,30				1750	16 uur	750 1510	0 dagen 16 uur	H	
PVI	14,5				1450	2 dagen	1250 1500	0 dagen 2 dagen	G	
PVII	19						9500	0 dagen	J	
PVIX	18,5						400	0 dagen	I	
PX	18,5						310	0 dagen	L	
PXI	18	2690		2750	2000	2 1/2 dagen	2570 3860	0 dagen 2 1/2 dag.	D	2696,1
PXII	18,5				1600	2 dagen	1950 3000 3200	0 dagen 10 uur 2 dagen	K	
		minstens 1 maand na het inheien								

leiden. Zowel de dynamische als de statische weerstand zijn functie van de tijd verlopen na het inheien.

Uit de tabel blijkt dat wanneer wordt uitgegaan van de resultaten van heiproeven, verricht enkele dagen na het continu inheien, met de Cap wap methode reeds veel juistere waarden kunnen worden voorspeld, die dicht bij de in de belastingsproeven opgemeten bezwijklast zijn gelegen.

Uit de correlatie tussen de resultaten van de cap-wap analyse en deze van de case-methode was Goble tot de vaststelling gekomen, dat de beste overeenstemming werd verkregen, door in de Case-Methode voor de dempingsfactor  $J_c$  de waarde  $J_c = 0,5$  in te voeren. Het blijkt wel dat deze waarde kan worden ingevoerd, wanneer het gaat om een hernieuwde slagproef enkele dagen na het inheien, doch niets bewijst dat dit voor metingen tijdens het inheien nog het geval is.

Medegedeeld werd dat Goble voor de paal PX ook de cap wap methode bij het heien zelf heeft toegepast, en dat uit deze analyse is gebleken dat, althans voor die paal, de waarde  $J_c = 0,17$  van de dempingsfactor de beste overeenstemming zou geven.

Uit het rapport van Goble blijkt dat men bij de uitwerking van de Case Methode op moeilijkheden is gestoten, die men door een verfijnde analyse heeft trachten te ontgaan. Globaal blijkt dat voor de aangevoerde paaltypes, geheid in vaste gescheurde kleien, de Case-Methode minder aangewezen is.

De Cap-wap methode kan hier een betere houvast geven, op voorwaarde dat de analyse gesteund is op de gegevens van slagproeven verricht vele dagen na het inheien van de paal.

Een voorspelling van de grensdragvermogens van de palen werd ook gemaakt uitgaande van de resultaten van de diepsonderingen, voorafgaandelijk verricht ter plaatse van de palen, en met de methode in deze bijdrage beschreven.

Opgemerkt wordt dat, behalve voor de 50 m lange paal PO, een zeer goede overeenstemming tussen de opgemeten bezwijklast en de berekende waarde wordt gevonden.

Voor de 50 m lange paal PO is de voorspelde waarde  $7958,9 : 6510 = 1,22$  maal groter, dan de gemeten bezwijklast.

Er dient echter onmiddellijk te worden opgemerkt dat men geen rechtstreekse gegevens heeft over de

sondeerwaarden tussen 30 en 50 m diepte. De berekeningen zijn noodzakelijk op een aanname over deze diepten gesteund.

Bovendien dient op de grote elastische vervormingen van de slanke 50 m lange ligger, onder hoge belastingen te worden gewezen. Deze grote veerkracht kan mogelijk een nadelige invloed op de totale waarde van de mantelwrijving hebben.

Er kan worden geconcludeerd, dat in afwachting van nadere proefondervindelijke gegevens, het voor het geval van zeer lange slanke palen, welke grote elastische vervormingen vertonen nabij de bezwijklast, het vooralsnog voorzichtig is de geschetste voorspellingsmethoden aan de hand van de resultaten van diepsonderingen niet aan te wenden.

### Algemene conclusies

- 1) Zowel voor stalen liggerpalen diep geheid in dichtgepakte zandlagen, als in stijve gescheurde kleilagen, kan met de in deze bijdrage aangegeven methoden, uitgaande van de resultaten van diepsonderingen een vrij nauwkeurige voorspelling van de conventionele breuklast, of van de bezwijklast worden gemaakt. Vooralsnog dient voorzichtigheidshalve uitzondering te worden gemaakt, voor zeer lange palen, welke nabij de bezwijklast belangrijke elastische vervormingen vertonen.
- 2) De Cap-wap methode maakt het meestal mogelijk een redelijke prognose van de grenslast te verrichten. In geval van kleilagen dient de analyse echter te worden verricht uitgaande van de slagproeven, welke verscheidene dagen na het inheien worden verricht.
- 3) De Case-methode kan in de vaste zandlagen een bruikbare voorspelling van de grenslast geven, wanneer voor de dempingsfactor de waarde  $J_c = 0,1$  wordt ingevoerd. In stijve kleilagen is de aanwending van de Case methode, gesteund op metingen, tijdens het inheien, veel delikater en wegens het lange en belangrijke herstelproces van de klei, ter voorspelling van de statische grenslast weinig betrouwbaar.
- 4) De slagproeven verricht door het TNO Delft met een valhamer van 20 kN, op de palen in het dichtgepakte zand te Kallo, leveren resultaten die niet betrouwbaar zijn.

## Dankbetuiging

Onze dank gaat naar de firma Arbed, die met de financiële steun van de Cecca, een uitgebreide proef-ondervindelijke studie van het draagvermogen van stalen liggerpalen heeft verricht, en de toelating tot aanwending van de resultaten heeft gegeven.

Onze dank gaat ook naar de Heren Bracke en Cas-teels, van het laboratorium voor Grondmechanica van de R.U.G. voor het belangrijke teken- en reken-werk dat ze hebben verricht.

## LITERATUURLIJST

- DE BEER, E. (1971). Méthodes de déduction de la capacité portante d'un pieu à partir des résultats des essais de pénétration — Annales des Travaux Publics de Belgique. N° 4, 5, 6.
- DE BEER, E., LOUSBERG, E., WALLAYS, M., CARPENTIER, R., DE JAEGER, J., PAQUAY, J., (1977). Bearing capacity of displacement piles in stiff fissured clays — Verslagen over Navorsingen. nr. 39, maart. I.R.S.I.A. — I.W.O.N.L. De Crayerstraat, 6, 1050 Brussel.
- DE BEER, E., VAN IMPE, W. (1977). Kursus Funderingstechniek. Sectie C. Palen. — Rijksuniversiteit Gent.
- DE BEER, E., CARPENTIER, R., DE JONGHE, A., SCHOLTES, P. (1981). H Steel piles in dense sand — Proceedings of the Xth ICSMFE, Volume 2, pp. 693-698. Stockholm.
- Deutsche Normen. (1975). DIN 4026. Rammpfähle. Herstellung, Bemessung und zulässige Belastung. — Deutsches Institut für Normung.
- Deutsche Normen. (1976). DIN 1054. Zulässige Belastung des Bau-grunds. — Deutsches Institut für Normung.
- GOBLE, G. G., LIKINS, G., RAUSCHE, F. (1975). Bearing capacity of piles from dynamic measurements — Final report. Case West-ern Reserve University. Cleveland, Ohio. March.
- GOBLE & Associates, Inc. (1977). Testing and analysis. Pile driving systems — Cedar Road. Cleveland Heights, Ohio.
- GOBLE, G. G., RAUSCHE, F., LIKINS, G. (1980). The analysis of pile driving — Goble & Associates, Inc. Cedar Road. Cleveland Heights, Ohio.
- GOBLE & Associates, Inc. (1980). Dynamic pile tests — CEE Re-search Kallo, Belgium. Cedar Road. Cleveland Heights, Ohio.
- PECK, R. B., HANSON, W. E., THORNBURN, T. H. (1974). Founda-tion engineering. Second edition. — John Wiley & Sons, Inc.
- RAUSCHE, F. (1977). Determination of wave equation soil con-stant from Capwap — University of Colorado. Boulder, Colora-do. August.
- RAUSCHE, F. (1977). Criteria for the determination of pile damage from pile top force and velocity — Goble & Associates, Inc., Cedar Road. Cleveland Heights, Ohio. August.
- SCHOLTES, P. (1981). Le pieu métallique — Conférence donnée à F.A.B.E.M. Bruxelles, 12 mars.
- SMITH, E. A. L. (1960). Pile driving analysis by the wave equation. — Proceedings of the A.S.C.E., SM4, August. pp. 35-61.
- Subcommittee on Standardization of Penetration Testing in Europe. (1977). Recommended standard for the cone penetration test. — Proceedings of the IXth ICSMFE, volume 3, pp. 99-120. To-kyo.
- TE KAMP, W. G. B. (1977). Sonderen en funderingen op palen in zand. — Verhandelingen van het Sondeer-symposium 15 Jaar Fugro, pag. 121-132. Utrecht.
- THOMPSON, C. D. (1977). Design and construction control of high capacity piles — The Trow Groups Ltd. Rexdale, Ontario, Cana-da. August.
- T.N.O. (1980). Measurements on twelve steel piles in Kallo, Belgium — Report n° B-80 — 615/64.6.0652, November — T.N.O. P.O. Box 49. 2600 AA Delft, The Netherlands.
- VAN DEN ELZEN, L. W. A. (1980). Concrete screw piles, a vibra-tionless, non displacement piling method — Proceedings of the Conference on Recent Developments in the Design and Construc-

tion of Piles, held at the Institution of Electrical Engineers, pp. 67-71. Londen.

VAN KOTEN, H. (1979). A complete test method for inspection of piles for foundations — T.N.O. P.O. Box 49. 2600 AA Delft, The Netherlands.

## SYMBOLLEN

- $a$  = binnenhoogte van de flens (L)
- $a_s$  = adhaesie op staal ( $FL^{-2}$ )
- $b$  = binnenhoogte van het lijf (L)
- $c_{v, piek}$  = piekwaarde van de schuifweerstand met vinapparaat  $\varnothing 3,6$  cm ( $FL^{-2}$ )
- $c$  = voortplantingssnelheid van de drukgolf ( $LT^{-1}$ )
- $c_1$  = elastische samendrukking van de paal-muts (L)
- $c_2$  = elastische samendrukking van de paal (L)
- $c_3$  = elastische samendrukking van de grond (L)
- $d_g$  = grensdragvermogen aan de basis van een verdringingspaal met constante doorsnede uit de resultaten der diep-sonderingen ( $FL^{-2}$ )
- $e$  = breedte van de plug (L)
- $e_{pl}$  = dikte van de verbredingsplaat (L)
- $f_s$  = eenheidswrijving bij partiële verdrin-ging ( $FL^{-2}$ )
- $f_{s,bo}$  = gemiddelde eenheidswrijving op het bovenstuk van de ligger (stuk boven de verbreding) ( $FL^{-2}$ )
- $f_{s,be}$  = gemiddelde eenheidswrijving op het benedenstuk van de ligger (stuk onder de verbreding) ( $FL^{-2}$ )
- $f_{s,v}$  = gemiddelde eenheidswrijving over de hoogte van de verbreding ( $FL^{-2}$ )
- $f_{s,sl}$  = gemiddelde eenheidswrijving in de slappe lagen ( $FL^{-2}$ )
- $f_{s,l}$  = gemiddelde eenheidswrijving in het leemhoudend fijnzand ( $FL^{-2}$ )
- $f_{s,S}$  = gemiddelde eenheidswrijving in de dichtgepakte zandlagen  $S_1$  en/of  $S_2$  ( $FL^{-2}$ )
- $f'_s$  = eenheidswrijving klei-staal bij volledige verdringing ( $FL^{-2}$ )
- $f_{s,S_2,plug}$  = eenheidswrijving in laag  $S_2$  over de hoogte van de plug ( $FL^{-2}$ )
- $f_{s,CPT}$  = gemiddelde eenheidswrijving opgeme-ten in de diepsondering ( $FL^{-2}$ )
- $f_{s,bo,sl}$  etc. = alle mogelijke combinaties tussen eenheidswrijving op boven- en beneden-stuk van de ligger en de aard van de grondlaag ( $FL^{-2}$ )
- $j$  = versnelling ( $LT^{-2}$ )
- $m$  = massa van de paal (M)
- $n$  = restitutiecoëfficiënt (I)

$op$	= diepte waarop buizen in een diepsondering werden opgetrokken (1)	$F_{s,sl}$	= totale zijdelingse wrijving in de slappe lagen (F)
$q_r$	= eenheidsweerstand onder een belastingoppervlak ( $FL^{-2}$ )	$F_{s,l}$	= totale zijdelingse wrijving in het leemhoudend fijnzand (F)
$q_{r,b}$	= $q_r$ onder de basis ( $FL^{-2}$ )	$F_{s,S}$	= totale zijdelingse wrijving in de dichtgepakte zandlagen $S_1$ en/of $S_2$ (F)
$q_{r,plug}$	= $q_r$ onder de plug ( $FL^{-2}$ )	$F_{s,bo,sl}$ etc.	= alle mogelijke combinaties van de totale wrijving op boven en benedenstuk en de aard van de grondlaag (F)
$q_{r,v}$	= $q_r$ onder de verbredingsplaat ( $FL^{-2}$ )	$F_{s,S_2,plug}$	= totale wrijving in de laag $S_2$ over de hoogte van de plug (F)
$s$	= blijvende indringing van de paal (L)	$F_{s,sl,CPT}$	= totale zijdelingse wrijvingsweerstand opgemeten in de diepsondering in de slappe lagen (F)
$s$	= vormfactor (1)	$F_s^{bui}$	= wrijvingskracht op de buitenzijde van de flenzen (F)
$s_l$	= zetting bij de grenslast (L)	$F_s^{bi}$	= wrijvingskracht op de grond binnen de flenzen (F)
$s_r$	= zetting bij de conventionele breuklast (L)	$F'_s$	= totale wrijvingsweerstand van een verdringingspaal (F)
$v$	= snelheid ( $LT^{-1}$ )	$F'$	= kracht afgeleid uit de snelheid aan de paalkop (F)
$v_B$	= snelheid van de Basis van de paal in de case methode ( $LT^{-1}$ )	$F\downarrow$	= kracht van de neerwaartse golf (F)
$v_i$	= snelheid van het deelstuk $i$ ( $LT^{-1}$ )	$F\uparrow$	= kracht van de opwaartse golf (F)
$v\downarrow$	= snelheid van de deeltjes door de neerwaartse krachtgolf ( $LT^{-1}$ )	$H_s$	= hoogte van de stalen ligger (L)
$v\uparrow$	= snelheid van de deeltjes door de opwaartse golf ( $LT^{-1}$ )	$J$	= dempingsconstante ( $FTL^{-1}$ )
$z_S$	= diepte onder bovenoppervlak der zandlaag $S_1$ (L)	$J_c$	= dimensieloze dempingsfactor Case Methode (1)
$z_{CPT}$	= diepte onder het maaiveld ten tijde van de diepsonderingen (L)	$J_{c,b}$	= dimensieloze dempingsfactor aan de basis (1)
$C_{k,d}$	= conusweerstand ( $FL^{-2}$ )	$J_{c,i}$	= dimensieloze dempingsfactor voor de wrijving in deelstuk $i$ (1)
$D_e$	= equivalente diameter (L)	$L$	= diepte van de paal onder het oppervlak van de ophoging (L)
$D_{e,v}$	= equivalente diameter van de verbredingsplaat (L)	$L_{bo}$	= lengte van de ligger boven de verbreding (L)
$D_{e,s}$	= equivalente diameter van de staaldoorsnede (L)	$L_b$	= lengte van de verbreding (L)
$D$	= dempingskracht in de case methode (F)	$L_{be}$	= lengte van de ligger op het benedenstuk onder de verbreding (L)
$E_{th}$	= theoretische energie geleverd door de Dieselhamer (FL per slag of FL per meter)	$L_9$	= afstand tussen onderuiteinde en rekstrookje $M_9$ (L)
$E_w$	= werkelijke energie geleverd door de Dieselhamer (FL per slag of FL per meter)	$L_t$	= totale lengte van de paal (L)
$E_p$	= energie overgedragen op de paal (FL per slag of FL per meter)	$M_1$	= nummer van het rekstrookje op de paal (1)
$E$	= elasticiteitsmodulus van de paal ( $FL^{-2}$ )	$Q_r$	= bezwijklast van de grond (F)
$F$	= kracht uitgeoefend op de paalkop (F)	$Q_l$	= grenslast (limiet) (F)
$F_s$	= totale wrijvingsweerstand op een liggerpaal (F)	$Q_r^{conv}$	= conventionele breuklast (F)
$F_{s,CPT}$	= totale zijdelingse weerstand in de diepsondering (F)	$Q_{r,b}$	= totaal grensdragvermogen onder de basis (F)
$F_{s,bo}$	= totale zijdelingse wrijving op het bovenstuk van de ligger (stuk boven de verbreding) (F)	$Q_r^{ber}$	= berekende waarde van $Q_r$ (F)
$F_{s,be}$	= totale zijdelingse wrijving op het benedenstuk van de ligger (stuk onder de verbreding) (F)	$R$	= reactie van de grond aan de basis in de golftheorie (F)
$F_{s,v}$	= totale zijdelingse wrijving over de hoogte van de verbreding (F)	$R_d$	= dynamische indringingsweerstand van de paal uit Hiley en $E_{th}(F)$
		$R'_d$	= dynamische indringingsweerstand met $E_v$ (F)

$R_d''$	= dynamische indringingsweerstand met $E_p$ (F)	$\alpha_{s,s}$	= verminderingscoëfficiënt voor de adhaesie op staal (1)
$R_d^{case}$	= dynamische reactie in de case methode (F)	$\beta$	= reductiecoëfficiënt op draagvermogen onder een plaat; uitwijkingsfactor (1)
$R_s^{case}$	= statische weerstand in de case methode (F)	$\epsilon$	= $E_w : E_{th}$ (1)
$R_{d,f,i}$	= dynamische wrijvingsweerstand ( $f$ = friction) voor het deelstuk $i$ (F)	$\rho$	= soortelijke massa ( $ML^{-3}$ )
$R_{s,f,i}$	= statische wrijvingsweerstand voor het deelstuk $i$ (F)	$\chi_s$	= omtrek van de staaldoorsnede van de ligger (L)
$R_{s,b}$	= statische weerstand aan de basis (F)	$\chi_t$	= omtrek van de totale of volle doorsnede van de ligger (L)
$R_{d,b}$	= dynamische weerstand aan de basis (F)	$\chi_{netto}$	= te beschouwen omtrek in geval van plugvorming (L)
$I'$	= bereikte diepte waarvoorvoerbuisen in de diepsondering werden geplaatst (1)	$\chi_v$	= omtrek van de verbredingsplaat (L)
$H_p^*$	= gewicht van de paal (F)	$\chi_{o,w}$	= omtrek van de opstaande wand (L)
$H_r^*$	= gewicht van de hamer ( $r$ = ram) (F)	$\chi_{CPT}$	= omtrek van de diepsondeerbuisen (L)
$Z$	= impedantie ( $FTL^{-1}$ )	$\omega_s$	= staaldoorsnede ( $L^2$ )
$\alpha$	= reductiecoëfficiënt op draagvermogen onder een plaat; uitwijkingsfactor (1)	$\omega_t$	= totale of volle doorsnede van het profiel ( $L^2$ )
$\alpha_b$	= verminderingscoëfficiënt Carpentier voor eenheidsweerstand basis palen in stijve gescheurde kleien (1)	$\omega_{s,v}$	= staaldoorsnede ter plaatse van de verbreding ( $L^2$ )
		$\omega_v$	= oppervlak van de verbredingsplaat ( $L^2$ )
		$\omega_{plug}$	= oppervlak van de plug ( $L^2$ )
		$\omega_{v,netto}$	= netto oppervlak van de verbredingsplaat ( $L^2$ )

## INHOUD

Inleiding . . . . .	201	b. partiële plugvorming en reductie van de eenheidsweerstand onder de verbredingsplaat . . . . .	237
Hoofdstuk I. — Proevenprogramma te Kallo . . . . .	201	Paal IV . . . . .	239
§1. Algemeenheden . . . . .	201	a. berekening met $\alpha = 1 : 1,20$ . . . . .	239
§2. Resultaten der diepsonderingen . . . . .	201	b. berekening met $\alpha = 1 : 1,20^2$ . . . . .	240
§3. Kenmerken der palen . . . . .	206	§9. Voorspelling van het grensdragvermogen van stalen liggerpalen opgehouden in dichtgepakte zandlagen aan de hand van de resultaten van de diepsonderingen . . . . .	327
§4. Heien der palen . . . . .	208	1. Algemene formules . . . . .	327
§5. Resultaten van de metingen tijdens het heien . . . . .	209	a. Gewone liggerpaal . . . . .	327
1. Energie van de valhamer . . . . .	209	a.1. Berekening zonder plugvorming . . . . .	327
2. Lezing van de rekstrookjes . . . . .	210	a.2. Berekening met partiële plugvorming . . . . .	328
3. Bepaling van de kracht en van de versnellingen aan de kop van de paal . . . . .	213	b. Palen met verbreding . . . . .	329
§6. Verwerking van de resultaten van de metingen verricht tijdens het heien . . . . .	213	b.1. Weerstand onder de verbredingsplaat . . . . .	329
1. Formule van Hiley . . . . .	213	b.2. Lengte van de ligger onder de verbredingsplaat . . . . .	329
2. Pile Dynamics (Goble): Case Methode . . . . .	217	b.3. Lengte van de ligger boven de verbredingsplaat . . . . .	329
3. Pile Dynamics (Goble): Cap wap Methode . . . . .	221	2. Toepassing op de liggerpalen van Kallo . . . . .	330
§7. Paalbelastingsproeven . . . . .	222	Paal I . . . . .	330
1. Belastingsinrichting . . . . .	222	Paal II . . . . .	331
2. Belastingsprogramma . . . . .	223	Paal III . . . . .	334
3. Lastzakkingsdiagrammen . . . . .	223	Paal IV . . . . .	336
4. Verdeling van de paalkrachten in functie van de diepte . . . . .	224	Paal V . . . . .	339
§8. Correlatie tussen de gemeten waarden van het draagvermogen der proefpalen, en de gegevens af te leiden uit de diepsonderingen . . . . .	227	Paal VI . . . . .	341
1. Algemene beschouwingen . . . . .	227	Paal VII . . . . .	342
2. Gegevens betreffende de ligger . . . . .	228	Paal VIII . . . . .	345
3. Berekening van het grensdragvermogen . . . . .	228	Paal IX . . . . .	348
Paal I . . . . .	228	Paal X . . . . .	350
a. Geen plugvorming . . . . .	228	Paal XI . . . . .	352
b. partiële plugvorming . . . . .	229	Paal XII . . . . .	356
Paal II . . . . .	231	3. Continue berekening van het grensdragvermogen in functie van de diepte, met de geschetste methode . . . . .	359
a. geen plugvorming . . . . .	232	Paal I . . . . .	359
b. partiële plugvorming . . . . .	234	Paal II . . . . .	363
Paal III . . . . .	235	Paal III . . . . .	370
a. geen plugvorming . . . . .	236	Paal IV . . . . .	375
		§10. Resultaten verkregen met de methode van het TNO . . . . .	377



§11. Kritische vergelijking van alle verkregen waarden uit metingen en berekeningen . . . . .	377	2. Belastingsprogramma . . . . .	475
Hoofdstuk II. Proevenprogramma te Kontich . . . . .	467	3. Lastzakkingsdiagrammen . . . . .	475
§1. Algemeenheden . . . . .	467	4. Variatie van de paalkracht in functie van de diepte . . . . .	478
§2. Resultaten van de diepsonderingen . . . . .	467	§8. Voorspelling van het grensdragvermogen van stalen liggerpalen opgehouden in vaste gescheurde klei aan de hand van de resultaten van diepsonderingen . . . . .	479
§3. Kenmerken der palen . . . . .	467	1. Algemene formules . . . . .	479
§4. Heien der palen . . . . .	469	a. Gewone liggerpaal zonder verbreding . . . . .	479
§5. Resultaten van de metingen tijdens het heien . . . . .	470	a.1. Berekening zonder hechting . . . . .	479
1. Energie van de valhamer . . . . .	470	a.2. Berekening met hechting . . . . .	480
2. Lezingen van de rekstrookjes . . . . .	471	b. Liggerpaal met verbreding . . . . .	481
3. Bepaling van de kracht en van de versnelling aan de kop van de paal . . . . .	473	2. Toepassing op de liggerpalen van Kontich . . . . .	481
§6. Verwerking van de resultaten van de metingen verricht tijdens het heien . . . . .	473	Paal PI . . . . .	481
1. Formule van Hiley . . . . .	473	Paal PO . . . . .	483
2. Case Methode . . . . .	473	Paal PII . . . . .	485
3. Cap wap Methode . . . . .	473	Paal PXI . . . . .	486
4. Tijdseffect . . . . .	475	§9. Kritische vergelijking van alle verkregen waarden uit metingen en berekeningen . . . . .	489
§7. Paalbelastingsproeven . . . . .	475	Algemene conclusies . . . . .	490
1. Proefbelastingsinrichting . . . . .	475		

#### ERRATA:

Aflevering 3/1982:

blz. 219 — te lezen:

$$s_l = 0,381 + \frac{0,833}{100} D + \frac{L_l}{\omega_s E} Q_l \quad (39)$$

blz. 231 — tabel:  $F_s$  te lezen 672 in plaats van 920

blz. 239 — tabel:  $F_s$  te lezen 689,8 in plaats van 689,2

## Belgique - België

**L'industrie du béton en 1981.** — « *beton* » — *Revue du Béton préfabriqué (Fédération de l'Industrie du Béton — FeBe)* — Boulevard Auguste Reyers, 207-209 — 1040 Bruxelles. — N° 66, juin 1982.

On sait que la *Fédération de l'Industrie du Béton* en question est le groupement professionnel des fabricants belges de *produits en béton*, activité souvent circonscrite par la dénomination « *béton préfabriqué* ».

Depuis plusieurs années, les *A.T.P. de Belgique* consacrent régulièrement une *chronique* à l'évolution de la situation dans le domaine concerné, et ce fut le cas notamment, pour les années 1979 et 1980, respectivement dans les fascicules 4-1980, pp. 350 à 352, et 5-1981, pp. 472 à 474, de ces *Annales*.

Comme le présent rapport se borne en fait à une *mise à jour* des chiffres publiés, sous une forme analogue, les années précédentes, des *comparaisons* avec ceux-ci peuvent dès lors s'avérer utiles.

L'*importance du secteur* est illustrée, une fois de plus, par le *nombre d'entreprises* qu'il compte et qui, de *511 en 1980* et *493 en 1981*, est tombé encore à *460 en 1982*.

La diminution du nombre total d'entreprises du secteur, entamée depuis 1970, n'a cessé de s'amplifier au cours de ces dernières années. Si, en dix ans, l'industrie a vu diminuer le nombre de ses unités de production d'un tiers, l'évolution récente indique une précipitation du phénomène.

Ce recul est d'ailleurs une des causes (mais pas la plus importante) de la perte du *niveau de l'emploi*. Le secteur n'occupe actuellement, en effet, que *6.000 ouvriers*, ce qui constitue une diminution de près de 20% par rapport à 1981.

Des renseignements sont alors fournis, sous forme de tableaux, sur la *taille des entreprises* d'après le nombre d'ouvriers occupés, et ce respectivement pour les années 1975, 1980 et 1981, avec la *répartition par province*. Il en résulte notamment que la plupart des entreprises (55%) n'occupent que de *1 à 4 ouvriers*.

L'augmentation de cette catégorie correspond très certainement à l'effort de *rationalisation* et à la *méca-*

**De Betonindustrie in 1981.** — „*beton*” — *Tijdschrift van het Prefab-beton (Federatie van de Betonindustrie — FeBe)* — August Reyerslaan, 207-209 — 1040 Brussel. — Nr. 66, juni 1982.

Men weet dat bedoelde *Federatie van de Betonindustrie* de beroepsvereniging is van de Belgische fabrikanten van „*prefab-beton*”, de soms kortweg genoemde *betonwaren*.

Sinds meerdere jaren, wijdt het *T.O.W. van België* regelmatig een *kroniek* aan de evolutie van de toestand in de betrokken sector, en dit was o.m. het geval, voor de jaren 1979 en 1980, respectievelijk in de afleveringen 4-1980, pp. 350 t.e.m. 352, en 5-1981, pp. 472 t.e.m. 474, van dit *Tijdschrift*.

Daar onderhavig rapport zich in feite beperkt tot een *aanvulling* van de, onder dezelfde vorm, voor de vorige jaren gepubliceerde cijfers, kunnen eventuele *vergelijkingen* daarmee dan ook nuttig blijken.

Het *belang van de sector* blijkt, eens te meer, uit het *aantal ondernemingen* welke hij telt, aantal dat, van *511 in 1980* en *493 in 1981*, nu opnieuw daalde tot *460 in 1982*.

Het totale aantal ondernemingen in de sector is sedert 1970 bestendig gedaald, en deze daling blijft zich de laatste jaren nog sterker doorzetten. Terwijl, in tien jaar tijd, de industrie een derde van haar produktie-eenheden heeft zien verdwijnen, wijst de recente evolutie op een versnelling van het verschijnsel.

Dit is trouwens één van de oorzaken (maar niet de voornaamste) van de daling van het *tewerkstellingsniveau*. Thans zijn in de sector inderdaad nog slechts *6.000 arbeiders* tewerkgesteld, wat een daling betekent van bij de 20% ten opzichte van 1981.

Onder de vorm van tabellen, worden dan inlichtingen verstrekt aangaande de *omvang van de bedrijven* naargelang het aantal tewerkgestelde arbeiders, en dit voor de jaren 1975, 1980 en 1981, met de *indeling per provincie*. Hieruit blijkt o.m. eens te meer dat de meeste bedrijven (55%) slechts *1 tot 4 arbeiders* tellen.

De toename van het aantal bedrijven in deze categorie is zeker het gevolg van de *rationalisering* en de

nisation poussée du secteur, et même les plus petites entreprises n'y échappent pas.

Quant à la *part de la consommation de ciment* de l'industrie concernée dans la consommation globale, elle est illustrée par les *pourcentages* ci-après :

1974 : 17,9 %	1978 : 19,1 %
1975 : 17,9 %	1979 : 19,4 %
1976 : 18,7 %	1980 : 19,6 %
1977 : 18,8 %	1981 : 18,9 %

chiffres qui illustrent la *part importante* que prend toujours l'industrie du béton dans les livraisons globales de ciment.

La *répartition* de cette consommation est alors donnée également *par province*, et ce pour les années 1974 à 1980.

Pour ce qui concerne l'*emploi* et l'*activité* dans le secteur concerné, il est à noter une fois de plus que la baisse d'activité déjà annoncée en 1977 se reflète directement dans les chiffres de la consommation de ciment et indirectement dans ceux ayant trait au *niveau de l'emploi*. C'est ainsi que la moyenne 1981 de la *consommation globale* du secteur est tombée de 95,3 points à 77,4 (-19%) pour l'année 1978 = 100, tandis que le *niveau de l'emploi* est passé de 88,1 à 78,4 points (-11%).

La dépression a été ressentie, d'autre part, avec plus d'acuité dans la branche «Éléments de Construction» que dans la branche «Béton de Voirie». Les résultats ne sont guère réjouissants.

Le tableau relatif aux *indices d'activité*, établi cette fois sur une nouvelle base (1975 = 100), accuse de nouveau une chute sévère de cet indice, qui a continué à diminuer notablement en 1981 (-18% par rapport à l'année précédente).

Ces résultats sont naturellement influencés par divers facteurs, entre autres la *réduction de la durée du travail*, la *diminution du nombre d'entreprises*, ainsi que la *réduction du personnel occupé*.

Comme dans les rapports relatifs aux années précédentes, une rubrique spéciale est alors consacrée à la *durée d'activité assurée*, et ce en ordre principal pour les trois groupes particulièrement représentatifs de l'activité dans le secteur: les *blocs de construction*, les *grands éléments* de construction et les *tuyaux*.

Ici également, la tendance générale est à la baisse (en moyenne -10% pour le secteur).

A l'aide d'un *tableau* et d'un *graphique*, se trouve encore illustré alors le *degré moyen d'utilisation de la capacité de production*, et ce pour les années 1974 à 1981, dont la moyenne annuelle se situe à 63%, contre 74% en 1980.

Quant à la *production*, elle est passée de 6.421.276 tonnes (chiffre corrigé) en 1980, à 5.200.000 tonnes

doorgedreven *mechanisatie* in de sector, waaraan ook de kleinste bedrijven niet ontsnappen.

Het *aandeel van het cementverbruik* van de betrokken industrie in het globaal verbruik treedt ten andere naar voren uit de onderstaande *percentages*:

1974 : 17,9 %	1978 : 19,1 %
1975 : 17,9 %	1979 : 19,4 %
1976 : 18,7 %	1980 : 19,6 %
1977 : 18,8 %	1981 : 18,9 %

cijfers welke opnieuw het *belangrijk aandeel* illustreren van de betonindustrie in de globale leveringen van cement.

De *verdeling* van dit cementverbruik wordt dan ook *per provincie* gegeven, en dit voor de jaren 1974 tot 1980.

Voor wat betreft de *tewerkstelling* en de *activiteit* in de betrokken sector, weze nogmaals aangestipt dat de reeds in 1977 aangekondigde *activiteitsdaling* zich rechtstreeks weerspiegelt in de cijfers van het cementverbruik, en onrechtstreeks in deze van het *tewerkstellingsniveau*. Zo daalde het gemiddelde 1981 van het globale *verbruik* in de sector van 95,3 naar 77,4 punten (-19%) voor 1978 = 100, terwijl het *tewerkstellingsniveau* van 88,1 naar 78,4 punten (-11%) afzakte.

De depressie had, ten andere, een sterkere weerslag op de branche „Bouwelementen” dan op de branche „Wegenisbeton”. In ieder geval zijn de resultaten weinig bemoedigend.

De tabel aangaande de *activiteitsindexen*, thans berustend op een nieuwe basis (1975 = 100), wijst eens te meer op een sterke daling van deze index, namelijk -18% ten opzichte van het vorig jaar.

Deze resultaten werden natuurlijk beïnvloed door diverse factoren, onder meer de *verkorting van de arbeidsduur*, de *daling van het aantal ondernemingen*, en de *vermindering van het tewerkgesteld personeel*.

Evenals in de verslagen over de vorige jaren, wordt een speciale rubriek dan nog gewijd aan de *verzekerde arbeidsduur*, en dit in hoofdzaak voor de drie relevante activiteitsgroepen uit de sector: de *bouwblokken*, de *grote bouwelementen* en de *buizen*.

Ook hier is er een algemene tendens tot daling (gemiddeld -10% voor de sector).

Aan de hand van een *tabel* en een *grafiek*, wordt dan nog gewezen op de *gemiddelde graad van bezetting van het produktievermogen*, en dit voor de jaren 1974 tot 1981, waarvan het jaarlijks gemiddelde 63% bedraagt, tegen 74% in 1980.

De *produktie*, voor haar part, daalde van 6.421.276 ton (verbeterd cijfer) in 1980, tot 5.200.000 ton

(estimation FeBe) en 1981, tandis que deux *tableaux* illustrent encore, de 1963 à 1981, l'évolution de la production de quelques éléments importants: les éléments de construction et les bétons de voirie.

Il s'ensuit notamment que l'année 1981 figurera, dans l'industrie du béton, comme une année «catastrophique». Il semble cependant qu'une chute aussi verticale ne se produira plus, tout au moins dans un proche avenir.

La situation a été particulièrement dramatique dans la branche «Eléments de Construction», dont le résultat a surtout été affecté par la chute libre de la construction résidentielle.

Les résultats des *blocs* (-30%) et des *planchers* (-40%) accusent particulièrement fort cette situation, le niveau de production des *planchers préfabriqués*, par exemple, ayant été réduit de moitié en quatre ans de temps.

A l'autre extrémité de la gamme, les *grands éléments* ont un peu moins souffert de la crise. Leur situation n'y est cependant point brillante depuis de nombreuses années.

Le *béton architectonique*, quant à lui, pourrait connaître un certain regain, mais les *bétons de voirie*, — qui constituent un marché dépendant presque exclusivement des travaux publics, — ils souffrent du manque de moyens de l'Etat et des Pouvoirs subordonnés.

Les *tuyaux* ont également connu une mauvaise année (environ -25%) et leur production est tombée à un niveau jamais atteint depuis la seconde guerre mondiale.

Même les *pavés*, — un produit cependant très en vogue ces dernières années, — ont connu une diminution d'une bonne dizaine de pourcents, mais cette perte en production semble avoir été «compensée» par une importation accrue en provenance des Pays-Bas.

Le rapport traite enfin, comme les années précédentes, du *coût salarial* dans le secteur en question. Des tableaux présentés il résulte cette, fois que, de 1950 à 1981:

- le *salaire minimum du manœuvre* au 1<sup>er</sup> octobre est passé de 15,00 à 222,05 F, contre 194,90 F en 1980;
- les *charges sociales totales* (O.N.S.S. + celles supportées directement) ont progressé de 28,05% à 76,96%, contre 76,51% en 1980;
- en prenant cette fois comme base le chiffre 100 correspondant à 1970, le *salaire-coût moyen*, au 1<sup>er</sup> octobre, s'est établi, en 1980, à 359, le chiffre pour 1981 n'étant pas encore donné.

On constate ainsi que, en trois ans de temps (de 1978 à 1981), le *coût salarial* a encore augmenté de près d'un tiers, tandis que le *nombre de salariés* diminuait de 22%.

(schatting FeBe) en 1981, terwijl twee *tabellen* nog, van 1963 tot 1981, de *evolutie* illustreren van de productie van enkele belangrijke elementen: de bouwelementen en het wegenisbeton.

Hieruit volgt o.m. dat 1981 in de annalen van de betonindustrie als een „katastrofaal” jaar zal voorkomen. Dergelijke loodrechte terugval blijkt zich nochtans, ten minste in de nabije toekomst, niet meer te zullen voordoen.

De situatie was vooral dramatisch voor de branche „Bouwelementen”, waarvan het resultaat vooral door de pijlsnelle ineenstorting van de *residentiële bouw* werd beïnvloed.

De resultaten voor *blokken* (-30%) en *vloerelementen* (-40%) bevestigen zeer sterk deze situatie, in zoverre bij voorbeeld dat het produktieniveau van de *prefabvloerelementen* op vier jaar tijd met de helft verminderde.

Aan de andere kant van de gamma, hebben de *grote elementen* iets minder onder de crisis geleden. Hun situatie is echter sedert jaren niet erg schitterend.

Het *architectonisch beton*, zijnerzijds, zou een zekere opleving kunnen kennen, doch het *wegenisbeton*, — waarvan de markt bijna uitsluitend van openbare werken afhangt, — lijdt onder het gebrek aan middelen van de Staat en de ondergeschikte Besturen.

Ook de *buizen* hebben een moeilijk jaar achter de rug (ongeveer -25%) en hun productie heeft het laagste niveau sedert de tweede wereldoorlog bereikt.

Zelfs de *straatstenen*, — een nochtans zeer gevraagd produkt de laatste jaren, — kenden een daling van een tiental procenten, doch dit produktieverlies blijkt „gecompenseerd” te worden door een toegenomen invoer vanuit Nederland.

Het verslag handelt uiteindelijk, zoals de vorige jaren, over de *loonkosten* in de betrokken sector. Uit de gegeven tabellen blijkt ditmaal dat, *tussen 1950 en 1981*:

- het *minimumloon van de handlanger*, op 1 oktober, steeg van 15,00 tot 222,05 F, tegen 194,90 F in 1980;
- de *gezamenlijke sociale lasten* (R.S.Z. + deze rechtstreeks ten laste) toenamen van 28,05% tot 76,96%, tegen 76,51% in 1980;
- ditmaal als basis nemend het cijfer 100 voor 1970, de *gemiddelde loonkost*, op 1 oktober, 359 bedroeg voor 1980, het cijfer voor 1981 nog niet gegeven zijnde.

Men stelt aldus vast dat, op drie jaar tijd (van 1978 tot 1981), de *loonkosten* met bijna één derde zijn toegenomen, terwijl het *aantal loontrekkenden* met 22% is gedaald.

En *conclusion*, on peut donc dire que, si les années précédentes la production de l'industrie concernée avait *stagné* ou *reculé*, elle s'est nettement *effondrée* en 1981, ce qui était d'ailleurs déjà prévisible dès le 2<sup>e</sup> semestre de 1980.

L'année 1982 ne s'annonce guère meilleure, les perspectives restant en effet mauvaises en dépit, notamment, de certaines mesures récemment prises pour permettre à la construction de redémarrer (la diminution du taux de la T.V.A. par exemple dans le secteur du logement).

La dégringolade des *autorisations de bâtir* est en effet effarante: un tiers en moins au premier trimestre qu'au cours de la période correspondante de 1981.

Du côté des *travaux publics*, la situation n'est par ailleurs guère meilleure. Le rétrécissement des investissements nationaux et régionaux à la fin du même 1<sup>er</sup> trimestre (toujours par rapport à la même époque) représente en effet 40%, et le total des fonds accordés aux communes et autres pouvoirs locaux est, lui aussi, en recul de 6%.

L'année 1982 connaîtra dès lors, *au mieux*, des résultats comparables à ceux de 1981.

Les industriels les plus clairvoyants et les mieux organisés *survivront*, mais sur des bases nouvelles et avec des effectifs travailleurs nettement diminués.

R. F.

Tot *besluit*, mag men dus zeggen dat, zo de bedoelde industrie de vorige jaren reeds *stagneerde* of *daalde*, zij in 1981 een totale *ineenstorting* kende, wat men trouwens reeds vanaf het tweede semester van het jaar 1980 had kunnen voorzien.

1982 staat er al evenmin goed voor, omdat de vooruitzichten somber blijven in weerwil, namelijk, van bepaalde maatregelen die onlangs werden getroffen om een heropleving in de bouw mogelijk te maken (de vermindering van de B.T.W.-tarieven bij voorbeeld in de sector van de huisvesting).

Er is inderdaad een ontstellende daling waar te nemen van de *bouwvergunningen*: één derde minder in het eerste trimester t.o.v. dezelfde periode in 1981.

Voor *openbare werken*, is de toestand ten andere nauwelijks beter. De nationale en regionale investeringen werden inderdaad, in vergelijking met dezelfde periode van 1981 met 40% ingekrompen, en de totale fondsen die aan de gemeenten en andere lokale overheden werden verleend zijn, op hun beurt, eveneens met 6% verminderd geworden.

*In het beste geval*, zal men dus in 1982 ongeveer dezelfde resultaten als voor 1981 kunnen noteren.

De meest vooruitziende en best georganiseerde bedrijven zullen *overleven*, zij het op een nieuwe basis en met een sterk ingekrompen effectief aan werkrachten.

R. F.

\* \* \*

# COMMUNICATIONS MEDEDELINGEN

Groupement belge de la Société  
Internationale de Mécanique  
des Sols et des Travaux de Fondation  
(Section de l'ABEM)

JOURNÉE D'ÉTUDES

## ELEMENTS FINIS

**Bruxelles**  
**2 juin 1983**

Salle de l'I.A.R.A.  
Ministère des Travaux Publics

*Première communication  
et  
appel aux auteurs*

### Justification

Appliquée à partir de 1956 dans le cadre de recherches en aéronautique, la méthode des éléments finis a été progressivement utilisée dans de nombreux secteurs de l'ingénierie. Son développement a été subordonné à la mise sur le marché d'ordinateurs de plus en plus puissants puisque la méthode exige la résolution de systèmes d'équations à nombreuses inconnues.

La méthode a rapidement pu donner des solutions satisfaisantes dans des matériaux caractérisés par un comportement élastique linéaire.

Cependant, de nombreux obstacles se sont dressés et se dressent encore dans le cas de matériaux dont les caractéristiques de déformation ne sont pas linéaires et dont les paramètres définissant la rupture sont complexes.

La mécanique des roches et la mécanique des sols ont aussi fait appel à la méthode des éléments finis qui s'est avérée un procédé élégant bien que délicat pour la résolution de problèmes de répartition des contraintes et d'écoulement d'eau dans des massifs multicouches et de formes quelconques.

Ceci explique la réticence qu'ont pu manifester des géotechniciens quant à l'utilisation de la méthode des éléments finis.

Afin d'offrir à des ingénieurs intéressés par la mécanique des sols l'occasion de découvrir une méthode

Belgische Groepering van de  
Internationale Vereniging voor Grondmechanica  
en Funderingstechnieken  
(Sectie van de BVSM)

STUDIEDAG

## ELEMENTENMETHODE

**Brussel**  
**2 juni 1983**

Zaal I.A.R.A.  
Ministerie van Openbare Werken

*Eerste mededeling  
en  
oproep tot auteurs*

### Verantwoording

Na vanaf 1956 toegepast te zijn geweest in de vliegtuigbouwkunde, is de elementenmethode progressief doorgedrongen in talrijke sectoren van de ingenieurswetenschappen. Daar deze methode het oplossen vergt van stelsels van vergelijkingen met een zeer groot aantal onbekenden, is haar ontwikkeling in zekere zin ondergeschikt geweest aan het op de markt brengen van steeds machtiger computers.

De elementenmethode werd oorspronkelijk enkel toegepast op lineair elastische continua. Rots- en Grondmechanica hebben ook beroep gedaan op deze rekenmethode, die op elegante maar soms delicate wijze toelaat problemen aangaande spanningsverdelingen en waterstroming in meerlagige massieven met willekeurige vorm op te lossen. Veel hindernissen dienen nog overwonnen te worden op het gebied van de massieven bestaande uit meerfasige materialen, waarvan de vervormingskarakteristieken niet-lineair en de breukparameters complex zijn.

Dit verklaart ongetwijfeld de soms door geotechnici aan de dag gelegde terughoudendheid ten opzichte van de elementenmethode.

Om nu de in grondmechanica geïnteresseerde ingenieurs de mogelijkheid te bieden kennis te maken

prometteuse et de prendre connaissance d'applications concrètes, le Comité Belge de Mécanique des Sols a dès lors décidé d'organiser le 2 juin 1983 une journée d'étude consacrée à l'application de la méthode des éléments finis à la mécanique des sols et aux travaux de fondations.

Volontairement, le programme de la journée a été conçu et organisé pour des non-spécialistes en éléments finis.

#### Programme provisoire

- 9 h. 00 — Ouverture par M. DE PAEPE, Président du Comité de Patronage.
- 9 h. 15 — Présentation de la méthode des éléments finis.
- 10 h. 00 — Extension aux problèmes de l'écoulement dans des milieux poreux et applications.
- 10 h. 30 — Pause-café.
- 11 h. 00 — Les problèmes posés par l'application de la méthode des éléments finis à la mécanique des sols.
- 11 h. 45 — Exemples d'application à la mécanique des sols.
- 12 h. 30 — Lunch au «Duke».
- 14 h. 30 — Réponse aux questions posées par les participants (panel).
- 15 h. 00 — Présentation de quelques applications (2 à 3 parmi les communications écrites).
- 15 h. 30 — Pause-café.
- 16 h. 00 — Présentation de quelques applications (4 à 5 choisies parmi les communications écrites).
- 17 h. 15 — Conclusions de la journée et clôture par M. ROISIN, Président du Groupement Belge.

#### Schema de travail

- Des communications relatives aux applications de la méthode des éléments finis sont attendues. Elles peuvent être rédigées en *français* ou en *néerlandais*. Un résumé de maximum 400 mots devait parvenir au secrétariat (voir adresse ci-dessous) au plus tard le 1<sup>er</sup> novembre 1982.
- Avant le 1<sup>er</sup> décembre 1982, les auteurs seront avisés de l'acceptation ou non de leur texte.
- Le texte complet doit alors être envoyé au plus tard le 15 février 1983.

met deze veelbelovende methode en om praktische toepassingsvoorbeelden voor te stellen, heeft de Belgische Vereniging voor Grondmechanica en Funderingstechnieken beslist op 2 juni 1983 een studiedag in te richten, die gewijd zal zijn aan de toepassing van de elementenmethode op de grondmechanica en de funderingswerken.

Het programma van de studiedag werd ontworpen en georganiseerd voor niet-specialisten in de elementenmethode.

#### Voorlopig programma

- 9 u. 00 — Opening door de Heer DE PAEPE, Voorzitter van het Beschermtcomité.
- 9 u. 15 — Voorstelling van de elementenmethode.
- 10 u. 00 — Uitbreiding tot de problemen van de stroming in porcuze milieus en toepassingen.
- 10 u. 30 — Koffiepauze.
- 11 u. 00 — Problemen gesteld door de toepassing van de elementenmethode op de grondmechanica.
- 11 u. 45 — Toepassingsvoorbeelden op de grondmechanica.
- 12 u. 30 — Lunch in de „Duke”.
- 14 u. 30 — Antwoord op de door de deelnemers gestelde vragen (panel).
- 15 u. 00 — Voorstelling van enkele toepassingen (2 tot 3 gekozen uit de schriftelijke referaten).
- 15 u. 30 — Koffiepauze.
- 16 u. 00 — Voorstelling van enkele toepassingen (4 tot 5 gekozen uit de schriftelijke referaten).
- 17 u. 15 — Conclusies van de dag en sluiting door de Heer ROISIN, Voorzitter van de Belgische Groepering.

#### Werkschema

- Referaten worden ingewacht in verband met toepassingen op het gebied van de grond- en rotsmechanica. Deze mogen in het *Nederlands* of het *Frans* worden gesteld. Een abstract van ten hoogste 400 woorden diende te worden ingestuurd (adres hieronder) tegen uiterlijk 1 november 1982.
- Tegen 1 december 1982 zal aan de auteurs de beslissing van het beoordelingscomité over het wel dan niet aanvaarden van het referaat worden medegedeeld.
- De volledige tekst dient dan uiterlijk op 15 februari 1983 te worden ingestuurd.

Les intéressés à la journée d'étude en question étaient priés de bien vouloir retourner, sans engagement, à

Monsieur A. DELCORDE  
c/o Bureau SECO  
Rue d'Arlon 53  
1040 Bruxelles

le *formulaire* qui était joint à cette première communication et qui servait essentiellement à faire connaître leur intention éventuelle de participer à cette journée d'études et/ou de faire une communication relative aux applications à la mécanique des sols ou des roches. Le *programme définitif* leur serait alors directement envoyé dès sa parution.

Ce *formulaire* n'a cependant pas pu être reproduit ici, mais pourrait vraisemblablement encore être obtenu, sur demande, à l'adresse ci-dessus, en même temps que tous *renseignements complémentaires* éventuellement désirés.

Belangstellenden voor bedoelde studiedag werden verzocht zich, zonder verbintenis, kenbaar te maken bij

De Heer ir A. DELCORDE  
p/a Bureau SECO  
Aarlenstraat 53  
1040 Brussel

door middel van een *formulier* dat bij deze eerste mededeling was gevoegd en waarmede zij hun bedoeling konden laten kennen om eventueel deze studiedag bij te wonen en/of een referaat in verband met de toepassingen in de grond- of de rotsmechanica in te sturen. Het *definitief programma* zou hen dan, na zijn verschijning, rechtstreeks worden toegezonden.

Dit *formulier* kon hier echter niet worden overgenomen, doch is vermoedelijk nog te verkrijgen op hogervermeld adres, samen met alle gewenste *bijkomende informatie*s.

\* \* \*



# BIBLIOGRAPHIE

**GUIDE PRATIQUE pour l'emploi des CIMENTS**, par Michel ADAM, Directeur de la Réglementation à l'Union Technique Interprofessionnelle des Fédérations Nationales du Bâtiment et des Travaux Publics, Conseiller Technique au Syndicat National du Béton Armé et des Techniques Industrialisées, Expert agréé par la Cour de Cassation. — Une brochure, sous couverture en carton mince glacé, de 68 pages, format 21 x 27 cm, avec un petit tableau et 3 figures dans l'exposé préliminaire, une vingtaine de fiches de ciments normalisés et de liants divers, et deux grands tableaux dépliant hors-texte. — Septième édition mise à jour (1982), publiée dans la Collection UTI-ITBTP par les EDITIONS EYROLLES, 61, boulevard Saint-Germain — 75005 Paris. — Prix: 140 FF (frais d'envoi en sus).

Ce Guide, publié pour la première fois en 1959 à l'initiative du Syndicat National du Béton Armé et des Techniques Industrialisées, — qui représente essentiellement des consommateurs de ciments, — a été étudié avec le souci constant de rendre service aux utilisateurs: dans cet esprit, l'auteur a tenté de représenter les faits avec un maximum d'objectivité et de faire abstraction de toute pensée d'ordre publicitaire ou commercial.

S'il donne, à la suite des indications sur les *ciments normalisés*, également des fiches sur divers *liants hors-norme*, c'est que ceux-ci présentent un réel intérêt technique ou qu'ils sont largement employés, au moins dans certaines régions économiques françaises.

Si, d'autre part, il signale certaines *contre-indications* et quelques *restrictions* sur les *conditions d'emploi*, cela ne veut pas nécessairement dire qu'il soit impossible de réaliser tel type d'ouvrage avec tel ciment livré dans tel état, — car on peut toujours réaliser cet ouvrage en y mettant les moyens voulus, — mais qu'il est plus sage pour l'utilisateur courant d'agir comme il le conseille.

Il va d'autre part de soi que, au cours des dernières décennies, et à la suite des changements importants intervenus dans l'amélioration des procédés de fabrication ainsi que dans les gammes et les qualités des ciments, les *normes* y relatives durent à de fréquentes occasions être révisées. C'est ce qui explique notamment les éditions successives dudit Guide.

La présente 7<sup>e</sup> édition a donc pour but de décrire les divers ciments actuellement utilisables en France, tels qu'ils répondent, soit aux *normes* en vigueur, soit

à différents *brevets* qui régissent des tonnages intéressants de produits livrés sur le marché français. Elle tient compte, notamment, des produits industriels tels qu'ils se sont stabilisés après la mise en place des dernières normes sur les ciments.

Beaucoup d'utilisateurs pourront s'étonner de la multiplicité des types de *liants hydrauliques* et, par conséquent, pourront hésiter dans le choix du produit à employer pour un travail déterminé. Cette multiplicité correspond néanmoins aux conditions économiques actuelles et présente également certains avantages techniques: aucun ciment ne surclasse tous les autres à tous les points de vue et, si l'un est meilleur pour les travaux à la mer, l'autre le sera pour le bétonnage par temps froid, etc.

D'ailleurs, si tous ces produits se ressemblent, ils ne sont pas identiques du fait même que, n'étant pas obtenus par synthèse à partir de corps simples, mais à partir de produits de carrières diverses, l'influence de ces dernières peut se faire sentir dans les qualités propres des fabrications.

Ces différents liants n'en sont pas moins interchangeables dans la majorité des cas, et bien souvent, dans un groupe donné, la seule *classe de résistance* d'un ciment suffit pour le choisir. Mais il arrive également qu'il faille connaître la *nature* du ciment pour certains travaux, soit pour prendre les *précautions* nécessaires à son emploi (temps de décoffrage notamment, les ciments présentant une grande diversité dans leurs résistances aux jeunes âges), soit pour profiter des *propriétés spéciales* le concernant.

Les utilisateurs de ciments trouveront donc dans ce Guide:

- un *exposé préliminaire* succinct des *critères d'utilisation* des ciments;
- des *indications d'ordre pratique*, sous forme de *fiches*, concernant: la définition, la composition, les propriétés, les *emplois préférentiels*, les *contre-indications* des divers ciments;
- deux grands *tableaux synoptiques* dépliant, hors-texte, concernant leur *emploi*.

Signalons par ailleurs, au *sommaire* de ce Guide:

- *Généralités sur les ciments*

Définition — Classification — Identification — Historique — But du présent guide — Note à propos de la présente édition — Normes en vigueur en février 1982 concernant les liants hydrauliques et leurs essais — Commentaires sur les nouvelles normes

— Critères d'utilisation

Généralités — Résistances mécaniques — Finesse d'un ciment — Retrait et fissuration — Résistance aux attaques chimiques — Prise et durcissement — Adjuvants et produits de cure — Produits d'addition — Mélanges de liants entre eux — Principes généraux à respecter pour le choix d'un ciment — Béton précontraint

— Facteurs intervenant dans la qualité du béton

Etat de conservation du ciment — Eau de gâchage — Dosage en ciment — Composition granulométrique des granulats — Propreté des granulats — Malaxage et transport du béton — Mise en place et serrage du béton — Température du bétonnage — Soins apportés au cours du durcissement — Conception de l'ouvrage

— Fiches sur les ciments

Ciment Portland Artificiel rapide — Ciment Portland Artificiel — Ciment Portland Composé rapide — Ciment Portland Composé — Ciment au Laitier et aux Cendres — Ciment de Haut Fourneau — Ciment de Laitier au clinker — Ciment de Laitier à la chaux — Ciment à Maçonner (Ciment Naturel) — Chaux Hydraulique Naturelle — Chaux Hydraulique Artificielle — Ciment Portland blanc — Chaux blanche — Ciment prompt — Liant hydraulique pour enduits et travaux de pose et de revêtements — Ciment alumineux fondu — Ciment pouzzolano-métallurgique — Ciment Portland HTS (à Haute Teneur en Silice) — Ciment Portland HRC (Haute Résistance Chimique aux sulfates) — Mortier à retrait compensé Clavex

— Tableaux synoptiques d'utilisation et d'emploi des divers types de ciments.

A noter encore que, en vue de l'apposition de *notes personnelles* par l'utilisateur du *Guide*, les pages de gauche vis-à-vis des fiches ont été systématiquement laissées en blanc.

R.F.

\* \* \*

**Exercices de béton armé selon les règles B.A.E.L. 80**, par Pierre CHARON, Ingénieur des Arts et Manufactures. — Un volume broché, sous couverture glacée en carton mince, de VIII + 326 pages, format 15,4 × 24,3 cm, avec une quinzaine de tableaux et plus de 200 figures (ou groupes de figures) et un abaque dans le texte ainsi que, en *annexes*, 10 autres tableaux numériques et 3 abaques. — Publié (1982) par les *EDITIONS EYROLLES*, 61, boulevard Saint-Germain — 75005 Paris. — Prix : 235 FF (frais d'envoi en sus).

Il est toujours agréable et par ailleurs très utile, pour le lecteur qui veut se familiariser avec une nouvelle méthode de calcul, de trouver à côté de l'exposé théorique relatif aux principes et aux modalités de celle-ci, quelques exemples concrets destinés à en illustrer l'application pratique.

C'est ce que l'auteur de l'ouvrage ci-dessus n'a d'ailleurs déjà pas manqué de faire, par exemple, pour son livre précédent : « Calcul des ouvrages en

béton armé suivant les règles B.A.E.L. 80 — Théorie et applications », publié en 1981 chez de même éditeur, et au sujet duquel une notice bibliographique a paru dans le fascicule 6-1981, pp. 585 et 586, des *Annales des Travaux Publics de Belgique*.

Mais, dans cet ouvrage en majeure partie destiné à faire connaître les *principes* qui se trouvent à la base des règles B.A.E.L. 80, M. Pierre CHARON n'a bien entendu pu donner, aux exemples de calcul cités qui devaient en illustrer l'application, toute l'ampleur désirable. C'est ce qui motive notamment la publication des actuels « Exercices de béton armé selon les règles B.A.E.L. 80 », au nombre de 77, qui ne pourront manquer de susciter le plus vif intérêt chez les calculateurs intéressés.

Le *but* et le *plan* de l'ouvrage se trouvent exposés par l'auteur lui-même dans un *chapitre préliminaire* servant d'introduction à l'ensemble.

Pour pouvoir conduire méthodiquement un calcul de béton armé et établir, à partir des résultats obtenus, des *plans de ferrailage* corrects, il n'est en effet pas suffisant d'avoir étudié les règlements et les traités de béton armé. Il est aussi nécessaire de posséder un certain *entraînement* afin, d'une part, d'être capable d'appliquer sans hésitation les multiples règles qui ont dû être édictées pour tenir compte de la nature complexe du matériau utilisé et, d'autre part, d'*éviter les erreurs* fréquentes chez ceux qui manquent encore d'expérience.

En outre, très souvent, certains points des règlements ne sont pas complètement assimilés, et de nombreux calculateurs ne parviennent pas toujours à *transposer sur le plan pratique* les notions théoriques apprises dans les manuels.

Ce nouvel ouvrage de M. Pierre CHARON a donc été rédigé de manière à permettre à chacun d'effectuer correctement les calculs courants de béton armé et d'*établir les plans de ferrailage correspondants*. Il doit, de plus, grâce aux renseignements qu'il contient, *éviter des pertes de temps* incompatibles avec les nécessités de la pratique. Conçu dans le même esprit que les autres ouvrages de l'auteur, il peut être utilisé avec profit par tous ceux qui s'intéressent au béton armé et désirent, par leur travail personnel, s'initier à ce sujet ou approfondir leurs connaissances.

Les « Exercices de béton armé traités selon les règles B.A.E.L. 80 » exposent ainsi comment résoudre de nombreux problèmes correspondant à des cas pratiques ; pour chacun de ces problèmes, une *solution complète* (calculs et plans de ferrailage) est donnée.

Les exercices sont classés par ordre de *difficultés croissantes* ; les premiers se rapportent à des problèmes simples relatifs au calcul des *sections soumises aux sollicitations usuelles* (flexion simple, flexion composée, compression, traction, effort tranchant) et les derniers correspondent à l'étude d'*ouvrages complets*.

Pour faciliter la tâche du lecteur, les principales formules à utiliser ont été rappelées en tête de l'ouvrage; en outre des tableaux numériques et des abaques, permettant de simplifier au maximum les calculs, ont été donnés en annexe. Ces deux parties, — formulaire, tableaux numériques et abaques, — constitueront d'ailleurs, par la suite, des instruments de travail très utiles.

Pour les raisons exposées ci-dessus, l'ouvrage a été divisé en quatre parties.

*Première partie: Formulaire.* — Cette partie rassemble les principales formules nécessaires aux calculs de béton armé. Elles ont été présentées de manière à pouvoir être appliquées directement aux problèmes habituellement rencontrés.

*Deuxième partie: Calcul des sections.* — Les exercices de cette partie se rapportent au calcul des sections rectangulaires et en T soumises aux sollicitations usuelles, ainsi qu'aux problèmes qui se rattachent aux effets de l'effort tranchant.

En outre, un chapitre qui devrait être particulièrement instructif a été consacré à la recherche d'erreurs, afin de montrer les plus importantes et les plus fréquentes et de permettre ainsi de les éviter.

*Troisième partie: Calcul des ouvrages.* — Des exemples entièrement traités donnent au lecteur la possibilité de procéder par lui-même, dans la suite, à l'étude d'ouvrages analogues.

Les exercices correspondent aux ouvrages les plus couramment rencontrés dans la pratique: dalle, console, poutres, fondations, plancher, poutre cloison, passerelle, mur de soutènement.

*Quatrième partie: Annexes.* — Cette dernière partie contient des renseignements sur les armatures, ainsi que des tableaux numériques et des abaques permettant le calcul facile et rigoureux des sections rectangulaires et en T.

Comme le titre de l'ouvrage l'indique, tous les exercices ont été traités en conformité avec les «Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états-limites», document connu, en pratique, sous le nom de «Règles B.A.E.L. 80».

Rappelons que les règles B.A.E.L. ont été approuvées par le décret n° 79-923 du 16 octobre 1979, et qu'elles sont destinées à remplacer à l'avenir, — après une coexistence de quelques années, — l'ancien règlement dit «Règles C.C.B.A. 68».

A la fin de la durée de coexistence, seules les Règles B.A.E.L. 80 pourront être utilisées mais, dès maintenant, les cahiers des charges peuvent déjà prescrire l'application de ces règles.

Dans ces conditions, il est donc nécessaire de se familiariser avec le nouveau règlement. C'est pour cette raison que les «Exercices de béton armé traités selon les règles B.A.E.L. 80» remplacent désormais, tout en conservant le même plan et le même esprit, les «Exercices de béton armé avec leurs solutions», ouvrage naguère publié par le même auteur et dans lequel les problèmes étaient traités en conformité avec les règles C.C.B.A. 68. Il n'est sans doute pas inutile de rappeler que cet ouvrage antérieur a connu cinq éditions successives.

En conclusion, les «Exercices de béton armé selon les règles B.A.E.L. 80», qui viennent actuellement de sortir de presse, s'adressent essentiellement aux ingénieurs des bureaux d'études, aux architectes, aux techniciens du béton armé, aux étudiants, aux candidats aux examens techniques et administratifs, ainsi qu'à tous ceux qui désirent, par leur travail personnel, améliorer leurs connaissances du béton armé et s'adapter aux nouvelles méthodes de calcul qui deviendront bientôt les seules réglementaires.

Ajoutons que, comme ce fut le cas pour les ouvrages antérieurs du même auteur, l'illustration a été l'objet d'un soin extrême, en particulier pour ce qui concerne la représentation des ferraillements qui pourront maintes fois servir utilement de modèles pour les bureaux de dessin.

Voici, pour terminer, un aperçu succinct de la table des matières de l'ouvrage:

## PREMIÈRE PARTIE — FORMULAIRE

### I — Données de base

Etats-limites, Actions, Sollicitations — Aciers — Bétons — Calcul des moments de flexion et des efforts tranchants dans les poutres — Valeurs minimales des armatures — Dalles — Unités — Renseignements divers — Moments de flexion et efforts tranchants dans les poutres isostatiques

### II — Etats-limites ultimes de résistance et de stabilité de forme

Combinaisons d'actions, Hypothèses de calcul — Section rectangulaire soumise à la flexion simple — Section en T soumise à la flexion simple — Section rectangulaire soumise à la flexion composée — Section en T soumise à la flexion composée — Pièces comprimées, Poteaux — Pièces soumises à la traction simple — Effort tranchant — Ancrages — Entraînement des armatures — Recouvrements — Poinçonnement

### III — Etats-limites de service

Combinaisons d'actions, Hypothèses de calcul — Section rectangulaire soumise à la flexion simple — Section en T soumise à la flexion simple — Section rectangulaire soumise à la flexion composée — Section en T soumise à la flexion composée — Compression simple — Traction simple

## DEUXIÈME PARTIE — CALCUL DES SECTIONS

### I — Flexion simple

Section rectangulaire: Exercices 1 à 12 — Section en T: Exercices 1 à 6

- II — *Flexion composée*  
Section rectangulaire: Exercices 1 à 9 — Section en T:  
Exercices 1 à 3
- III — *Compression simple — Poteaux*  
Exercices 1 à 3
- IV — *Traction simple*  
Exercices 1 à 3
- V — *Effort tranchant — Ancrages — Poinçonnement*  
Exercices 1 à 7
- VI — *Diagrammes des moments de flexion et des efforts tranchants*  
Exercices 1 à 6
- VII — *Erreurs à découvrir*  
Questions: Exercices 1 à 18 — Réponses: Exercices 1 à 18

#### TROISIÈME PARTIE — CALCUL DES OUVRAGES

- I — *Ouvrages élémentaires*  
Dalle — Console — Poutres — Fondations
- II — *Ouvrages courants*  
Plancher — Poutre cloison — Passerelle — Mur de soutènement

#### ANNEXES

Tableaux numériques — Abaques

R.F.

\* \* \*

**Beton onder stootbelasting — Treksterkte en aanhechting.** — CUR-VB-rapport 106, juni 1982. — Een brochure, onder licht-kartonnen glanzende omslag, formaat 170 × 240 mm, van 64 bladzijden, met 5 tabellen en 26 figuren (waaronder twee foto's) in de tekst van het rapport zelf, 7 bijkomende tabellen en een uitgebreide literatuurlijst in 2 bijlagen, en *samenvattingen met conclusies* in het Nederlands (Hoofdstuk 6), Duits, Frans en Engels. — Uitgegeven door de *Stichting voor Onderzoek, Voorschriften en Kwaliteitseisen op het gebied van Beton* (CUR-VB)/BETONVERENIGING, Postbus 61, 2700 AB Zoetermeer — Nederland. — Prijs: f45,00.

*Stootbelasting* op betonconstructies of onderdelen ervan komt veelvuldig voor. Aanrijdingen van viaducten, aanvaringen van bruggen, pijlers of onderdelen van offshore constructies, neerstortende vliegtuigen en explosies zijn voorbeelden van buitengewone belastingen.

Daarnaast zijn er *functionele* stootbelastingen, waarvan het heien van palen een voorbeeld is.

Het verschil tussen deze belastingen en gewone statische belastingen betreft de *belastingduur*, die bij

stootbelastingen in milliseconden of hooguit in seconden kan worden gemeten.

Wil men bij het construeren rekening houden met stootbelastingen, dan moet bekend zijn of de eigenschappen van de materialen, — zoals de *druksterkte*, de *treksterkte*, het *spanning-rekdiagram*, de *aanhechting* tussen staal en beton, — misschien wijzigen onder invloed van de *belastingssnelheid*.

Zouden de eigenschappen slechter worden ten gevolge van hoge belastingssnelheden, dan zou dit betekenen dat de *veiligheid*, gebaseerd op de statische eigenschappen, minder zou zijn bij stootbelasting. Andersom, als de eigenschappen bij stootbelasting beter zouden zijn, dan zou economischer kunnen worden gedimensioneerd met behoud van de vereiste veiligheid.

Dergelijke vragen ten aanzien van het materiaalgedrag waren aanleiding tot de oprichting, in 1976, van de *CUR-VB-commissie C 35* „Beton onder stootbelasting”. De taak van deze commissie werd beperkt tot het onderzoeken van drie belangrijke mechanische eigenschappen, te weten de *treksterkte* van beton, het *spanning-rekdiagram* van beton onder trek, en de *aanhechting* tussen staal en beton.

Deze drie eigenschappen spelen inderdaad, tijdens het heien van gewapende dan wel voorgespannen palen, een essentiële rol bij de *scheurvorming*.

Maar ook bij alle andere genoemde stootbelastingen zijn deze eigenschappen mede bepalend voor de mate van *scheurvorming*, *scheurwijdte* en *scheurafstand*.

Voorts hebben deze eigenschappen bij *pons- of afschuivingsgevallen* een belangrijke invloed op de *draagkracht*.

Tevens is de *treksterkte* een parameter bij de formulering van de *twee- en drieassige sterkte* van beton.

In de meeste gevallen zal het gedrag van beton onder *éénmaal* voorkomende stootbelasting van belang zijn. Bij het heien van palen treden echter *herhaalde* stootbelastingen op. Afhankelijk van de lengte van de paal en de grondgesteldheid zal het aantal stootbelastingen variëren; dit aantal zal echter de 3000 meestal niet overschrijden. Het toepassen van de resultaten op palen was de reden om ook de invloed van *herhaalde belasting* op de treksterkte van beton te onderzoeken.

Er is tevens een vergelijking gemaakt van eigen onderzoeksresultaten met buitenlandse voorschriften.

Na een *literatuurstudie*, bleek aldus dat een bijkomend systematisch onderzoek zeer nuttig zou zijn.

Het *experimentele onderzoek*, waarvoor een nieuwe beproevingsmethode is ontwikkeld, wordt in het rap-

port uitgebreid behandeld. De resultaten van het onderzoek zijn gesplitst in de *éénmalige* en *herhaalde* stoottrekbelasting, en daarnaast worden de *aanhechttingsproeven* van de verschillende staalsoorten gegeven.

In een apart hoofdstuk wordt, zoals reeds hoger gezegd, een vergelijking gemaakt tussen de onderzoekresultaten en de huidige voorschriften en richtlijnen terzake.

Ten slotte worden, aan de hand van de verkregen resultaten uit het onderzoek, nog *aanbevelingen* gedaan voor de praktijk.

Twee *bijlagen* geven nadere bijzonderheden van het experimentele onderzoek, alsmede een uitgebreide *literatuurlijst* met de vermelding van 21 referentiebronnen.

Daarna komen dan, zoals gebruikelijk, de *Duitse*, *Franse* en *Engelse* versies van de Nederlandse *samenvatting met conclusies* welke het voorwerp uitmaakt van hoofdstuk 6.

Ziehier trouwens een beknopte *inhoudsopgave* van het rapport:

*Hoofdstuk 1 — Inleiding*

*Hoofdstuk 2 — Literatuurstudie*

Optredende belastingssnelheden bij stootbelastingen — Geschikte beproevingsmethoden — Invloed van de belastingssnelheid

op de treksterkte en het spanning-rekdiagram van beton — Invloed van de belastingssnelheid op de aanhechting tussen staal en beton — Invloed van de herhaalde stootbelasting op de treksterkte van beton — Theorieën voor het verklaren van de verschillende invloeden — Conclusie

*Hoofdstuk 3 — Experimenteel onderzoek*

Methode van onderzoek — Onderzoekprogramma — Eénmaal voorkomende stoottrekbelasting — Herhaalde stoottrekbelasting — Aanhechttingsproeven

*Hoofdstuk 4 — Resultaten*

Eénmaal voorkomende stoottrekbelasting — Herhaalde stoottrekbelasting — Aanhechttingsproeven — Algemeen — Kracht-verplaatsing relaties — Verwerking van de resultaten van geribd staal — Vertaling naar een lange aanhechttingslengte

*Hoofdstuk 5 — Vergelijking met voorschriften en richtlijnen*

Berekening van de treksterkte uit de kubusdruksterkte — Herhaalde stoottrekbelasting — Aanhechting

*Hoofdstuk 6 — Samenvatting en conclusies*

*Bijlage A — Gegevens en resultaten van het experimenteel onderzoek*

*Bijlage B — Literatuurlijst*

Duitse, Franse en Engelse *samenvattingen*.

*CUR-VB-rapport 106* kan worden besteld door overmaking van f45,00 op postgiro 35.12.39 ten name van de BETONVERENIGING te Zoetermeer, onder *vermelding* van dit rapport.

R. F.

\* \* \*

**Société Nationale des Chemins de fer Vicinaux (SNCV) — Rapports exercice social 1981.** — Une brochure, sous couverture polychrome en carton mince glacé, de 110 pages, format 21,5 × 27,5 cm, avec une trentaine de tableaux ainsi que 14 diagrammes (dont certains illustrés), une vue générale du nouveau centre d'exploitation de Jumet, un graphique et 13 reproductions photographiques, — le tout en couleurs, — dans le texte. — Distribué par la SNCV, Siège social: 14, rue de la Science — 1040 Bruxelles.

Il s'agit des *Rapports* présentés par le *Conseil d'Administration* et par le *Comité de Surveillance* sur le 97<sup>e</sup> exercice social — année 1981 — de la Société.

La brochure débute, comme de coutume, par quelques indications concernant la *composition* dudit *Conseil* et dudit *Comité*, ainsi que de l'*Administration Centrale* et des cinq *Directions Régionales*: groupes d'*Anvers-Limbourg*, du *Brabant*, des *Deux Flandres*, du *Hainaut* et de *Liège-Namur-Luxembourg*.

Le *premier* des rapports mentionnés ci-dessus, — à savoir celui présenté par le *Conseil d'Administration*,

**Nationale Maatschappij van Buurtspoorwegen (NMVB) — Verslagen maatschappelijk dienstjaar 1981.** — Een brochure, onder gekleurde omslag van dun glanzend karton, van 110 bladzijden, formaat 21,5 × 27,5 cm, met een 30-tal tabellen alsmede 14 diagrammen (waarvan enkele geïllustreerd), een algemeen grondplan van het nieuwe exploitatiecentrum te Jumet, een grafiek en 13 foto's, — alles in kleuren, — in de tekst. — Uitgegeven door de NMVB, Maatschappelijke zetel: 14, Wetenschapsstraat — 1040 Brussel.

Het gaat hier om de *Verslagen* uitgebracht door de *Raad van Beheer* en door het *Comité van Toezicht* over het 97<sup>e</sup> dienstjaar — 1981 — van de Maatschappij.

Vooreerst worden, zoals gebruikelijk, enkele aanduidingen verstrekt aangaande de *samenstelling* van deze *Raad* en van dit *Comité*, alsmede van het *Hoofdbestuur* en van de vijf *Gewestelijke Directies*: groepen *Antwerpen-Limburg*, *Brabant*, *Beide Vlaanderen*, *Henegouwen* en *Luik-Namen-Luxembourg*.

Het *eerste* van de hierboven vermelde verslagen, — namelijk dit uitgaande van de *Raad van Beheer*, dat

qui occupe d'ailleurs la presque-totalité de la brochure, — est introduit alors par un *avant-propos* dont l'essentiel est repris ci-après.

En 1981, la S.N.C.V. a dû faire preuve d'un dynamisme sans cesse accru pour surmonter les *difficultés financières* qu'elle connaissait déjà en 1980 et qui, depuis lors, n'ont cessé de croître.

Les efforts qu'elle a consentis à cet effet sont vraiment spectaculaires. C'est ainsi, par exemple, que l'*effectif* qui, au 1<sup>er</sup> avril 1980, était de 8.233 agents, a été ramené à 7.722 au 1.1.1982, soit une *réduction de 6,21 %*.

Ce résultat n'a pu être atteint qu'au prix d'un maximum d'efforts dans tous les secteurs de son activité.

C'est ainsi qu'en recourant, notamment, à l'*informatique*, il a été possible de créer des *chartes d'entretien des véhicules*, mieux diversifiées selon les besoins locaux des services techniques des ateliers.

De plus, à l'issue d'études menées dans le cadre national, il a été possible de réduire le *personnel de mouvement*.

Ainsi, en adaptant davantage encore l'offre à la demande, la *productivité* a été augmentée. Dans cette optique, les services d'études ont mis au point d'autres manières d'améliorer encore la situation.

La Société Nationale assure, en régie, dans l'ensemble du pays, des transports en commun *urbains, sub-urbains* et *interurbains*. Elle loue les services d'entreprises privées pour une partie de ses lignes interurbaines. Dans six agglomérations, les sociétés de transports intercommunales exploitent des services urbains. Ces trois types d'exploitation sont différents et difficilement comparables.

Le *coût d'exploitation* du transport en commun de personnes est fortement influencé, notamment, par la *vitesse commerciale* et le *coefficient d'utilisation* du matériel. C'est pourquoi les exploitants privés, dont les lignes se situent en général dans des régions rurales, accusent un coût d'exploitation moins élevé que les S.T.I. qui desservent les centres urbains. Il s'ensuit que la S.N.C.V., qui dessert aussi bien des centres urbains que des régions rurales, enregistre un coût d'exploitation se situant nécessairement entre les deux autres.

Mais l'exploitation en régie du transport en commun de personnes n'est pas le seul objet de la Société Nationale. Une part non négligeable de son activité consiste dans des tâches d'*organisation*, de *coordination* et de *contrôle*, indispensables aussi bien sur le plan national que régional.

Cette coordination, la Société Nationale seule est capable de l'assurer, puisque elle seule a l'expérience

trouvant presque la géhele brochure beslaat, — wordt dan ingeleid door een *voorwoord* waaruit wij hierna het essentiële overnemen.

In 1981 heeft de N.M.V.B. steeds meer en meer dynamisme moeten aan de dag leggen om het hoofd te bieden aan de *financiële moeilijkheden* die zij reeds in 1980 kende en die zich sedertdien onverminderd toespitsten.

De inspanningen welke zij daartoe heeft geleverd zijn werkelijk spectaculair. Zo werd, bij voorbeeld, de *personeelssterkte* van 8.233 eenheden, op 1 april 1980, teruggebracht tot 7.722 agenten op 1.1.1982, zegge een *vermindering met 6,21 %*.

Dit resultaat kon slechts worden bereikt ten koste van uiterste inspanningen in de diverse sectoren van haar activiteit.

Zo was het dank aan de *informatica* mogelijk *onderhoudsprogramma's van de voertuigen* uit te werken, beter gediversifieerd volgens de lokale behoeften van de technische diensten van de werkplaatsen.

Bovendien kon het *personeel van de bewegingsdiensten* verminderd worden, ten gevolge van op nationaal vlak gedane studies.

Door een verdere aanpassing van het aanbod aan de vraag, werd de *productiviteit* zodoende bevorderd. In die optiek, hebben de studiediensten bijkomende middelen uitgewerkt om de toestand nog te verbeteren.

De Nationale Maatschappij verzorgt, in eigen beheer, *stads-, voorstads- en interstedelijke* diensten voor openbaar vervoer over het geheel van het land. Zij huurt de diensten van privé-ondernemingen voor een gedeelte van haar interstedelijke diensten. In zes agglomeraties, exploiteren de maatschappijen voor intercommunaal vervoer stadsdiensten. Die drie types van exploitatie zijn essentieel verschillend en bezwaarlijk te vergelijken.

De *exploitatiekosten* van het openbaar vervoer van personen wordt inzonderheid sterk beïnvloed door de *commerciële snelheid* en de *gebruikscoëfficiënt* van het materieel. Hierdoor ligt de exploitatiekostprijs van de privé-exploitanten, waarvan de lijnen zich meestal in de landelijke zones situeren, lager dan deze van de M.I.V.'s, die stadscentra bedienen. Hieruit vloeit voort dat de exploitatiekosten van de N.M.V.B., die en stadscentra en landelijke zones bedient, zich onvermijdelijk tussen de twee andere situeert.

De exploitatie in eigen beheer van het gemeenschappelijk personenvervoer is evenwel niet het enige doel van de Nationale Maatschappij. De *organisatie-, coördinatie- en controleopdrachten*, onontbeerlijk zowel op nationaal als op regionaal vlak, vormen een niet te verwaarlozen aandeel van haar activiteiten.

Alleen de Nationale Maatschappij is in staat om deze coördinatie tot stand te brengen, vermits zij

de la gestion et de l'exploitation de tels services urbains, suburbains et interrurbains.

Etant donné les difficultés financières actuelles, un effort supplémentaire est exigé de la Société Nationale au cours de l'exercice 1982.

Que les autorités responsables soient assurées que la S.N.C.V. mettra tout en œuvre pour accroître sa productivité tout en réduisant ses dépenses! A regret, elle devra aussi réduire les services qu'elle assurait les samedis et dimanches. Toutefois, cette réduction ne portera que sur des voyages peu utilisés.

Durant près de cent ans, la Société Nationale n'a cessé d'apporter la preuve de ses capacités d'exploiter elle-même et, de ce fait, de coordonner les transports en commun secondaires, en un mot, de la qualité du service public que l'Etat lui a confié. Elle témoigne de sa ferme volonté de progresser dans la même direction.

Comme de coutume, le *Rapport* proprement dit entre alors dans les détails concernant l'*administration* de la Société et les modalités de son *exploitation*, avec les résultats y afférents: *réseau* (état des concessions et autorisations; structure du réseau — lignes exploitées: lignes ferrées, services routiers d'autobus publics et spéciaux); *activités du service commercial*; *tarifs voyageurs et colis*; *évolution du trafic et de la productivité* avec, notamment, le nombre de voyageurs transportés par *mode de traction*, par *nature des titres de transport*; *l'évolution du trafic voyageurs*, les *kilomètres parcourus* et le *nombre de places offertes-kilomètre*; etc., etc...

Les données traduisant cette évolution sont présentées sous forme de *tableaux* (de 1977 à 1981) et font l'objet des six premiers *diagrammes* (dont trois illustrés) en couleurs contenus dans la brochure. Un tableau spécial est en outre consacré à l'*évolution de la productivité des services exploités en régie au cours des dix dernières années* (1972 à 1981).

Quant au *personnel*, dont il est question dans le chapitre suivant, son *effectif* a été ramené, du 1<sup>er</sup> janvier au 31 décembre 1981, de 7.854 agents à 7.722, soit une *diminution de 132 unités*. Cette réduction provient de 487 départs, partiellement compensés par 307 recrutements et 48 réengagements.

Tous les autres renseignements, notamment concernant la *fluctuation de l'effectif* au cours des dix dernières années (comparé à 1945) — les *rémunérations* — les *charges sociales* légales (O.N.S.S.) et extra-légales — les *pensions complémentaires* de retraite et de survie — les *pensions, allocations et indemnités* complémentaires aux anciens agents et ayants droit — les principales modifications des *charges de personnel* en

uniquement de la gestion et de l'exploitation de tels services urbains, suburbains et interrurbains.

alleen de nodige ondervinding heeft inzake beheer en exploitatie van dergelijke stads-, voorstads- en interstedelijke diensten.

Gelet op de huidige financiële moeilijkheden, wordt tijdens het dienstjaar 1982 vanwege de Nationale Maatschappij een nog grotere inspanning gevergd.

De verantwoordelijke overheden mogen er stellig op rekenen dat de N.M.V.B. alles in het werk zal stellen om haar produktiviteit op te voeren en tevens haar uitgaven te verkleinen! Tot haar spijt zal zij er eveneens toe gebracht worden haar weekenddiensten te verminderen, wat echter slechts zal slaan op weinig gebruikte ritten.

Sedert nagenoeg honderd jaar heeft de Nationale Maatschappij onverminderd het bewijs geleverd van haar bekwaamheid om met eigen middelen in te staan voor de exploitatie, en dienvolgens voor de coördinatie van het secundair openbaar vervoer, kortom, voor de openbare dienst die de Staat haar heeft toevertrouwd. Zij is vastberaden om in dezelfde richting door te gaan.

Zoals gebruikelijk, treedt het *Verslag* zelf dan in bijzonderheden aangaande het *beheer* van de Maatschappij en de modaliteiten van haar *exploitatie*, met de resultaten daarvan: *net* (staat van de vergunningen en machtigingen; structuur van het net — geëxploiteerde lijnen: spoorlijnen, wegdiensten met openbare en speciale autobussen); *activiteiten van de commerciële dienst*; *tarieven reizigers en reisgoed*; *evolutie van het verkeer en van de produktiviteit* met, onder meer, het aantal vervoerde reizigers per *tractiestelsel*, per aard van *vervoerbewijs*; *de evolutie van het reizigersvervoer*, *de doorlopen afstanden* en het *aantal geboden plaatsen-kilometer*; enz., enz...

De resultaten dienaangaande worden gegeven onder de vorm van *tabellen* (van 1977 tot 1981) en van de eerste zes *diagrammen* in kleuren (waaronder drie geïllustreerd) die de brochure bevat. Een afzonderlijke tabel is bovendien gewijd aan de *evolutie van de produktiviteit van de in regie geëxploiteerde diensten tijdens de jongste tien jaren* (1972 tot 1981).

Het volgend hoofdstuk handelt dan over het *personeel*, waarvan het *effectief*, van 1 januari tot 31 december 1981, werd teruggebracht van 7.854 tot 7.722 eenheden, zij een *vermindering van 132 eenheden*. Deze inkrimping spruit voort uit 487 uittredingen, ten dele gecompenseerd door 307 aanwervingen en 48 heraanwervingen.

Alle andere informatie, namelijk aangaande de *schommeling van het effectief* tijdens de jongste tien jaren (vergeleken met 1945) — de *bezoldigingen* — de wettelijke (R.S.Z.) en bovenwettelijke *sociale lasten* — de *aanvullende rust- en overlevingspensioenen* — de aanvullende *pensioenen, toelagen en vergoedingen* aan de oud-werknemers en gerechtigden — de voornaamste wijzigingen van de *personeelslasten* in 1981

1981 — le coût moyen d'une journée de 8 heures réellement travaillées — l'amélioration des salaires — les épreuves psychologiques et examens professionnels — le service d'assistance sociale — l'enseignement professionnel — les relations internes et publiques — et les maisons de vacances, sont alors une fois de plus fournis, le cas échéant, sous forme de tableaux et des quatre diagrammes suivants en couleurs.

Il en résulte, notamment, que les rémunérations payées au personnel ont entraîné, en 1981, une dépense de 3.772.587.414 F, contre 3.597.719.099 F en 1980, ce qui correspond à une augmentation de 174.868.315 F ou 4,86 % par rapport à l'exercice précédent.

Par ailleurs, et compte tenu des nouvelles charges exposées dans le Rapport, le coût moyen d'une journée de 8 heures réellement travaillées a atteint, en 1981, 4.381,61 F contre 3.765,54 F en 1980, ce qui représente une augmentation de 616,07 F ou 16,36 %.

Le chapitre du Rapport relatif aux services techniques passe ensuite en revue les installations fixes (voies, bâtiments, équipement électrique) et le matériel roulant (acquisitions, transformations, désaffectations et effectif au 31.12.1981), avec les prévisions correspondantes pour l'année 1982.

C'est ici que se placent, notamment, un onzième diagramme en couleurs, ainsi que la vue générale, également en couleurs, du nouveau centre d'exploitation de Jumet.

Un bref chapitre, avec graphique correspondant, est consacré ensuite aux applications de l'informatique à la S.N.C.V., où elle se trouve certainement au seuil d'une étape importante de son développement. La période qui a débuté en 1981 verra en effet, vraisemblablement, une satellisation poussée de l'informatique dans les divers services administratifs et techniques de la Société.

Comme de coutume, et avant de passer à la partie financière, les accidents, avec leur prévention et leur gestion, font alors l'objet d'un exposé amplement documenté: des renseignements y sont notamment fournis successivement concernant les accidents du travail (en service et sur le chemin du travail) — les accidents tiers, rail et route — et le risque d'incendie.

Une demi-douzaine de tableaux, ainsi que les trois derniers diagrammes en couleurs, illustrent la situation actuelle de l'évolution récente dans ce domaine, dans certains cas depuis 1972. Le cas échéant, les charges financières correspondantes sont également indiquées.

Le chapitre consacré aux finances, avec des indications relatives aux capitaux souscrits et liquidés, clôture alors de Rapport du Conseil d'Administration.

— de la moyenne du coût d'une journée de 8 heures réellement travaillées — de l'amélioration des salaires — des épreuves psychologiques et examens professionnels — du service d'assistance sociale — de l'enseignement professionnel — des relations internes et publiques — et des maisons de vacances, sont alors une fois de plus fournis, le cas échéant, sous forme de tableaux et des quatre diagrammes suivants en couleurs.

Hieruit blijkt o.m. dat de aan het personeel uitbetaalde bezoldigingen in 1981 een uitgave voor gevolg hadden van 3.772.587.414 F, tegenover 3.597.719.099 F in 1980, hetgeen overeenstemt met een vermeerdering van 174.868.315 F of 4,86 % ten opzichte van het vorig dienstjaar.

Ten andere, en rekening houdend met de nieuwe lasten vermeld in het Verslag, bereikte de gemiddelde kostprijs van een werkelijke dagprestatie van 8 uren, in 1981, 4.381,61 F tegen 3.765,54 F in 1980, wat een verhoging betekent van 616,07 F of 16,36 %.

Het hoofdstuk van het Verslag, gewijd aan de technische diensten, handelt vervolgens over de vaste installaties (sporen, gebouwen, elektrische toerusting) en het rollend materieel (aanschaffingen, verbouwingen, sloopingen en effectief op 31.12.81), met de overeenkomstige vooruitzichten voor het jaar 1982.

Hier treft men, onder meer, een elfde diagram in kleuren aan, alsmede het algemeen grondplan, eveneens in kleuren, van het nieuwe exploitatiecentrum te Jumet.

In een kort hoofdstuk, met overeenkomstige grafiek, wordt daarna gehandeld over de toepassingen van de informatica bij de N.M.V.B., waar zij zich stellig op de drempel van een belangrijke etappe van haar ontwikkeling bevindt. Het jaar 1981 heeft inderdaad, vermoedelijk, een periode ingeleid van een doorgedreven satellisering van de informatica in de administratieve en technische diensten van de Maatschappij.

Alvorens over te gaan tot het financieel gedeelte, maken de ongevallen, met hun voorzorgsmaatregelen en hun beheer, dan nog het voorwerp uit van een gedocumenteerd relaas: informatie worden o.m. verstrekt aangaande de arbeidsongevallen (in dienst en op de weg van het werk) — de ongevallen aan derden, spoor en weg — en het risico brand.

Een zestal tabellen, alsmede de laatste drie diagrammen in kleuren, illustreren de huidige toestand en de recente evolutie op dit gebied, in bepaalde gevallen sinds 1972. Ook de overeenkomstige financiële lasten worden desgevallend aangegeven.

Het hoofdstuk gewijd aan de financiën, met aanduidingen aangaande de ingeschreven en vereffende kapitalen, besluit dan het Verslag van de Raad van Beheer.



Sous la rubrique *Comptes annuels de l'exercice 1981*, il comporte également le *bilan au 31 décembre 1981* et le *compte de résultats* (Charges — produits) avec, en *annexe*, le détail d'un certain nombre de postes de ces derniers.

Les *résultats 1981 des lignes ferrées et des services d'autobus* font encore l'objet, pour finir, d'un tableau d'ensemble où sont repris successivement les *lignes ferrées et services d'autobus régime 1931* et les *services d'autobus 1977*.

Quant au *Rapport présenté par le Comité de surveillance*, il se réduit ensuite, par sa nature même, à une seule page terminant la brochure.

Insistons une fois de plus sur la *présentation* particulièrement soignée de celle-ci, tant en ce qui concerne le texte lui-même que pour les nombreux *diagrammes* en couleurs et les très belles *reproductions photographiques* polychromes qui l'illustrent.

R. F.

Onder de rubriek *Jaarrekening van het boekjaar 1981*, vindt men hier eveneens de *balans per 31 december 1981* en de *resultatenrekening* (kosten — opbrengsten) met, als *bijlage*, een toelichting aangaande een zeker aantal posten terzake.

De *resultaten 1981 van de spoorlijnen en van de autobusdiensten* maken uiteindelijk nog het voorwerp uit van een gezamenlijke tabel, met de *spoorlijnen en autobusdiensten regime 1931*, en de *autobusdiensten 1977*.

Het *Verslag uitgebracht door het Comité van Toezicht* beperkt zich daarna, uiteraard, tot één enkele bladzijde, op het einde van de brochure.

De nadruk weze nogmaals gelegd op de uiterst verzorgde *presentatie* van deze laatste, zowel voor wat betreft de tekst zelf als voor de talrijke *diagrammen* in kleuren en de zeer mooie *kleurenfoto's* die het *Verslag* illustreren.

R. F.

\* \* \*

**OFFICE de la NAVIGATION** (Ministère des Travaux Publics) — **Rapport sur l'exercice 1981**. — Une brochure, sous couverture illustrée en carton mince, d'une cinquantaine de pages, format 21 x 29,5 cm, contenant un portrait, une quinzaine de tableaux (dont un sur planche dépliant), deux graphiques, une reproduction photographique (sur la couverture) et, également sur planche dépliant, un cartogramme en couleurs du tonnage transporté en 1981 sur les voies navigables gérées par l'*Office*. — Distribué par la *Direction Générale de l'Office de la Navigation*, Place Saint-Jacques, 11 — 4000 Liège.

Le *Rapport* débute par une brève *notice nécrologique*, avec portrait, consacrée à la mémoire de Monsieur Louis LEJEUNE, Docteur en droit, Directeur général des Travaux Subsidiés et de la Reconstruction du Ministère des Travaux Publics, inopinément décédé le 14 juin 1981.

Nommé Président du Conseil d'Administration de l'*Office de la Navigation* dès sa création, fin 1976, il a consacré une part importante de son temps au développement et au rayonnement de cet organisme.

Dans l'aperçu d'ensemble qui sert ensuite d'*introduction* au *Rapport* proprement dit, le Président actuel, M. E. HACOURT, Directeur Général des Services Généraux du Ministère des Travaux Publics (Arrêté Royal du 21 août 1981), constate tout d'abord que les *trafics relevés* sur le réseau des voies navigables géré par l'*Office de la Navigation* n'ont pas

échappé à la tendance générale défavorable observée dans le domaine des transports.

En effet, le *tonnage absolu* de 1981 est de 20.846.000 tonnes, soit une *diminution de 3,86 %* par rapport à 1980 et de 10,08 % par rapport à 1978. Quant au *tonnage kilométrique*, qui s'élève à 751.253.000, il est en *régression de 4,27 %* par rapport à 1980 et de 20,71 % par rapport à 1978.

Les faits les plus marquants de l'exercice 1981 sont d'autre part rappelés ci-après :

Les *droits de navigation* ont été *augmentés de 40 %* à partir du 1<sup>er</sup> mai 1981.

Les services de l'*Office* ont rencontré certaines *difficultés de trésorerie*. Aussi, le Conseil d'Administration a-t-il décidé, en sa séance du 19 mai, d'augmenter les *redevances pour prises d'eau*. Les impétrants ont toutefois refusé de les payer et une société a même introduit un recours auprès du Conseil d'Etat.

Il faudra donc attendre de nombreux mois avant de connaître la décision qui interviendra. Les nouveaux taux adoptés doivent rapporter environ 125.000.000 de francs par an. Pour le second semestre de 1981, le montant espéré était de 56.253.000 francs. Le refus de paiement des impétrants a eu comme répercussion l'impossibilité de payer en 1981 des travaux et des fournitures commandés. Le service envisage dès lors de contracter en 1982 un *emprunt* pour remédier temporairement à cette situation.

Le montant des engagements que le service a été autorisé à effectuer au cours de l'exercice sur le *crédit*

spécial pour la modernisation du canal Albert a par ailleurs été ramené de 700.000.000 de francs à 300.000.000 de francs. Monsieur le Ministre des Travaux Publics a toutefois laissé entrevoir que les 400.000.000 de francs supprimés seraient remis à la disposition de l'Office en 1982.

Quant aux travaux d'investissements exécutés par l'Administration des Ponts et Chaussées, sur la Meuse, ils se sont poursuivis normalement au cours de l'exercice.

Un accident qui aurait pu avoir des conséquences catastrophiques s'est par ailleurs produit le 8 décembre, à 17 heures, au pont des Arches à Liège. Un bateau citerne transportant 982 tonnes de fuel lourd s'est échoué à l'amont du pont causant une avarie à un bateau en stationnement. Le bateau citerne obstruait le fleuve, rendant impossible toute navigation. Grâce aux mesures prises d'office, le bateau a toutefois pu être relevé rapidement et la navigation a pu reprendre dès le 16 décembre à 17 heures.

Différents problèmes d'une extrême importance pour la bonne marche du service, et qui sont en suspens depuis des années, doivent d'autre part être résolus le plus rapidement possible. Il s'agit notamment de la remise du patrimoine immobilier, tant des immeubles que des terrains, et de la construction d'un bâtiment de service.

Pour terminer, M. HACOURT rend à son tour un hommage particulier à Monsieur Louis LEJEUNE, sous l'impulsion duquel le service a pu assurer la mission pour laquelle il avait été créé.

Le Rapport proprement dit débute alors, comme de coutume, par l'organisation générale de l'Office de la Navigation, avec la composition de son Conseil d'Administration, de sa Direction, ainsi que l'indication de son siège, — Place Saint-Jacques, 11 à Liège, — de même qu'un rappel succinct de sa mission.

Ainsi qu'il a été dit déjà plus haut, le budget du Ministère des Travaux Publics pour l'année budgétaire 1981 a autorisé l'Office de la Navigation à engager un montant de 300.000.000 de francs en vue de la modernisation du canal Albert, les montants autorisés s'étant élevés, de 1977 à 1980, à 2.739.300.000 francs.

Il n'est sans doute pas inutile de rappeler une fois de plus, d'autre part, quelles sont actuellement les voies navigables gérées par l'Office de la Navigation, sous sa nouvelle forme:

- 1 — la Meuse canalisée, depuis la frontière française jusqu'à la tête aval de l'écluse de Visé: 126,4 km;
- 2 — le canal Albert, depuis son origine en Meuse à Liège jusqu'à la limite entre les communes de Kanne et d'Eben-Emael: 18,7 km;
- 3 — le canal de Haccourt à Visé: 0,9 km;

- 4 — le canal de Lanaye à Maastricht (partie belge): 1,9 km;
- 5 — le canal de Monsin: 0,7 km;
- 6 — l'Ourthe canalisée, depuis la Meuse jusqu'à et y compris l'écluse n° 3 à Angleur: 4,1 km;
- 7 — la Lesse, depuis le premier barrage fixe, situé à environ 840 m en aval du pont dit «Pont à Lesse», jusqu'à son confluent avec la Meuse: 2,5 km;
- 8 — la Sambre, depuis la frontière française jusqu'à son confluent avec la Meuse: 87,5 km;
- 9 — l'Eau d'Heure, depuis son confluent avec la Sambre jusqu'à un point situé à 500 m en amont: 0,5 km.

Dans le chapitre consacré à la flotte, il est signalé ensuite que, en 1981, 32.899 bateaux chargés, 26.485 bateaux vides, 6.757 remorqueurs et pousseurs, 781 bateaux touristes et 3.732 yachts de plus de 3 tonnes, — soit un total de 69.654 bateaux, — ont été recensés sur le réseau. En 1980, on avait recensé 61.079 bateaux chargés et vides, ainsi que 10.033 remorqueurs, pousseurs, yachts et bateaux touristes.

Les bateaux chargés ont diminué de 4,73%, le nombre de bateaux vides est resté sensiblement le même, celui des remorqueurs et pousseurs est en diminution de 11,22%, tandis que les bateaux touristes et yachts accusent une progression de près de 12%.

Sous forme de tableaux, des renseignements détaillés sont par ailleurs fournis en ce qui concerne:

- la répartition du tonnage transporté et du nombre de bateaux suivant les différents types, classes et nationalités des bateaux chargés (bateaux de moins de 399 t à 1.500 t et plus; caboteurs de 300 t à 1.000 t et plus);
- la répartition du tonnage suivant le type de bateau, ainsi que le nombre de bateaux chargés (automoteurs, automoteurs-pousseurs, automoteurs-citernes, automoteurs-citernes-pousseurs, chalands, barges, barges-citernes, barges Lash, caboteurs).

On en déduit notamment que les bateaux d'intérieur et les caboteurs de plus de 800 t, au nombre de 11.657 soit 35,43%, ont transporté 13.009.757 t de marchandises, soit 62,41% du tonnage total transporté. Le tonnage moyen de ces grands bateaux est de 1.116 t, et ils sont surtout utilisés pour le transport des matériaux de construction, des combustibles solides et liquides ainsi que des minerais.

Il en résulte d'autre part que 82,01% du tonnage ont été transportés par des bateaux automoteurs; les chalands ne représentent plus que 0,63%, tandis que la technique du poussage représente 16,60% et les caboteurs 0,76%.

Le Rapport cite, par ailleurs, les principales relations assurées par les convois poussés, et signale que la navigation maritime concerne principalement, une fois de plus, les échanges entre la région liégeoise et la Grande-Bretagne, atteignant 132.566 tonnes soit 84% du trafic assuré par caboteurs.

Les bateaux *belges*, pour leur part, ont assuré un transport de 13.822.183 tonnes, soit 66,31 %; les bateaux *hollandais* 5.613.402 tonnes, soit 26,93 %; les bateaux *ouest-allemands* 647.130 tonnes, soit 3,10 %; les bateaux *français* 441.341 tonnes, soit 2,12 %, et les autres pavillons 1,54 % des marchandises.

Retenons encore que le *port en lourd* des bateaux qui ont parcouru les voies navigables du réseau géré par l'Office s'est élevé, en 1981, à 42.930.697 tonnes, ce qui correspond à une *capacité moyenne de 723 tonnes*. Pour les bateaux chargés, le *tonnage moyen embarqué* est de 634 tonnes, et le *coefficient de chargement* de ces bateaux atteint de ce fait 89 %.

Enfin, la *puissance moyenne des pousseurs* est de 547 CV, tandis que celles des *remorqueurs* est de 211 CV.

Du chapitre suivant, consacré au *trafic*, il résulte notamment que ce trafic, exprimé en tonnes-kilomètres, — c'est-à-dire le tonnage transporté multiplié par le nombre de kilomètres parcourus, — s'est élevé, en 1981, à 751.253.253 t.km, contre 784.772.212 t.km en 1980, soit une *diminution de 4,27 %*.

Le *tonnage transporté*, pour sa part, a atteint 20.846.279 tonnes, contre 21.684.072 tonnes en 1980, soit une *diminution de 3,86 %*.

Les *chargements et déchargements* sur le réseau s'établissent respectivement à 7.454.913 t et 9.742.232 t, contre 7.837.179 t et 9.973.354 t en 1980.

Par rapport à 1980, le tonnage transporté a progressé respectivement de 96.000 t et 42.000 t dans les rubriques «produits chimiques» et «marchandises diverses». Toutes les autres rubriques diminuent d'environ 10.000 à 40.000 t, à l'exception des matériaux de construction (— 425.000 t), des produits pétroliers (— 304.000 t) et des produits agricoles (— 82.000 t).

Quelques indications détaillées sont d'autre part fournies, notamment sous forme de *tableaux*, concernant :

- les différents courants constatés dans le *trafic interne* du réseau et dans les *échanges* avec les autres voies du Royaume et avec l'étranger, ainsi que dans les *transits* à travers le réseau;
- le *trafic national* et le *trafic international* intéressant le réseau, ainsi que les *importations* et *exportations* relevées aux points frontières;
- la *dispersion géographique* des échanges des ports du réseau;
- etc.

Des *comparaisons*, pour 1980, sont enfin établies entre la Belgique et les pays limitrophes, sur la base

des différentes statistiques nationales de la navigation intérieure jusqu'ici publiées.

Dans le chapitre «*Travaux et exploitation*», il est fait état alors des *travaux aux voies navigables*, qui peuvent être classés en quatre catégories :

- 1) *Investissements à charge du Ministère des Travaux Publics*, pour lesquels l'Office de la Navigation a collaboré avec les services d'exécution de ce Ministère; en ce qui concerne les problèmes de la navigation et de l'écoulement des eaux (vérification des signalisations et balisages fluviaux, manutention des eaux, etc...).
- 2) *Travaux de modernisation du Canal Albert*, dirigés par le Service de la Meuse Liégeoise et payés par l'Office de la Navigation au moyen d'un crédit spécial. Un paragraphe particulier du *Rapport* donne le détail des entreprises en question.
- 3) *Travaux à charge de l'Office de la Navigation* et gérés soit par l'Administration de l'Electricité et de l'Electromécanique (A.E.E.), soit par l'Office lui-même.
- 4) *Travaux exécutés en Régie*, comprenant notamment l'entretien courant des voies navigables ainsi que des ouvrages d'art.

Divers paragraphes traitent ensuite, plus en détail, de l'*accident grave survenu au Pont des Arches*, — dont déjà brièvement question ci-dessus, — de la *pollution des eaux*, des *avaries*, des *crues* et du *graphique des débits calculés à Ampsin-Neuville*, qui est donné en annexe 1 au *Rapport*.

Parmi les *renseignements financiers*, retenons que, pour le *Service des Voies Navigables*, les *dépenses* du compte d'exploitation se sont élevées en 1981 à 352.607.000 F, et les *recettes* à 74.322.000 F, d'où un excédent des dépenses sur les recettes de 278.285.000 F. Des détails sont encore fournis, sous forme de tableaux, au sujet de ces recettes et dépenses d'exploitation, et ce respectivement pour les années 1980 et 1981.

Quant aux *travaux de modernisation du canal Albert* (section Liège — Eben-Emael), on constate que, pour la période 1969-1981, le total des dépenses correspondantes s'élève maintenant à 4.815.632.000 F pour les engagements réalisés, et à 3.247.575.000 F pour les paiements effectués, dont, — ainsi qu'il a été dit déjà précédemment, respectivement 300.000.000 F et 645.703.000 F pour l'année 1981 même.

Viennent alors le *Bilan* et le *Compte de Pertes et Profits* au 31 décembre 1981, se clôturant par un *solde débiteur* (perte de l'exercice) de 270.424.895 F que, en sa séance du 20 avril 1982, le Conseil d'Administration a décidé de reporter à l'exercice suivant, pour

la supprimer ensuite par le compte «Subside pour perte d'exploitation».

Quant au chapitre du *Rapport* relatif au «*Personnel*», il fournit ensuite des informations détaillées sur le nombre d'unités (380) de celui-ci au 31 décembre 1981, en légère augmentation par rapport à 1980; — sur le nombre d'accidents du travail relevés; — sur l'activité du Comité de Consultation syndicale et du service médical intéressé; — sur les réunions, en 1981, du Conseil d'Administration; — sur les nombreuses prestations irrégulières effectuées par le personnel de maîtrise, les gens de métier et de service; — sur les mesures intervenues en ce qui concerne la mise au travail des chômeurs; — sur l'activité du Service Social, — et sur les distinctions honorifiques décernées en 1981.

La Partie Statistique du *Rapport* contient alors, uniquement sous forme de tableaux (dont un dépliant), des renseignements détaillés concernant:

- l'évolution du trafic en tonnes kilomètres par voie navigable pour les années 1981, 1980 et 1977;
- le tonnage transporté par voie navigable avec la participation à ce tonnage des divers groupes de marchandises, pour 1981, avec chiffres totaux correspondants pour 1980 et 1978;
- un aperçu du mouvement de la navigation à divers points d'observation (pour 1981 également);
- une analyse complète, suivant la région d'origine ou la région de destination, du tonnage des marchandises relevé sur le réseau de l'Office de la Navigation (toujours pour 1981);
- et, pour les années 1981 et 1980, un résumé des principales données statistiques.

Ces données sont complétées par quelques renseignements relatifs à l'ensemble des voies navigables du Royaume, dont le réseau de l'Office de la Navigation, — d'après l'Institut National de Statistique et pour les années 1980 et 1979.

Quant à la Partie Graphique qui termine le *Rapport*, elle comporte:

- un graphique des débits (*Meuse*), mesures levées à Apsin en 1981;
- un graphique donnant le nombre mensuel de jours de crue sur la *Meuse* et sur la *Sambre* en 1981;
- et, comme de coutume, un cartogramme dépliant en couleurs illustrant le tonnage transporté en 1981, sur les diverses voies navigables du réseau, en ce qui concerne, respectivement, les combustibles minéraux, les produits des industries métallurgiques, les matériaux de constructions et les marchandises diverses.

Bien entendu, c'est toujours la partie du réseau en aval d'Yvoz-Ramet qui entre principalement en compte ici.

R. F.

\* \* \*

#### IABSE — AIPC — IVBH PERIODICA — 1/1982.

— Une farde en carton mince, à trois rabats (dont un comportant le sommaire), contenant 6 petites brochures au format 17×24 cm et totalisant 112 pages, avec deux tableaux et une centaine de figures (ou groupes de figures), — parmi lesquelles une quarantaine de reproductions photographiques, — ainsi que 8 portraits dans le texte. — Publication trimestrielle (février 1982) de l'Association Internationale des Ponts et Charpentes (AIPC), ETH-Hönggerberg — CH-8093 — Zürich (Suisse). — Prix: 25,— FS par numéro pour les membres; 30,— FS pour les non-membres. — Souscription aux 4 numéros d'une année: 70,— FS pour les membres; 100,— FS pour les non-membres.

Voici un aperçu des 6 petites brochures indépendantes contenues cette fois dans ce numéro 1/1982 des *PERIODICA AIPC*:

- *REVUES AIPC S-19/82* (32 pages; deux tableaux; 22 figures dont 2 reproductions photographiques; deux portraits) —

**Stand der Befestigungstechnik im Stahlbetonbau**, von Rolf ELIGEHAUSEN, Dr.-Ing., Universität Stuttgart, Stuttgart, Bundesrepublik Deutschland, und Peter PUSILLWACHTSMUTH, Dipl.-Ing., Universität Stuttgart, Stuttgart, Bundesrepublik Deutschland.

- *Techniques de fixation dans les constructions en béton armé.*

Les techniques de fixation dans le bâtiment ont connu au cours des dernières années un essor fulgurant.

De nombreux systèmes de fixation sont actuellement sur le marché.

Ils diffèrent fondamentalement en ce qui concerne le mode d'action et les conditions d'application.

Il s'agit des chevilles à expansion, des chevilles coulées dans du mortier, des chevilles à scellement et des éléments d'insertion.

Ce rapport donne des indications détaillées sur le *comportement* sous différentes sollicitations, sur l'*origine* d'une rupture et sur le *dimensionnement* d'une cheville.

Brefs *résumés* allemand, anglais et français, et liste de 42 *références bibliographiques*.

- *JOURNAL AIPC J-14/82* (16 pages; 5 figures; un portrait) —

**Micro-Economic Analysis of the Process of Design, Construction and Operation of Houses**, by H. TEMPELMANS PLAT, Economist, senior lecturer Eindhoven University of Technology, Eindhoven, the Netherlands.

- *Analyse micro-économique du processus de projet, construction et exploitation des bâtiments*.

L'habitat est cher, mais personne n'en sait le prix réel. D'une part, les *coûts directs* de construction sont faciles à chiffrer. D'autre part, les *coûts indirects*, résultant d'un processus d'estimation et même de négociations, sont difficiles à fixer.

Il s'ensuit que le *prix de construction* est une mauvaise base pour déterminer les *coûts périodiques* des services de bâtiment.

Ce calcul se base en outre sur des composantes du bâtiment ayant une *durée de vie* différente.

Les processus de *construction* et d'*exploitation* sont mis en étroite relation pour faciliter la prise de décision des administrations, des sociétés immobilières, des entreprises de construction et des utilisateurs.

Brefs *résumés* anglais, français et allemand, ainsi que deux *références bibliographiques*.

- *MEMOIRES AIPC P-49/82* (12 pages; 10 figures; un portrait) —

**Durable Structures: Efforts of the German Federal Railway**, by Hans SIEBKE, Ministerialrat, Professor Dr.-Ing., Deutsche Bundesbahn, Frankfurt, Bundesrepublik Deutschland.

- *Ouvrages durables: pratique des Chemins de fer fédéraux allemands*.

La *durabilité* d'un ouvrage a, à côté des *dépenses de construction*, une influence déterminante sur les coûts.

Elle dépend essentiellement de la *conception* de tous les éléments de l'ouvrage.

Les règles d'une bonne conception ne peuvent être appréhendées mathématiquement.

L'auteur décrit la manière dont les Chemins de fer fédéraux allemands tentent à parvenir à une conception d'ouvrages durables.

Brefs *résumés* anglais, français et allemand.

- *MEMOIRES AIPC P-50/82* (16 pages, de 13 à 28; 19 figures dont 12 reproductions photographiques) —

**Stahlzellenverbundbauweise im Kernkraftwerksbau**, von J. EICHSTÄDT, Prof. Dipl.-Ing., Direktor Institut für Industriebau, Bauakademie, Berlin, DDR, und I. A. ALEKSEJEW, Dipl.-Ing., Direktor Allunionsinstitut Teploelektroprojekt, Moskau, UdSSR.

- *Constructions mixtes cellulaires pour des centrales nucléaires*.

L'article expose les bases constructives et technologiques de la construction mixte cellulaire et en mentionne les problèmes *techniques* et *scientifiques*.

Cette méthode de construction a été développée conjointement par des instituts de recherche en RDA et en URSS.

Son emploi permet une production industrielle d'activités de chantier laborieuses en compliquées, en particulier pour les *éléments de sécurité* de réacteurs nucléaires.

Brefs *résumés* allemand, anglais et français, ainsi que 4 *références bibliographiques*.

- *CONSTRUCTIONS AIPC C-20/82* (24 pages; 43 figures dont 27 reproductions photographiques) —

#### Constructions aux Etats-Unis.

Chaque année, traditionnellement, un cahier des *CONSTRUCTIONS AIPC* est réservé à la description d'un certain nombre de construc-

tions appartenant au pays où doit se tenir un colloque ou un congrès AIPC.

Or, ainsi que nous l'avons annoncé déjà par une *Communication* parue dans le fascicule 4-1981, pp. 386 à 388, des *A.T.P. de Belgique*, — un colloque AIPC doit se tenir cette année-ci, les 9 et 10 septembre 1982, à Washington, DC, sur le thème: «*Entretien, Réparation et Modification des ponts*».

D'où l'objet du présent cahier de *CONSTRUCTIONS AIPC*.

Rappelons par ailleurs que les brèves communications, — abondamment illustrées par des croquis et/ou des photographies, — paraissant dans ces cahiers, y figurent uniquement dans leur langue originale (ici l'anglais), sans accompagnement de résumés.

Voici un aperçu de la *table des matières* du présent cahier, avec l'indication des auteurs de ces courtes communications:

- 1 — Houston Ship Channel Bridge (Texas, USA) — *Gerard F. Fox*.
- 2 — Mississippi River Bridge, Luling (Louisiana, USA) — *T. Robert Kealey*.
- 3 — Columbia River Bridge (Oregon — Washington, USA) — *F. P. Blanchard*.
- 4 — Dumbarton Bridge (California, USA) — *C. Seim*.
- 5 — Denny Creek Bridge (Washington, USA) — *Man-chung Tang*.
- 6 — Newburgh-Beacon Bridges (New York, USA) — *Chester F. Comstock*.
- 7 — Georgia Pacific Corp. HQ, Atlanta (Georgia, USA) — *Paul Weidlinger*.
- 8 — Texas Commerce Tower, Houston (Texas, USA) — *P. V. Banavalkar*.
- 9 — Onterie Center, Chicago (Illinois, USA) — *Mohammad Salem*.
- 10 — Brendan Byrne Arena, East Rutherford (New Jersey, USA) — *S. B. Gallagher*.
- 11 — Eisenhower Avenue Station, Alexandria (Virginia, USA) — *R. B. Kollmar*.

— *BULLETIN AIPC B-21/82* (12 pages; 4 portraits) —

Voici la liste des sept rubriques contenues dans le présent *BULLETIN AIPC*:

1. Réunions administratives de l'AIPC, Londres, 6-8 septembre 1981
2. Report by the Editorial Committee of IABSE
3. Informatics in Structural Engineering, Bergamo 1982
4. Quality Assurance within the Building Process, Rigi 1983

5. Publications

6. Honneurs et distinctions présentés à des membres de l'AIPC

7. Calendrier des manifestations

Ce *BULLETIN* débute par une note, dans les trois langues, de M.A. Golay, Directeur exécutif de l'AIPC, dans laquelle celui-ci rappelle que le «*Comité de liaison*», qui comprend sept membres actifs dans le domaine des constructions de génie civil: AIPC — CEB — CECM — CIB — FIP — IASS et RILEM, compte actuellement vingt ans d'existence. Il a tenu sa réunion annuelle le 4 décembre 1981 à Séville, Espagne. Des indications sont en même temps données sur les *objectifs* poursuivis par ce *Comité*, ainsi que sur son *fonctionnement* et ses *activités*.

Les réunions dont il est rendu compte ensuite, sous le *point 1* ci-dessus, — également dans les trois langues officielles de l'AIPC, — sont:

- la 56<sup>e</sup> séance du *Comité Exécutif*,
- la 13<sup>e</sup> séance du *Comité Technique*, et
- la 47<sup>e</sup> séance du *Comité Permanent*.

Sous le *point 2*, uniquement en anglais, M. Jörg Schneider, Président du Comité Editorial, constate que les *PERIODICA AIPC* 1981 (408 pages publiées en 24 fascicules) sont restées quelque peu en deça du budget initialement prévu, ceci principalement parce qu'on manquait de matières pour le *JOURNAL AIPC*. Il fait dès lors un appel aux auteurs dans ce sens.

Il signale en outre que, au cours de sa réunion à Londres, le Comité Exécutif de l'AIPC a décidé la publication d'une nouvelle série de documents destinés à aider les ingénieurs de génie civil dans leur travail de tous les jours. Il s'agit des «*Structural Engineering Documents*», dont il est envisagé de publier un ou deux numéros par an.

En principe, le service de cette publication ne serait pas compris dans la cotisation comme membre de l'AIPC, mais les exemplaires seraient mis en vente, à des conditions avantageuses pour les membres, auprès du Secrétariat de l'AIPC.

Deux choix ont déjà été faits:

- 1) *Concrete Box Girder Bridges*, par le Prof. Dr.-Ing. J. Schlaich (RFA), et
- 2) *Dynamic Response of Reinforced Concrete Buildings*, par le Prof. Em. H. Umemura et l'Assoc. Prof. H. Takizawa (Japon).

Seul le N° 2 a paru jusqu'à présent, et était joint d'ailleurs (voir plus loin) aux *PERIODICA AIPC-1/1982*. Il a été décidé de le distribuer en effet gratuitement à tous les membres de l'AIPC.

Ces derniers recevront prochainement une note d'information sur les «*Structural Engineering Documents*», et la publication du N° 1 est prévue pour avril 1982.

Le point 3 a trait à un colloque restreint que l'AIPC et sa Commission VI «*Informatics in Structural Engineering*» organisent à Bergamo, Italie, du 6 au 8 octobre 1982.

Une *Communication* sera consacrée à cette manifestation dans un des fascicules des *Annales*.

Quant au point 4, il concerne une *séance d'étude* que l'AIPC compte organiser à Rigi, Suisse, du 8 au 10 juin 1983, sur le thème «*Quality Assurance within the Building Process*».

Cette manifestation fera, elle aussi, l'objet d'une *Communication* dans les *Annales des Travaux Publics de Belgique*.

Sous le point 5 sont alors annoncées, avec une brève notice bibliographique, les publications ci-après :

- *Der Bauingenieur und seine Aufgaben*, par Fritz Leonhardt,
- *Cable Structures*, par H. Max Irvine,
- *Selected Papers*, par Bruce G. Johnston, et
- *Dynamics of Structures, A Primer*, par Anil K. Chopra.

Par la rubrique faisant l'objet du point 6, enfin, l'AIPC désire féliciter ses membres ayant fait récemment l'objet d'une distinction importante et donner, par là même, un caractère plus personnel à son *BULLETIN AIPC*. A l'appui d'un portrait et d'une courte notice biographique, il est rendu hommage ainsi à :

Y. Maeda, professor of civil engineering at Osaka University,

Dipl.-Ing. Alfred Pauser, Zivilingenieur, Wien,

Dr. Douglas T. Wright, former Deputy Minister for the Ontario Government's Ministry of Culture and Recreation, President of the University of Waterloo, et

Ludwig Komoli, Doktor der Technischen Wissenschaften, Institute of Technology in Graz, Austria.

\*

En même temps que les *PERIODICA AIPC* — 1/1982, nous fut transmis par ailleurs un exemplaire des publications ci-après :

**Dynamic Response of Reinforced Concrete Buildings**, by Prof. Em. Hajime UMEMURA and Assoc. Prof. Haruo TAKIZAWA, Japan. — Une brochure, sous couverture simili-toile en carton mince, à

deux rabats, de IV + 64 pages, format 16,5 × 24 cm, avec portraits et brèves notices biographiques des auteurs sur un des rabats, 12 figures ou groupes de figures dans le texte, ainsi qu'une longue liste de 301 références bibliographiques. — Publiée sous le numéro 2 (1982), dans la nouvelle série «*Structural Engineering Documents*», par l'Association Internationale des Ponts et Charpentes (AIPC), ETH — Hönggerberg, CH-8093 Zürich, Suisse — Tel.: 01/377 26 47 — Telex: 822 186 IABS CH — Telegr.: IABSE, CH-8093 Zürich.

Il s'agit donc ici du premier ouvrage sorti de presse, sous le N° 2, dans la nouvelle série «*Structural Engineering Documents*», dont la publication fut annoncée dans le *BULLETIN AIPC B-21/82* faisant partie des *PERIODICA AIPC* — 1/1982 (voir plus haut).

Rappelons que la parution du N° 1: «*Concrete Box Girder Bridges*», par le Prof. Dr.-Ing. J. Schlaich (RFA), est prévue pour avril 1982.

Au cours des deux dernières décennies, des progrès remarquables ont été réalisés en vue d'une meilleure connaissance des performances des bâtiments en béton armé, lorsque ceux-ci sont soumis à des mouvements sismiques destructifs.

Dans le présent volume, les auteurs examinent la littérature existante traitant des méthodes analytiques pour la modélisation du comportement dynamique de pareilles structures, dans le but de procurer un rapport succinct sur l'état actuel de la question.

L'accent est mis principalement sur les formulations d'une nature fondamentalement empirique. Leur nécessité résulte avant tout des complexités inhérentes au comportement inélastique et hystérétique du béton armé. Les aspects importants sont tout d'abord examinés en vue des modélisations microscopiques ou «*élément par élément*», à la suite de quoi l'attention se porte sur la modélisation macroscopique ou simple du comportement d'ensemble.

Leurs avantages et leurs limitations respectifs, ainsi que des directives en vue d'améliorations futures, sont mis en lumière à l'aide de quelques illustrations très simples.

Les auteurs insistent en particulier sur l'état peu satisfaisant des connaissances en ce qui concerne une description fiable du processus du dérobement hors-plan de la structure.

L'ouvrage se caractérise surtout par une très abondante *bibliographie*, établie jusqu'au milieu de 1980 et comptant plus de 300 références diverses. Il est appelé ainsi à procurer aux ingénieurs de génie civil une information complètement up-to-date en ce qui concerne les méthodes pour l'analyse de la réponse aux mouvements brusques des ossatures en béton armé.

Voici un aperçu du *sommaire* de l'ouvrage :

1. Introduction
  2. Principles of member-by-member analysis
  3. Stiffness, strength and deformability of elements
  4. Load-deformation relation of elements
  5. Mechanics of fully nonlinear beams and columns
  6. Additional aspects in member-by-member modelings
  7. Examples of member-by-member analysis of planar frames
  8. Simple modelings of overall behavior
  9. Models of biaxial bending and torsion
  10. Concluding remarks
- Bibliography

**IABSE Symposium 1982: Maintenance, Repair and Rehabilitation of Bridges** — September 9 and 10, 1982, Washington, D.C., USA — **Summaries of the papers.** — Une petite brochure, sous couverture illustrée en carton mince, de 16 pages, format 15 × 21 cm, avec 13 portraits accompagnés de brèves notices biographiques. — Editée (janvier 1982) par l'Association Internationale des Ponts et Charpentes, ETH — Höggerberg — CH-8093, Zürich (Suisse).

Rappelons tout d'abord que ce *Colloque 1982 de l'AIPC* a déjà fait l'objet d'une *Communication* (en français, alors que les séances mêmes se dérouleront en *langue anglaise*) dans le fascicule 4-1981, pp. 386 à 388, des *Annales des Travaux Publics de Belgique*. Le lecteur voudra bien s'y référer pour plus ample information.

Ainsi qu'il avait été annoncé à cette occasion, la présente brochure contient maintenant, avec quelques informations biographiques sur leurs auteurs, les *sommaires des exposés* qui seront présentés par diverses personnalités spécialement invitées à cet effet, pour servir notamment de base aux discussions lors des *quatre séances* prévues.

Voici un aperçu du *contenu* de la brochure :

- Inspection and examination of structures in the German railway system, by Prof. Dr. Hans SIEBKE, Fed. Rep. of Germany.

Session 1:

- Highway bridge inspection — Principles and practice in Europe, by W.I.J. PRICE, U.K.
- Bridge inventory and inspection programs in New York State, by Robert N. KAMP, USA.
- Inspection and maintenance of elevated expressway bridges in Tokyo against earthquake, by Tsutomu KOMURA, Japan.

Session 2:

- Load spectra for bridge evaluation, by Fred MOSES, USA.
- Rating and evaluation of remaining life, by Guy GRATTESAT, France.

- Rating bridges for special permit loadings with considerations of future life, by John M. KULICKI, USA.
- Remaining fatigue life, by Manfred A. HIRT, Switzerland.

Session 3:

- Experiences with orthotropic steel deck and cable-stayed bridges, by D.E. LEBEK, Fed. Rep. of Germany.
- Rehabilitation and repair of bridges, by Robert A.P. SWEE-NEY, Canada.
- Seismic retrofitting of highway bridges, by Ronald L. MAYES, USA, and Richard W. NUTT, USA.

Session 4a:

- Design, performance and maintenance of bearings and joints, by Waldemar KOSTER, Fed. Rep. of Germany.
- Bearings and expansion joints for bridges, by David J. LEE, U.K.

Session 4b:

- Economic aspects in planning of bridge rehabilitation and repair, by H.H. GOTFREDSEN, Denmark.
- The bridge inspection program — A vital bridge program planning, by John J. AHLISKOG, USA.

Rappelons encore que toutes *informations complémentaires* peuvent être obtenues auprès de

Secrétariat de l'AIPC  
ETH — Höggerberg  
CH-8093 Zurich, Suisse

Tél. 01/377 26 47  
Telex 822 186 IABS CH

F.H. Sterbenz,  
Secretary — Treasurer  
IABSE, U.S. Group  
1345 Avenue of the Americas  
New York, NY 10105, USA

Tél. 212-757-4060

**International IABSE Colloquium on "Ship Collision with Bridges and Offshore Structures"** — Copenhagen, Denmark, May 30-June 2, 1983 — *Preliminary Invitation and Call for Papers.*

Ce *Colloque* fera l'objet d'une *Communication* dans les *Annales des Travaux Publics de Belgique*.

R. F.

\* \* \*

**ANNALES de l'Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics** — N° 403 — Mars-Avril 1982. — Une farde en carton mince, à un rabat comportant le *sommaire*, — contenant 8 brochures



indépendantes au format 21 × 29,5 cm : au total 184 pages, avec une vingtaine de tableaux et environ 70 figures, ou groupes de figures, et organigrammes dans le texte. — *ANNALES de l'Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics* — Rédaction, Ventes, Abonnements: 6, rue Paul-Valéry, 75116 Paris. — *Abonnements* (de janvier à décembre, 10 numéros): abonnement annuel, France et Départements d'Outre-Mer 430 FF TTC; Etranger 475 FF — Par abonnement supplémentaire, France et Départements d'Outre-Mer 295 FF TTC; Etranger 345 FF. — Prix du numéro: 65 FF TTC.

A remarquer tout d'abord que, contrairement à ce qui fut annoncé encore par erreur dans les notices bibliographiques consacrées aux numéros 401 — Janvier 1982, et 402 — Février 1982, les *ANNALES de l'ITBTP* ne comportent plus, à partir de cette année, que 10 numéros par an au lieu de 11 précédemment. C'est pourquoi, d'ailleurs, le présent N° 403 couvre simultanément les mois de mars et d'avril, et ce pour la première fois.

Le dit N° 403 des *ANNALES de l'ITBTP* contient maintenant les 8 brochures indépendantes dont voici un aperçu succinct:

- **Les structures précontraintes par des câbles tendus et des barres comprimées**, par Slawomir DREWNOWSKI et Wojciech MARKS, Ingénieurs de l'Ecole Polytechnique de Varsovie (Pologne).

*Série: Béton* (N° 206): 8 pages; 5 figures.

Après un rappel du principe de la précontrainte avec utilisation simultanée de câbles tendus et de barres comprimées, les auteurs présentent un dispositif mis au point à l'Ecole Polytechnique de Varsovie pour la mise en compression des barres.

Ils résument ensuite les constatations faites au cours d'essais de longue durée, en laboratoire et in situ, et en tirent des conclusions sur l'intérêt de ce type de précontrainte.

Brefs résumés français, anglais, allemand et espagnol, et liste de 7 références bibliographiques.

- **Stockage d'eau chaude dans une nappe souterraine: système à puits unique et à doublet de forages**, par Jean-Yves AUSSEUR, André MENJOZ et Jean-Pierre SAUTY, Service Géologique National, BRGM.

Dans la *Série: Equipement technique* (N° 102), il s'agit cette fois, — sur 12 pages avec deux figures, — du texte des deux exposés présentés par l'un des auteurs, M. SAUTY, à la séance du 27 janvier 1981 du *Centre d'Etudes Supérieures*, sous la présidence de M. JEAN BOUTON, EDF, Direction de la Distribu-

tion, et sous les auspices de l'*Union Nationale des Chambres Syndicales d'Entreprise en Génie Climatique* et de l'*ITBTP* lui-même.

On présente les recherches réalisées par le BRGM pour l'étude du stockage d'eau chaude dans une nappe souterraine.

Grâce à des expériences réalisées à échelle réduite (de l'ordre du décimètre), qui ont permis d'étudier in situ les phénomènes physiques mis en jeu lors du stockage par puits unique ou par doublet, on a d'abord construit des *modèles mathématiques*.

A l'aide de ces modèles, des études systématiques ont été ensuite menées pour simuler le *comportement thermique* d'un stockage: prévision de l'efficacité thermique et de la température de l'eau-produite. Des abaques universels ont pu être établis.

On a montré également les avantages, inconvénients et limites d'utilisation des différents systèmes: puits unique, doublet à puits chaud et puits froid, doublet «à balayage».

On présente enfin deux *applications* en cours de réalisation actuellement à Blois et à Montreuil.

*Résumés français, anglais, allemand et espagnol*, quatre *références bibliographiques*, et compte rendu de la *discussion* en séance à l'issue des exposés.

- **Journée d'étude ITBTP du 19 mars 1981 — INTRUSION PAR EFFRACTION — Bilan et Protection.**

Dans la *Série: Equipement technique* (N° 103), il s'agit ici, — sur 44 pages avec un tableau, — du compte rendu complet de ladite *Journée d'étude*, publié sous les auspices de l'*Union Nationale des Syndicats de Métalliers de France* et de l'*ITBTP* lui-même.

La *séance du matin*, consacrée à l'*ANALYSE DU SUJET*, était placée sous la présidence de M. Charles-Edouard d'AURIAC, Délégué général de l'Assemblée Plénière des Sociétés d'Assurances Incendie et Risques Divers.

Après l'*allocution du Président*, viennent alors les exposés ci-après:

- \* *L'intrusion et le vol par effraction*, par Jean BELLEMIN-NOEL, Contrôleur Général Honoraire de la Police Nationale;
- \* *Point de vue des assurances*, par Jean LENICOLAIS, Union des Assurances de Paris;
- \* *Point de vue des utilisateurs*, par Michel de MAURIN, Institut National de la Consommation;
- \* *Point de vue des fabricants — Perspectives dans la qualification de leurs produits vis-à-vis de la sécu-*

rité, par Raymond HUPPERT, Président du Syndicat National des Fabricants de Quincaillerie;

- \* *Point de vue des métalliers-serruriers*, par Jean-Roger VOISIN, Président de l'Union Nationale des Syndicats de Métalliers de France.

Ces exposés sont suivis d'une très longue *discussion*, dont le compte rendu détaillé est donné dans la brochure.

Quant à la *séance de l'après-midi*, sous le thème *PREVENTION ET PROTECTION*, elle s'est déroulée sous la présidence de M. Jean-Roger VOISIN, Président de l'Union Nationale des Syndicats de Métalliers de France, Premier Vice-Président de la Fédération Parisienne du Bâtiment.

Après une très courte *allocution du président*, elle donna lieu à la présentation des exposés ci-après:

- \* *Les principes de prévention et de protection*, par Hervé BINEAU, Centre National de Prévention et de Protection;
- \* *Qualification des portes et des systèmes de fermetures — Projet de norme pour la qualification des blocs-portes neufs*, par Pierre DAUPHIN, CEBTP, et Gérard HERTZOG, CNPP;
- \* *Renforcement des portes existantes: conception d'un cahier des charges*, par Maurice NOUZILLET et Roger FRANÇOIS, Union Nationale des Syndicats de Métalliers de France.

N'est cependant donné ici que l'exposé de M. NOUZILLET, celui de M. FRANÇOIS faisant l'objet d'une diffusion dans le fascicule suivant du présent numéro des *ANNALES de l'ITBTP*. On voudra donc bien s'y référer.

Cette deuxième série d'exposés a donné lieu, à son tour, à une très longue *discussion* en séance, dont le compte rendu est également fourni, avant la *conclusion du Président*.

— *Sécuritas Publica — METALLERIE — Recommandations professionnelles pour le renforcement des portes contre l'effraction.*

Publié dans la *Série: Equipement technique* (N° 104), — sur 24 pages avec 5 tableaux et une trentaine de figures, — sous les auspices du *Conseil des Professions du FNB*, de l'*Union Nationale des Syndicats de Métalliers de France*, et de l'*ITBTP* lui-même.

Il s'agit d'un document préparé à la demande de l'UNSMF et avec le concours du CNPP, par un Groupe de Travail composé comme suit:

MM. BINEAU : CNPP  
BONPUNT : Club sécurité, CSMSRP  
CARRIE : CEBTP — Direction Technique

CHAGNEAU : CEBTP — Service Equipement  
DAUPHIN : CEBTP — Service Equipement  
FRANÇOIS : UNSMF  
HERTZOG : CNPP  
NOUZILLET : UNSMF  
RICHOU : UTI — CATED  
ZANGHELLINI : UTI DR.

L'animation de ce Groupe de Travail a été assurée par M. Carrié. La rédaction des textes a été réalisée par MM. Richou et Zanghellini. Les essais conventionnels et réels ont été réalisés dans les laboratoires du CEBTP et du CNPP. Le SNFQ a participé à la mise au point de ce document.

Ce dernier a d'autre part reçu l'approbation du Conseil des Professions de la Fédération Nationale du Bâtiment en date du 23 septembre 1981.

On y relève les paragraphes suivants:

- Objet des recommandations
  - Domaine d'application
  - Descriptif des portes et de leur environnement
  - Typologie des portes
  - Typologie des huisseries et bâtis
  - Typologie des assemblages huisserie-mur support
  - Ferrages
  - Niveau de sécurité
  - Examen des conditions générales de sécurité
- Annexes*

Rappelons qu'un exposé avait été fait à propos de ce document in fine de la *Journée d'étude ITBTP du 19 mars 1981* (voir brochure précédente).

- **Fonctions spline aux nœuds multiples en analyse numérique des plaques — Flexion — Flambement et Vibration**, par Fumio FUJII, Docteur-Ingénieur, Professeur Assistant, Département de Génie Civil, Université de Gifu (Japon).

*Série: Théories et méthodes de calcul* (N° 251): 16 pages; 5 tableaux; 7 figures.

La présente étude propose une méthode de calcul pratique en analyse numérique des plaques. Cette méthode se fonde sur le principe de l'énergie et utilise les *fonctions spline* aux nœuds multiples comme fonctions d'interpolation des flèches des plaques, ce qui permet de disposer des approches *discrètes* et des approches *non-discrètes*.

Le procédé de résolution se caractérise par la façon de traiter les conditions géométriques aux limites.

Un certain nombre d'exemples sont présentés pour vérifier l'applicabilité de la méthode. On observe dans les exemples donnés que la convergence des résultats obtenus est très rapide.

La méthode développée peut donc être considérée comme concurrente de la méthode des *éléments finis*.

Brefs résumés français, anglais, allemand et espagnol, et liste de 21 références bibliographiques.

- **L'approche de Monte-Carlo dans les problèmes de sécurité** — Application à l'estimation probabiliste du risque de ruine des poutres hyperstatiques en béton armé soumises à des actions aléatoires statiques, par Michel FOGLI, Docteur-Ingénieur, Assistant au CUST, Université de Clermont-II, Maurice LEMAIRE, Docteur ès-Sciences, Professeur au CUST, Université de Clermont-II, et Michel SAINT-ANDRE, Maître-Assistant en Mathématiques au CUST, Université de Clermont-II.

Dans la *Série: Théories et méthodes de calcul* (N° 252), il s'agit ici, — sur 52 pages avec 9 tableaux, 22 figures et 4 organigrammes, — du texte des exposés présentés par deux des auteurs ci-dessus, — MM. LEMAIRE et FOGLI, — à la séance du 17 février 1981 du *Centre d'Etudes Supérieures*, sous la présidence de M.R. LACROIX, Professeur de Béton Armé et de Béton Précontraint à l'ENPC, Président de la FIP, Vice-Président Directeur Général de SEA TANK CO, et sous les auspices conjoints de l'ITBTP, du *Syndicat National du Béton Armé et des Techniques Industrialisées*, de l'Association Française des Ponts et Charpentes et de l'Association Française du Béton.

L'évaluation de la probabilité qu'une structure donnée atteigne un état-limite de ruine nécessite l'élaboration d'un modèle de calcul capable de traduire correctement le comportement mécanique de la structure et de tenir compte du caractère aléatoire des données de base du problème.

L'étude présentée ici traite de la conception et de la construction d'un tel modèle dans le cas particulier où la structure est une poutre continue en béton armé soumise à l'action de charges aléatoires statiques.

Dans un premier temps, on rappelle le principe de la méthode de Macchi et on montre comment, à partir d'une telle méthode, peut être développé un mo-

dèle de calcul déterministe permettant d'exprimer l'état-limite de ruine envisagé pour la poutre.

Le problème est ensuite posé en termes probabilistes et un modèle numérique fondé sur les techniques de Monte-Carlo est proposé pour sa résolution.

Les exemples numériques présentés témoignent de l'intérêt de ce modèle et de ses possibilités dans le domaine de la sécurité des constructions.

Résumés français, anglais, allemand et espagnol, liste de 26 références bibliographiques, et compte rendu de la discussion en séance, à l'issue des exposés.

- *BULLETIN SIGNALÉTIQUE* (n° 403): une brochure de 20 pages.

Analyses en texte suivi, selon les rubriques ci-après:

1. Sciences de base
2. Informatique appliquée
3. Etudes prospectives
4. Urbanisme — Architecture — Esthétique
5. Environnement
6. Géotechnique
7. Matériaux de construction
8. Mécanique physique des matériaux et des constructions
9. Chantiers
10. Techniques de construction — Ouvrages d'art
11. Confort thermique et acoustique — Eclairage
12. Equipements techniques
13. Qualité — Sécurité
14. Energie
15. Entreprises
16. Coût de la construction
17. Normes et règlements

- *Chronique de la réglementation technique* (N° 141), avec les documents parus du 16 janvier au 15 février 1982: documents normatifs, ceux régissant les marchés publics, ceux relevant de la réglementation publique et les avis techniques (une brochure de 8 pages).

R. F.

\* \* \*

ANNALES  
DES  
TRAVAUX  
PUBLICS  
DE BELGIQUE



TIJDSCHRIFT  
DER  
OPENBARE  
WERKEN  
VAN BELGIË

Joly

MINISTERE DES TRAVAUX PUBLICS

ANNALES  
DES  
TRAVAUX  
PUBLICS  
DE BELGIQUE

TIJDSCHRIFT  
DER  
OPENBARE  
WERKEN  
VAN BELGIË

MINISTERIE VAN OPENBARE WERKEN

## TABLE DES MATIERES - INHOUDSTAFEL

La prise en compte du facteur environnement dans les projets du Ministère des Travaux Publics, par A. FROMENT, Ecologue, membre de la Commission d'Ecologie auprès du Ministère des Travaux Publics, et P. GUILLAUME, Ingénieur civil électronicien, Ingénieur de l'Environnement . . . . .	309
<i>Het in rekening brengen van de factor „leefmilieu” in de ontwerpen van het Ministerie van Openbare Werken. (Samenvatting) . . . . .</i>	316
Réservoir à paroi tronconique d'épaisseur constante. Réaction de la coupole de couverture, par P. LAYRANGUES . . . . .	317
<i>Reservoir in de vorm van een afgeknotte kegel met constante wanddikte. Reactie van de afdekkingskoepel. (Samenvatting) . . . . .</i>	326
Draagvermogen van stalen liggerpalen, door Dr. ir. E. DE BEER, Prof. em. Rijksuniversiteit te Gent, ir. E. SCHOLTES, Adjunkt ingenieur bij het Departement Technische Bijstand van Trade-Arbed en Dr. ir. R. CARPENTIER, wd. Hoofdingenieur-Directeur bij het Rijksinstituut voor Grondmechanica (2e deel) . . . . .	327
<i>Etude de la capacité portante de pieux-poutrelles. (Résumé) (voir fascicule 3/1982 à la page 241) . . . . .</i>	
Chroniques — Kronieken . . . . .	382
Mededelingen — Communications . . . . .	386
Bibliographie . . . . .	393

FASCICULE N° 4 - AOUT 1982 \* AFLEVERING Nr 4 - AUGUSTUS 1982

## COMMISSION DIRECTRICE • BESTUURSCOMMISSIE

### Président. • Voorzitter.

M. DE PAEPE, R. .... Secrétaire Général du Ministère des Travaux Publics.  
Secretaris-Generaal van het Ministerie van Openbare Werken.

### Vice-Président. • Onder-Voorzitter.

M. LEFEVRE, P. .... Directeur Général de la Régie et de l'Administration des Bâtiments et des Ponts et Chaussées.  
Directeur-Generaal van de Regie en van het Bestuur der Gebouwen en van Bruggen en Wegen.

### Membres. • Leden.

MM. BURTON, P. .... Directeur Général de L'Administration du Logement.  
Directeur-Generaal van het Bestuur voor de Huisvesting.

CAIGNIE, R. .... Directeur Général de l'Administration des Routes.  
Directeur-Generaal van het Bestuur der Wegen.

CAMPUS, F. .... Professeur à l'Université de Liège.  
Professor aan de Universiteit te Luik.

CASSIMAN, L. .... Inspecteur Général des Ponts et Chaussées.  
Inspecteur-Generaal van Bruggen en Wegen.

CLAEYS, G. .... Inspecteur Général des Ponts et Chaussées.  
Inspecteur-Generaal van Bruggen en Wegen.

DE BEER, E. .... Professeur à l'Université de Gand.  
Professor aan de Universiteit te Gent.

DE JONGHE, A. .... Inspecteur Général des Ponts et Chaussées à l'Administration des Voies hydrauliques.  
Inspecteur-Generaal van Bruggen en Wegen bij het Bestuur der Waterwegen.

(\*) DELANNOY, H. .... Inspecteur Général des Ponts et Chaussées à l'Administration des Routes.  
Inspecteur-Generaal van Bruggen en Wegen bij het Bestuur der Wegen.

(\*) DELMULLE, F. .... Directeur Général; adj. bilingue à l'Administration des Bâtiments.  
Directeur-Generaal; tweetalig adj. bij het Bestuur der Gebouwen.

DEMOEN, J. .... Directeur Général de l'Administration des Voies hydrauliques.  
Directeur-Generaal van het Bestuur der Waterwegen.

(\*) DE RIES, J. .... Directeur Général de l'Administration de l'Electricité et de l'Electromécanique.  
Directeur-Generaal van het Bestuur voor Electriciteit en Electromechanica.

(\*) DOYEN, A. .... Inspecteur Général des Ponts et Chaussées à l'Administration des Routes.  
Inspecteur-Generaal van Bruggen en Wegen bij het Bestuur der Wegen.

DUBOIS, V. .... Inspecteur Général des Ponts et Chaussées.  
Inspecteur-Generaal van Bruggen en Wegen.

FAES, B. .... Inspecteur Général des Ponts et Chaussées; adjoint bilingue.  
Inspecteur-Generaal van Bruggen en Wegen; tweetalig adjunkt.

GEETS, R. .... Inspecteur Général à l'Administration de l'Electricité et de l'Electromécanique.  
Inspecteur-Generaal bij het Bestuur voor Electriciteit en Electromechanica.

HACOURT, E. .... Inspecteur Général des Ponts et Chaussées à l'Administration des Travaux Subsidiés et de la Reconstruction.  
Inspecteur-Generaal van Bruggen en Wegen bij het Bestuur Gesubsidieerde Werken en Wederopbouw.

HENRARD, C. .... Directeur Général de la Soc. Nat. des Chemins de Fer Vicinaux.  
Directeur-Generaal van de Nat. Maatsch. van Buurtspoorwegen.

LAGROU, P. .... Directeur Général de l'Office Central des Fournitures.  
Directeur-Generaal bij het Centraal Bureau voor Benodigheden.

(\*) Membre du Comité de rédaction. — (\*) Lid van het Redaktiecomitee.

LERROY, J. ....	Inspecteur Général des Ponts et Chaussées. Inspecteur-Generaal van Bruggen en Wegen.
LERROY, Y. ....	Inspecteur Général des Ponts et Chaussées. Inspecteur-Generaal van Bruggen en Wegen.
LIEGEOIS, M. ....	Inspecteur Général des Ponts et Chaussées à l'Administration des Routes. Inspecteur-Generaal van Bruggen en Wegen bij het Bestuur der Wegen.
LOHEST, P. ....	Inspecteur Général à l'Administration de l'Electricité et de l'Electromécanique. Inspecteur-Generaal bij het Bestuur voor Electriciteit en Electromechanica.
MAHIEU, L. ....	Inspecteur Général des Ponts et Chaussées au Bureau des Ponts. Inspecteur-Generaal van Bruggen en Wegen bij het Bruggenbureau.
MANNAERT, E. ....	Inspecteur Général des Ponts et Chaussées à l'Administration des Routes. Inspecteur-Generaal van Bruggen en Wegen bij het Bestuur der Wegen.
(*) NACHTERGAELE, R. ...	Directeur Général du Bureau des Ponts. Directeur-Generaal van het Bruggenbureau.
QUENON, J. ....	Inspecteur Général des Ponts et Chaussées à l'Administration des Routes. Inspecteur-Generaal van Bruggen en Wegen bij het Bestuur der Wegen.
(*) SARTEEL, F. ....	Inspecteur Général à l'administration de l'Electricité et de l'Electromécanique. Inspecteur-Generaal bij het Bestuur voor Electriciteit en Electromechanica.
(*) SEYVERT, J. ....	Inspecteur Général des Ponts et Chaussées à l'Administration des Voies hydrauliques. Inspecteur-Generaal van Bruggen en Wegen bij het Bestuur der Waterwegen.
SIMOEN, R. ....	Inspecteur Général des Ponts et Chaussées à l'administration des Voies hydrauliques. Inspecteur-Generaal van Bruggen en Wegen bij het Bestuur der Waterwegen.
(*) STERLING, A. ....	Inspecteur Général des Ponts et Chaussées à l'Administration des Voies hydrauliques. Inspecteur-Generaal van Bruggen en Wegen bij het Bestuur der Waterwegen.
STROOBANTS, E. ....	Inspecteur Général des Ponts et Chaussées. Inspecteur-Generaal van Bruggen en Wegen.
(*) THEUNS, J. ....	Inspecteur Général des Ponts et Chaussées à l'Administration des Voies hydrauliques. Inspecteur-Generaal van Bruggen en Wegen bij het Bestuur der Waterwegen.
TIMMERMAN, R. ....	Inspecteur Général; adj. bilingue à l'Administration des Travaux subsidés et de la Reconstruction. Inspecteur-Generaal; tweetalig Adj. bij het Bestuur Gesubsidieerde Werken en Wederopbouw.
VAN BELLINGEN, R. ...	Inspecteur Général des Ponts et Chaussées à l'Administration des Voies hydrauliques. Inspecteur-Generaal van Bruggen en Wegen bij het Bestuur der Waterwegen.
VANHEEL, A. ....	Inspecteur Général des Ponts et Chaussées à l'Administration des Voies hydrauliques. Inspecteur-Generaal van Bruggen en Wegen bij het Bestuur der Waterwegen.
VAN WAMBEKE, A. ....	Professeur à l'Ecole royale militaire. Professor aan de Koninklijke Militaire School.
VERKEYN, A. ....	Inspecteur Général des Ponts et Chaussées; adjoint bilingue. Inspecteur-Generaal van Bruggen en Wegen; tweetalig adjunct.
<b>Secrétaire. • Secretaris.</b>	
M. de FAYS, R. ....	Ingénieur en chef-Directeur des Ponts et Chaussées. Hoofdingenieur-Directeur van Bruggen en Wegen.

**Secrétaire-Adjoint. • Adjunkt-Secretaris.**

M. DE BUCK, J. .... Ingénieur en Chef-Directeur – Fonds des Routes.  
Hoofdingenieur-Directeur – Wegenfonds.

**SECRETARIAT • SECRETARIAAT**

O. DE TAEYE  
Rue Guimard, 9                      Guimardstraat, 9  
1040 Bruxelles                      1040 Brussel

**ABONNEMENTS / ABONNEMENTEN**

Belgique . . . . .	FB 1378	België . . . . .	BF 1378
	(TVA comprise)		(BTW inbegrepen)
Etranger . . . . .	FB 1450	Buitenland . . . . .	BF 1450
	(port compris)		(port inbegrepen)

**Prix du numéro :**

Belgique . . . . .	FB 233
(TVA comprise)	
Etranger . . . . .	FB 250
(port en sus)	

**Prijs per nummer :**

België . . . . .	BF 233
(BTW inbegrepen)	
Buitenland . . . . .	BF 250
(plus verzendingskosten)	

**Tables décennales des matières :**

1891-1905, 1906-1919, 1920-1929, 1930-1939,  
1940-1949, 1950-1959, 1960-1969, 1970-1979.

**Tienjaarlijkse inhoudstafels :**

1891-1905, 1906-1919, 1920-1929, 1930-1939,  
1940-1949, 1950-1959 1960-1969, 1970-1979.

**TARIF de la PUBLICITÉ / TARIEF van de PUBLICITEIT**

**Binnenwerk/Intérieur**

	1/1 p.	1/2 p.	1/4 p.
1 n°	FB 9 000	*25 000	6 000
3 n°s	24 000	*60 000	16 000
6 n°s	36 000	*100 000	27 000
			18 000

\* quadrichromie

Demandes à adresser à : / Aanvragen te richten aan :

**CEUTERICK**  
Brusselse straat 153  
B 3000 Leuven

TEL. (016) 22 81 81  
TELEX 25618

Versements au compte n°                      Stortingen op rekening nr

**736 - 403 20 32 - 97**



# LA PRISE EN COMPTE DU FACTEUR ENVIRONNEMENT DANS LES PROJETS DU MINISTÈRE DES TRAVAUX PUBLICS

par

**Alfred FROMENT**

Ecologue, membre de la Commission d'Ecologie  
auprès du Ministère des Travaux Publics

**Patrick GUILLAUME**

Ingénieur civil électronicien,  
Ingénieur de l'environnement

## 1. INTRODUCTION

Jusque dans un passé récent, les moyens dont disposait l'homme étaient insuffisants pour compromettre gravement l'environnement. Son accommodation au milieu était le résultat fonctionnel de deux dynamismes de forces inégales: d'un côté, la recherche de la satisfaction de ses besoins vitaux et, de l'autre, les contraintes du milieu naturel.

La révolution scientifique et industrielle a remplacé cet ordre traditionnel par une civilisation technocratique qui a marqué l'environnement par de nombreuses ruptures d'équilibres sous forme de pollutions et nuisances, d'épuisement des ressources naturelles non renouvelables, etc. Ceci conduit à la constatation suivante: la possibilité de modifier de plus en plus son environnement a rendu l'homme responsable de celui-ci.

Aujourd'hui s'effectue une prise de conscience grandissante, auprès du citoyen et des autorités, de la nécessité de préserver et d'améliorer notre cadre de vie, ce qui se traduit notamment au niveau des lois par une série de dispositions relatives à l'aménagement du territoire, la protection de la nature, les pollutions de l'air, de l'eau, les nuisances par le bruit, etc.

Mais le citoyen se sentant de plus en plus concerné, désire être informé des projets dans lesquels son environnement est impliqué et pouvoir exprimer son opinion. Cet état d'esprit est d'ailleurs le point de départ de la création de nombreux comités de défense et

d'associations pour la protection de l'environnement.

Il faut pourtant constater qu'actuellement le public est en général informé fort tardivement des projets et insuffisamment armé pour mener une action responsable, dépourvue de caractère passionnel. Il s'en suit que le citoyen se trouve plus souvent opposé aux administrations concernées, que côte à côte dans la recherche d'une solution optimale au problème posé.

Le Ministère des Travaux Publics, responsable de nombreux grands travaux, ne peut évidemment négliger les paramètres de l'environnement dans ses projets.

Nous tâcherons ici d'expliquer pourquoi, puis comment, il faut intégrer les facteurs écologiques dans les dossiers. Nous serons amenés à introduire la notion «d'Etude d'impact» et à montrer comment celle-ci devrait idéalement se dérouler.

## 2. LA PRISE EN COMPTE DE L'ENVIRONNEMENT

L'étude d'un projet ne peut reposer uniquement sur des critères socio-économiques et techniques mais doit aussi s'appuyer sur des critères écologiques. Ainsi, dans le cas d'un tracé d'autoroute, si la facilité d'accès, la proximité de grandes villes ainsi que la recherche du moindre coût sont des paramètres qui influencent fortement les décisions, il faut aussi tenir compte de la nature et de la qualité des zones traversées.

sées, c'est-à-dire de l'environnement : le projet met-il en cause des terres agricoles riches, des forêts remarquables ou des zones naturelles particulières ? Des cours d'eau de qualité sont-ils menacés par le déversement des eaux usées en provenance de la voie projetée ? Quelles sont les habitations susceptibles d'être gênées par le bruit ? Comment l'infrastructure sera-t-elle perçue et intégrée dans le paysage ?

Si le citoyen éclairé comprend aisément que l'on doit mettre la valeur des terres agricoles par exemple en balance avec la rentabilité économique de l'autoroute, il peut sans doute paraître plus hasardeux, voire absurde, d'opposer à un projet des critiques d'ordre environnemental. Il faut pourtant une fois pour toutes s'imprégner de l'idée que le milieu naturel est un capital, une valeur à long terme, que nous devons gérer au même titre que n'importe quel autre bien.

Aussi, toute valorisation du réseau routier, par exemple, est l'objet d'un calcul coût-bénéfice qui ne doit pas se limiter uniquement aux facteurs économiques traditionnels mais doit aussi intégrer les éventuelles altérations ou dégradations apportées à l'environnement. La nécessité de la prise en compte des paramètres écologiques apparaît donc comme évidente, bien que ceux-ci soient difficilement chiffrables puisque faisant partie des biens immatériels.

Mais à quel stade d'un projet faut-il placer les préoccupations écologiques ? Dans une optique dynamique, il est nécessaire que l'intégration des critères environnementaux ait lieu le plus tôt possible au cours de l'étude du projet. Chacun comprendra aisément que le souci de minimiser les coûts hante les ingénieurs responsables tout au long de leur travail de conception : tracé le plus court pour une infrastructure routière, solutions techniques les plus simples, emprise au sol minimale. Il serait évidemment aberrant de concevoir une étude dans laquelle le responsable pourrait donner libre cours à son imagination sans ces contraintes techniques et budgétaires, intégrant celles-ci seulement en fin de travail.

De même, la prise en compte des facteurs écologiques sera beaucoup plus positive si elle s'opère dès le début de l'étude du projet et non en fin de course quand toutes les décisions importantes ont été prises et que seuls des aménagements locaux peuvent encore être envisagés.

L'analyse détaillée des répercussions d'un projet sur l'environnement ne peut s'effectuer de manière approchée mais de façon systématique et rigoureuse c'est-à-dire scientifique. Ceci est le domaine de l'*Etude d'Impact sur l'Environnement* (E.I.E.).

### 3. L'ETUDE D'IMPACT SUR L'ENVIRONNEMENT

#### 3.1. Caractéristiques générales

L'Etude d'Impact sur l'Environnement doit être une analyse aussi détaillée que nécessaire de tous les aspects pouvant déterminer un impact du projet sur l'environnement. Dans cette optique, le contenu de l'étude doit s'articuler sur quatre points principaux :

- recueil de données techniques relatives au projet;
- détermination des nuisances possibles du projet;
- situation actuelle de la zone concernée (milieu récepteur);
- diagnostic et évaluation des nuisances.

Il est important que l'étude ne devienne pas une compilation gigantesque et inutilisable d'informations, principalement en ce qui concerne l'état initial du milieu récepteur. Pour cette raison, il est nécessaire que l'analyse de la situation actuelle soit précédée d'une détermination sommaire des nuisances possibles du projet, de manière à l'orienter vers les aspects correspondants.

L'état du milieu récepteur sera décrit en abordant les points de vue du milieu naturel et des fonctions (existantes ou projetées) d'occupation du sol.

Une telle démarche a été utilisée notamment pour l'étude d'impact de l'autoroute BAB A4 en R.F.A. (Kiemstedt et Wirz, 1981) (\*). En Belgique, quelques études d'impact ont déjà été réalisées. Elles s'organisent sur un schéma du même type.

La figure 1 montre l'organigramme d'une étude d'impact réalisée en 1979, à l'initiative de la Commission d'Ecologie du Ministère des Travaux Publics, par le Groupe d'Ecologie Appliquée (G.E.A.)(\*\*) pour le projet de l'autoroute A8 (section Enghien - Moustier).

La première phase de l'étude consiste à caractériser l'état initial du milieu *avant* les travaux. Cela nécessite le recueil d'une masse considérable d'informations relatives :

- au milieu physique : il s'agit du substrat caractérisé par sa géologie, sa pédologie, son hydrologie, son climat, ...

(\*) KIEMSTEDT, H. et WIRZ, S. (1981) — Zum Verhältnis Landschaftsplanung — Umweltverträglichkeitsprüfung — Das Gutachten zur Umweltverträglichkeit der BAB A4 — Rothaargebirge. *Landschaft + Stadt* 13/4: 173-187.

(\*\*) GROUPE D'ÉCOLOGIE APPLIQUÉE. (1979) — Evaluation de l'impact sur l'environnement de la liaison routière Bruxelles - Tournai (A8), section Enghien - Moustier. 136 pp.

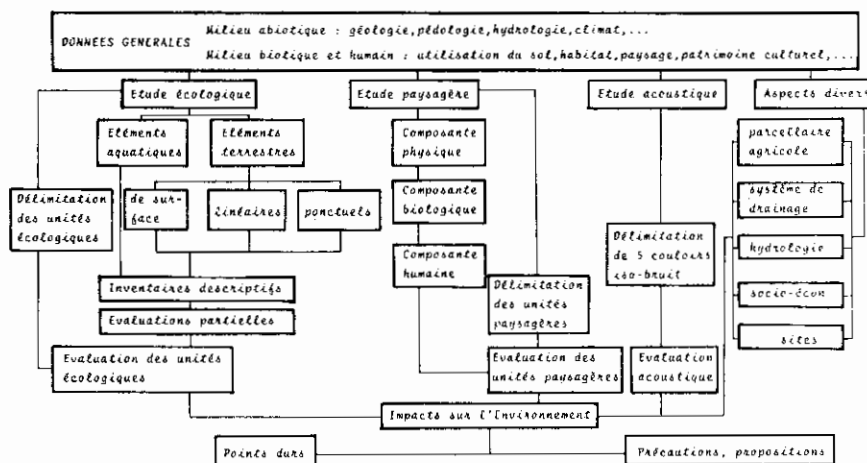


Fig. 1 — Schéma de l'Etude d'Impact du projet de l'autoroute A8 (Section Enghien - Moustier) (G.E.A., 1979).

— au milieu biotique (terrestre et aquatique) et au milieu humain: ceci concerne la vie dans le milieu et la manière dont celle-là influence celui-ci: utilisation du sol, flore et faune, habitat, paysage, patrimoine culturel, ...

Après cette collecte de données concernant l'état du milieu récepteur, l'étude se divise en différents chapitres relatifs à chacun des aspects particuliers à envisager. Pour chacun de ceux-ci (aspects écologiques, paysagers, acoustiques, ...), l'inventaire général est suivi des choix de critères d'évaluation puis de l'évaluation elle-même.

La comparaison des différentes évaluations amène à une évaluation globale des effets et des impacts sur l'environnement. Celle-ci conduit à proposer des précautions à prendre et des aménagements à prévoir aux points sensibles, mais aussi, dans le cas présent, à déterminer des « points durs » pour lesquels aucune solution ne peut être apportée sans modification sensible au projet.

### 3.2. Place de l'E.I.E. dans le cadre du projet

En réalité, ce que nous venons de décrire ne constitue que la partie centrale de l'E.I.E. comme nous le verrons plus loin.

Pour rappel, actuellement, les études réalisées ont été faites pour des dossiers déjà fort avancés. Ainsi l'étude arrive en fin de course, juste avant le début des travaux, et parfois même lorsque ceux-ci ont déjà commencé. A ce moment il n'existe plus aucune alternative possible. C'est pour cette raison que l'on bute parfois sur des points durs pour lesquels aucun aménagement raisonnable ne peut être conseillé.

Idéalement, l'E.I.E. devrait faire partie de la conception du projet dès son début. Elle devrait donc se positionner beaucoup plus en amont qu'actuellement. De plus, l'Etude d'Impact possède pour l'instant un caractère quasi confidentiel, ce qui va à l'encontre du désir d'information et de dialogue des citoyens intéressés par le projet.

### 3.3. Phases de la procédure d'E.I.E.

Le schéma général de l'organisation d'une procédure d'E.I.E. est donné à la figure 2. On peut y distinguer trois phases:

- 1° la phase de concertation initiale dont l'objectif essentiel est de susciter l'apparition d'alternatives;
- 2° la phase de l'E.I.E. proprement dite est réalisée ensuite sur l'ensemble des alternatives mises en évidence dans la phase précédente; elle donne lieu à la production d'une étude détaillée effectuée sous la responsabilité du maître de l'ouvrage mais dont la qualité doit pouvoir être contrôlée;
- 3° la phase de publicité commence avec la production d'un document synthétique sous forme d'un Rapport d'Impact sur l'Environnement (R.I.E.). En effet, l'E.I.E. elle-même a donné lieu à la production d'un rapport, mais celui-ci, de caractère technique et scientifique, ne convient pas pour une large diffusion. Le R.I.E. reprend donc l'essentiel des conclusions de l'E.I.E. de façon complète, claire et compréhensible pour le grand public et fait l'objet de remarques des personnes ou des groupes intéressés par les implications du projet.

Bien entendu, tous les projets ne devront pas être soumis à une telle procédure; c'est pourquoi le sché-

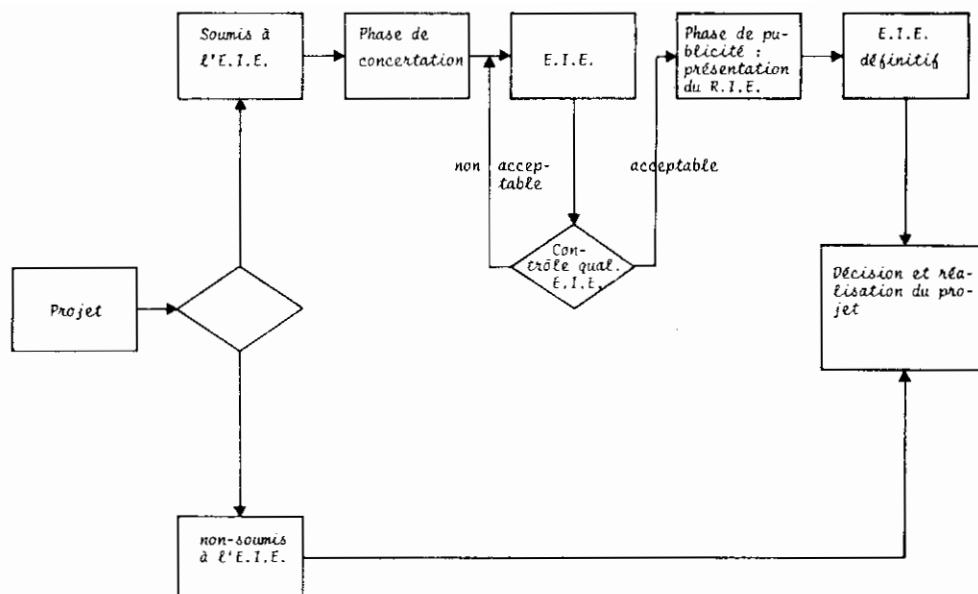


Fig. 2 — Procédure générale d'une législation en matière d'Étude d'Impact sur l'Environnement (E.I.E.) (d'après WESSEL, 1981).

ma prévoit au départ un choix sur la nécessité de l'E.I.E.

Après la troisième phase, le pouvoir politique est informé complètement des avantages et des inconvénients du projet pour l'environnement et peut choisir une alternative et faire éventuellement procéder à un complément d'E.I. sur celle-ci en tenant compte des remarques formulées. Le document d'E.I.E. définitif comprend généralement toutes les indications utiles pour minimiser les impacts négatifs inévitables et formuler des propositions pour réhabiliter les sites après les travaux.

La figure 3 présente une structure formalisée d'E.I.E. On y reconnaît les trois grandes phases qui viennent d'être présentées. Les figures 2 et 3 sont extraites de l'ouvrage récent édité par Nijkamp et al. (1981) (\*).

### 3.3.1. La recherche des alternatives

La phase de concertation initiale a comme objectif essentiel de susciter et de retenir plusieurs alternatives pour un projet donné. Cette recherche d'alternatives est fondamentale pour la bonne réussite de l'E.I.E.; elle est la seule à garantir la prise en compte de l'environnement dès le début de la formulation d'un projet; sans elle une E.I.E. entreprise dans une phase ultérieure risque fort de n'être qu'une «étude-alibi».

(\*) NIJKAMP, P., VAN DE VEEN, H.E et WINKEL, P., (Eds) (1981) — Milieu effect rapportering. Ed. Van Gorcum, Assen, 288 pp.

Il y a lieu de distinguer quatre types d'alternatives:

- 1° l'alternative de localisation;
- 2° l'alternative d'exécution (ou technique);
- 3° l'alternative de méthode;
- 4° l'alternative d'objectif.

Le premier type d'alternative est sans doute le plus évident et envisage les différents endroits de localisation possible du projet dans l'espace comme divers lieux d'implantation d'un ouvrage d'art ou les variantes de tracé d'une nouvelle infrastructure.

Le deuxième type porte sur les variantes possibles au niveau de l'exécution du projet: viaduc ou remblai pour le franchissement d'une vallée, versage contrôlé des déchets solides avec ou sans protection des nappes aquifères, station d'épuration avec ou sans épuration tertiaire, etc.

Le troisième type d'alternative va beaucoup plus loin car il postule une réflexion sur les méthodes à mettre en œuvre pour résoudre un problème. C'est ainsi que pour rencontrer le problème des déchets solides, on peut proposer une méthode de versage, d'incinération ou de recyclage qui sont évidemment loin de présenter les mêmes caractéristiques vis-à-vis de l'environnement.

Un autre exemple est celui des besoins croissants en eau alimentaire que l'on peut résoudre en faisant appel à des eaux de surface, soit en augmentant le débit des captages, soit encore en réalisant des réservoirs souterrains par infiltration d'eau dans des en-

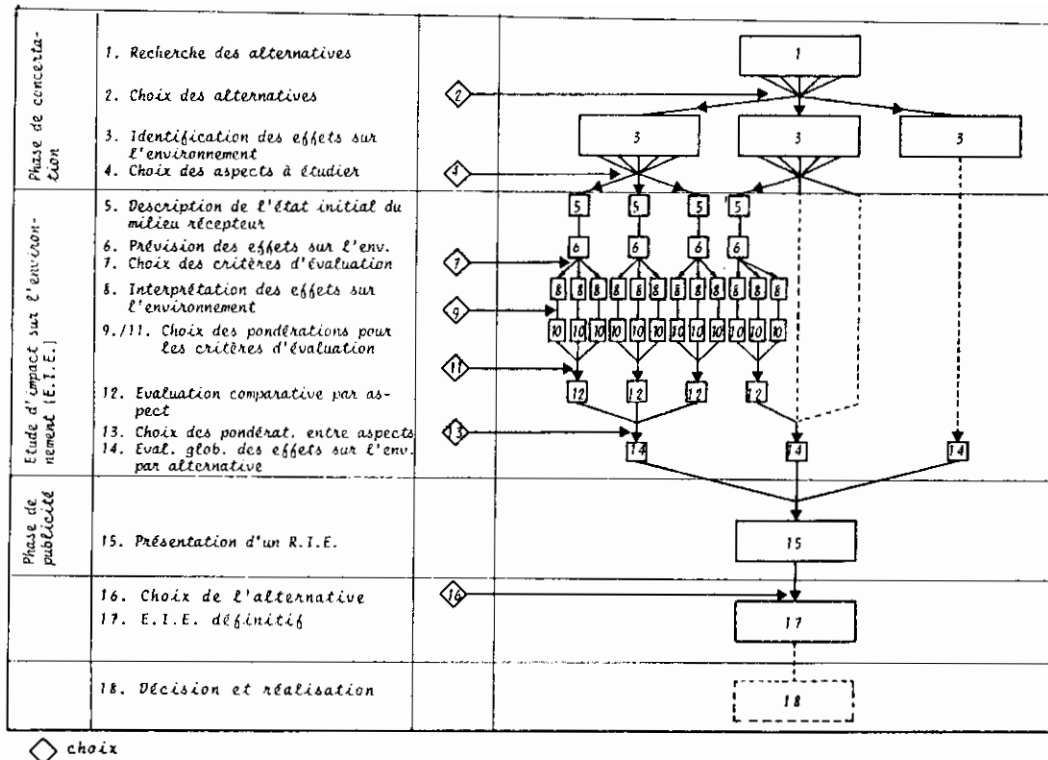


Fig. 3 — Structure d'une Etude d'Impact (d'après HAES et BOL, 1981 - légèrement modifié).

droits perméables comme les terrains sableux ou des massifs calcaires soumis à des phénomènes karstiques.

Enfin, le quatrième type d'alternative va encore plus loin dans une réflexion sur l'économie d'un projet en s'interrogeant sur la finalité même de la réalisation souhaitée. Faut-il par exemple stimuler une épargne de la consommation d'électricité et d'eau plutôt que de recourir à de nouveaux investissements? Faut-il favoriser les transports en commun plutôt que le transport individuel? C'est dans ce contexte que se place ce que l'on appelle «l'alternative-zéro», c'est-à-dire «ne rien faire».

Il est évident que les alternatives portant sur les objectifs se situent généralement dans le domaine des «choix de société» et constituent des décisions d'ordre politique.

La première phase comporte encore l'identification la meilleure possible des effets sur l'environnement du projet et le choix des différents aspects sur lesquels devra porter l'E.I.E. Ceci postule évidemment que l'on dispose, d'une part, d'une information suffisante sur les caractéristiques du projet comme les produits rejetés dans le cas d'une industrie chimique ou les densités de trafic escomptés et les profils en long et en travers dans le cas d'une route, etc., et, d'autre part,

que l'on dispose d'une bonne connaissance de l'état initial du milieu récepteur du projet.

### 3.3.2. La phase de l'Etude d'Impact

Après la première phase vient l'E.I.E. proprement dite qui débute précisément par une description détaillée des caractéristiques du milieu récepteur et est suivie directement par une prédiction des effets sur les différents aspects de l'environnement comme la végétation, la faune, le paysage, la géomorphologie, etc. A ce niveau, on pourra s'aider de «checks list» ou de «matrices d'impact» afin d'identifier le mieux possible les effets directs et les effets indirects susceptibles d'être induits par le projet.

Après l'identification des effets vient leur évaluation. C'est ici sans aucun doute que se place la partie la plus délicate de l'étude en raison du peu de connaissances dont nous disposons actuellement sur les relations entre les différents aspects du milieu naturel et les effets induits par une intervention donnée (voir encart consacré à l'Ecologie).

Certaines répercussions sont évidemment faciles à identifier comme la perte totale ou partielle d'un biotope. Mais à côté de ces effets absolus, existent aussi de nombreux effets gradués beaucoup plus difficiles à cerner.

Quels seront les effets de l'action de coupure exercée par une autoroute sur telle population d'oiseau ou sur une population de cervidés? Quels seront les effets de cette infrastructure à court, moyen et long terme sur la qualité des nappes et le réseau hydrologique, etc.?

En attendant que les recherches appropriées en matière de relations écologiques aient progressé, il faudra indiquer très honnêtement les limites des évaluations effectuées en réalisant éventuellement une «analyse de sensibilité» faisant ressortir dans quelle mesure les résultats obtenus pour les différentes alternatives peuvent être affectés par les marges d'incertitude des évaluations.

L'évaluation pose encore d'autres types de problèmes comme le choix des critères utilisés, le cadre de référence dans lequel l'étude doit se placer, ainsi que le choix des échelles à utiliser.

Le choix des critères d'évaluation et leur poids respectif au sein de l'évaluation partielle précède l'indispensable intégration pour limiter les résultats à un nombre restreint de variables.

Après l'évaluation comparative par aspect, chaque alternative est l'objet d'une évaluation globale des répercussions sur l'environnement.

A cet endroit, on retrouve la troisième phase (phase de publicité) de la figure 2, puis les diverses étapes déjà décrites ci-dessus.

La comparaison des figures 1 et 3 permet de délimiter l'étendue de l'étude réalisée par le G.E.A. dans la structure «idéale» de l'E.I.E.: il s'agit en fait de la page centrale (n° 5 à 14 pour une alternative).

Ainsi que nous l'avons déjà mentionné, on voit que l'étude du G.E.A. constitue en réalité la partie centrale de l'E.I.E. complète. Pour correspondre à celle-ci, l'étude devrait donc être étendue en amont et en aval, mais aussi «latéralement».

En amont, il faudrait que le souci écologique imprègne la conception du projet dès le départ, de telle sorte que le promoteur soit amené à proposer plusieurs alternatives, ce qui aura pour effet d'étendre aussi l'étude latéralement.

En aval, le promoteur pourrait finalement maîtriser tous les paramètres avant de porter son choix sur l'alternative la moins dommageable en confrontant les impacts de chaque proposition.

#### 4. LES DISPOSITIONS LÉGALES RELATIVES À L'E.I.E.

Il nous semble important de situer tout d'abord le problème des E.I.E. dans le contexte international. En effet, le stade des discussions est dépassé depuis longtemps dans un certain nombre de pays et plusieurs législations ont déjà été adoptées.

On sait que les E.U. ont adopté en 1970 le «National Environment Policy Act» (N.E.P.A.) formant le cadre législatif d'une E.I.E. comportant deux parties: une analyse, l'«Environmental Impact Assessment» (E.I.A.), et un rapport d'impact, l'«Environmental Impact Statement» (E.I.S.).

Au Canada, le «Processus fédéral d'évaluation et de révision environnementales», établi en 1973, impose la prise en compte des facteurs écologiques dans les projets des ministères et organismes fédéraux et les projets subsidiés; il définit les cas pour lesquels un «Enoncé des Incidences sur l'Environnement» est nécessaire.

En France, la loi cadre sur la Conservation de la Nature de 1976 a instauré l'obligation de l'Etude d'Impact pour les travaux ou projets d'aménagement entrepris par une collectivité publique ou nécessitant une autorisation, s'ils ont de fortes répercussions sur l'environnement.

En Hollande, la procédure parlementaire pour l'adoption d'une législation en matière d'E.I.E. est actuellement engagée après qu'une série d'études-pilote touchant différents types de projets aient été réalisées, publiées et discutées.

Enfin, rappelons que la C.E.E. en 1980, après l'O.C.D.E. en 1974, a fait une recommandation aux différents états membres d'adopter ou de créer les réglementations nécessaires à l'introduction des principes d'évaluation des incidences sur l'environnement.

En Belgique, un projet de législation est à l'étude. Son domaine d'application englobera en principe toutes les activités humaines et dépassera les limites de la directive des Communautés Européennes.

L'E.I.E. se déroulera selon un schéma semblable à celui proposé ci-avant. En particulier, le projet prévoit la publication d'un Rapport d'Impact sur l'Environnement (\*).

(\*) Pour plus de détails, voir RENSON, M. in GROUPE D'ÉCOLOGIE APPLIQUÉE (Ed.) (1980) — Les incidences écologiques de travaux publics et de l'aménagement de l'espace rural. Comptes rendus des journées d'étude organisées par le G.E.A., sous les auspices du Ministre des Travaux Publics, du Ministre de la Région Wallonne, du Président de la S.N.T., Bruxelles, 22 et 23 octobre 1980, 146 pp.

## 5. CONCLUSIONS

L'adoption d'une législation relative aux E.I.E. est la seule manière de réaliser efficacement la prise en compte du facteur environnement. Cette législation ne s'appliquerait d'ailleurs pas uniquement aux dossiers des Travaux Publics mais concernerait tout projet dont l'emprise au sol ou le coût de réalisation dépasserait un certain seuil.

En attendant une telle législation, il faut signaler, en ce qui concerne le Ministère des Travaux Publics, l'heureuse initiative prise en 1979 par Monsieur le Ministre L. Olivier de créer une Commission d'Ecologie. Son but est de donner un avis concernant les répercussions écologiques des projets qui lui sont soumis et de formuler éventuellement des propositions pour réduire les nuisances et réhabiliter les sites. Depuis sa création, la Commission s'est rendue une trentaine de fois sur place pour examiner des projets routiers ou hydrauliques. Sept de ces projets ont fait l'objet d'une étude d'impact; il s'agit des routes n° 35 (Marche - Rochefort) et n° 551 (Tessengerloo - Beringen), de l'autoroute A8, section Tournai - Enghien, de l'E9 à hauteur de Magnée, de l'E9 - E40, section Stockem - Hachy, d'un réservoir sur l'Ourthe ainsi que du rehaussement des digues le long de l'Escaut.

De plus, deux groupes de travail ont été créés, l'un au sein de l'Administration des Voies Hydrauliques et l'autre au sein de l'Administration des Routes. Le premier groupe étudie les différents types de protection de berges en tenant compte des problèmes écologiques tandis que le second s'attache en particulier au fonctionnement écologique des bassins d'orage.

Ces premières réalisations montrent une heureuse évolution vers une prise en compte systématique de

l'environnement dans les projets du Ministère des Travaux Publics. Mais l'effort entrepris doit être amplifié, d'une part en s'inspirant davantage de la procédure générale des E.I.E. telle qu'elle a été rappelée dans cet article et, d'autre part, en favorisant, à tous les niveaux, le dialogue avec les auteurs des projets.

En définitive, l'intégration du facteur « Environnement » n'est-elle pas plus une question d'hommes responsables que de législation ?

## RÉSUMÉ

La nécessité d'intégrer les facteurs écologiques dans les critères de prise de décision a amené l'homme à envisager des « Etudes d'Impact sur l'Environnement » pour les projets susceptibles d'affecter le milieu de façon négative.

Deux caractéristiques conditionnent la valeur de l'Etude d'Impact: son contenu et sa position dans le cours de l'étude du projet.

Pour les quelques études réalisées en Belgique, le contenu correspond assez bien au schéma-type, mais se limite le plus souvent à une seule alternative; de plus, l'étude survient généralement trop tard.

Une présentation générale de la procédure d'Etude d'Impact, telle qu'elle existe déjà dans un certain nombre de pays, est proposée.

C'est en s'inspirant plus nettement de cette procédure que des progrès substantiels pourraient être réalisés au sein du Département des Travaux Publics en matière d'intégration de l'Ecologie dans les projets en cours ou à venir.

## L'ÉCOLOGIE, SCIENCE MODERNE DE SYNTHÈSE

Le terme *écologie* a été introduit en 1866 par Ernst Haeckel. L'objet de l'écologie est l'étude des relations entre les organismes vivants et leur milieu.

On désigne par *écosystème* l'entité fonctionnelle constituée par un ensemble d'organismes (*biocénose*) vivant dans un milieu (*biotope*).

Ainsi, une forêt tropicale mais aussi un bois, un champ, un pré ou une mare sont autant d'écosystèmes.

Dans chaque écosystème vivent trois types d'organismes:

- *les producteurs*, qui se développent à partir de matière minérale et d'énergie (principalement solaire), ce sont les plantes vertes;
- *les consommateurs*, qui se nourrissent de plantes et/ou d'animaux, c'est-à-dire de producteurs ou d'autres consommateurs;
- *les décomposeurs*, qui réduisent et minéralisent les matières organiques mortes.

Ces trois types d'organismes s'agencent dans ce que l'on appelle une *chaîne alimentaire* (ou trophique); les différentes chaînes sont le plus souvent interconnectées, formant un *réseau trophique*.

Pour qu'un écosystème soit stable, il faut que le réseau trophique correspondant à sa biocénose soit complexe, c'est-à-dire que chaque espèce se nourisse de plusieurs espèces situées à l'étage trophique inférieur. Au contraire, si le réseau ne se constitue que d'une seule chaîne, il est très fragile et le moindre accident survenant à une espèce affectera inévitablement les maillons suivant de la chaîne. La place d'une espèce dans la biocénose est appelée « niche ». L'action de l'homme sur son environnement s'est déjà traduite par la réduction du nombre de niches et donc par la fragilisation des chaînes trophiques. A titre d'exemple, la pratique de l'élevage et la monoculture intensive ont entraîné un appauvrissement non négligeable de la diversité des espèces.

Les écosystèmes sont le siège d'un flux d'énergie, la fixation de celle-ci étant réalisée initialement par la photosynthèse à partir de l'énergie solaire. De plus, ils sont entièrement liés aux grands cycles: cycles de la matière organique (C, O<sub>2</sub>), de l'eau et des éléments nutritifs.

La définition de l'Ecologie met l'accent sur les *relations écologiques*. Celles-ci sont très nombreuses et forment un réseau complexe. Pour cette raison, les simulations en laboratoire sont très difficiles et parfois assez éloignées de la réalité.

Aussi, on ne peut encore affirmer connaître tous les paramètres. Il ne sera donc pas toujours possible de prévoir avec précision l'effet exact d'une action sur l'environnement.

La découverte du fonctionnement des écosystèmes et de la hiérarchie des réseaux trophiques a été capitale pour une meilleure compréhension du milieu qui nous entoure. Elle a par exemple permis de mettre en évidence le phénomène de *bioaccumulation* qui est la concentration de substances peu ou pas biodégradables tout au long des chaînes trophiques. C'est ainsi que des teneurs très faibles en dieldrine (insecticide organochloré) répandues sur un lac infesté de moustiques se sont concentrées jusqu'à entraîner une hécatombe des oiseaux prédateurs occupant le sommet des chaînes alimentaires.

Les différents écosystèmes élémentaires ne sont évidemment pas sans interrelations; de plus, ils peuvent être regroupés en écosystèmes hiérarchisés. C'est ainsi qu'un ensemble rural, par exemple, fait de prairies, de champs, de forêts et villages peut être considéré comme un écosystème « paysage » et l'on conçoit dès lors fort bien que l'on puisse parler d'une « écologie du paysage ».

A la limite, l'ensemble des écosystèmes terrestres et aquatiques constitue la *biosphère* qui n'est autre qu'un gigantesque système écologique dont toutes les parties sont solidaires. Sa bonne gestion conditionne la survie de l'humanité...

C'est dans ce cadre général qu'il faut replacer les préoccupations actuelles concernant les « Etudes d'Impact sur l'environnement ».

#### SAMENVATTING :

## HET IN REKENING BRENGEN VAN DE FACTOR „LEEFMILIEU” IN DE ONTWERPEN VAN HET MINISTERIE VAN OPENBARE WERKEN

*De noodzaak om de ecologische factoren te integreren in de beslissingscriteria heeft de mens ertoe gebracht „Studies van het impact op het leefmilieu” te overwegen voor de ontwerpen die dit milieu op negatieve wijze kunnen beïnvloeden.*

*De waarde van de Impactstudie wordt geconditioneerd door twee kenmerken: haar inhoud en haar plaats in het verloop van de studie van het ontwerp.*

*Voor de enkele, in België ondernomen studies, stemt de inhoud tamelijk goed overeen met het typeschema, maar beperkt zich meestal tot één enkel al-*

*ternatief; bovendien, komt deze studie over het algemeen te laat.*

*Er wordt overgegaan tot een algemene presentatie van de Impactstudie-procedure, zoals deze reeds in een zeker aantal landen bestaat.*

*Mits zich nauwkeuriger door deze procedure te laten leiden, zouden in de schoot van het Departement van Openbare Werken substantiële vorderingen kunnen worden gemaakt inzake de integratie van de ecologie in de reeds aan de gang zijnde of nog aan te vatten ontwerpen.*



# RESERVOIR A PAROI TRONCONIQUE D'ÉPAISSEUR CONSTANTE. REACTION DE LA COUPOLE DE COUVERTURE

par

P. LAYRANGUES

## RÉSUMÉ

Les contenus des réservoirs sont, très souvent, protégés par une couverture.

Cette dernière, dans le cas de la paroi de révolution, est généralement constituée par un coupole en forme de calotte sphérique.

La coupole se raccorde avec la paroi, suivant un cercle parallèle commun, le tout renforcé par une ceinture.

Les réactions de cette couverture sur le système «paroi-ceinture» sont relativement importantes surtout, lorsqu'elle est sollicitée par les surcharges d'ordre climatique.

Le présent article est destiné à permettre la détermination de ces réactions et de leur répartition entre les deux éléments.

Il comporte, d'abord, le rappel des formules pour évaluer les réactions de la paroi. Puis il procède aux calculs permettant d'étudier les réactions de la ceinture. Enfin il pose les équations permettant de raccorder le système «paroi-ceinture» avec les déformations et réactions élastiques de la coupole.

Un exemple numérique est traité entièrement.

Il montrera que la tension dans la ceinture est sen-

siblement diminuée par les réactions élastiques de la paroi et de la coupole.

\* \* \*

## CONSIDÉRATIONS GÉNÉRALES DONNÉES COMPLÉMENTAIRES

Dans notre article paru dans le N° 3-1980 des Annales des Travaux Publics de Belgique nous avons abordé, assez sommairement, l'action d'une coupole de couverture s'appuyant, par l'intermédiaire d'une ceinture, sur la paroi tronconique du réservoir et destinée à absorber la plus grande partie possible de la réaction périphérique de la coupole.

En fait, la paroi tronconique subit, aux abords de sa partie supérieure, des tensions non négligeables.

Dans ce qui suit, nous allons déterminer, avec précision, la répartition des tensions résultant de cet état de fait entre d'une part, la ceinture, d'autre part, la paroi et ensuite, accessoirement, la coupole.

Soit  $p$  la charge totale verticale, par unité de surface, supportée par la coupole et uniformément répartie.

$N_\varphi$  désigne la tension unitaire méridienne tangente à la coupole sur le pourtour du parallèle supérieur,



$$\begin{aligned} N_\varphi &= 4060 \text{ kg/m} \\ N_\theta &= 2501 \text{ kg/m} \end{aligned} \quad (4)$$

Dans les deux cas, il s'agit de tensions de compression.

\* \* \*

### TENSIONS ET DÉFORMATIONS DE LA PAROI

Reportons-nous à la formule (12) de l'article précité. Comme un calcul développé le démontre en utilisant cette formule complète, les tensions et moments, le long du cercle parallèle supérieur ( $x = b$ ), n'ont aucun effet notable sur les tensions et moments s'exerçant le long du parallèle inférieur ( $x = a$ ).

Ceci nous permet de prendre pour  $G_1$ , l'expression simplifiée:

$$G_1 = \exp[\beta\lambda] \cdot [C \sin \beta\lambda + D \cos \beta\lambda] \quad (5)$$

Dans cette formule, rappelons que:  $\lambda = \sqrt{x}$  est la variable indépendante et que  $\beta$  est une constante donnée en fonction de l'angle  $\alpha$  et de l'épaisseur  $t_0$  de la paroi par la formule:

$$\beta = 2 \sqrt{3(1-\nu^2)} \cdot \sqrt{\frac{\cotg \alpha}{t_0}}$$

Nous nous apercevons bien que, si l'on se déplace sur la paroi dans le sens négatif soit de  $B$  vers  $A$ , l'expression (5) décroît constamment et rapidement pour, pratiquement, s'évanouir en  $A$  le long du parallèle inférieur.

Compte tenu de (5) les composantes de la tension et moments sont donnés par les formules:

$$\begin{aligned} N_1 &= -\frac{G}{x} = -\frac{G_1}{\lambda^{5/2}} \\ N_1 &= -\lambda^{-5/2} \exp[\beta\lambda] \times \\ &\quad \times [C \sin \beta\lambda + D \cos \beta\lambda] \end{aligned} \quad (6)$$

$$N_2 = -\frac{dG}{dx} = -\frac{1}{2\lambda} \frac{d}{d\lambda} \left[ \frac{G_1}{\lambda^{1/2}} \right]$$

$$\begin{aligned} N_2 &= \frac{\beta}{2\lambda^{3/2}} \exp[\beta\lambda] \times \\ &\quad \times \left[ C \left( \frac{\sin \beta\lambda}{2\beta\lambda} - \cos \beta\lambda - \sin \beta\lambda \right) + \right. \\ &\quad \left. + D \left( \frac{\cos \beta\lambda}{2\beta\lambda} + \sin \beta\lambda - \cos \beta\lambda \right) \right] \end{aligned} \quad (7)$$

$$Q_1 = \cotg \alpha \frac{G}{x}$$

$$\begin{aligned} Q_1 &= \frac{\cotg \alpha}{\lambda^{5/2}} \exp[\beta\lambda] \times \\ &\quad \times [C \sin \beta\lambda + D \cos \beta\lambda] \end{aligned} \quad (8)$$

$$\begin{aligned} \Omega &= \frac{\Omega_1}{\lambda^{1/2}} = \frac{\beta^2 \tg \alpha}{2Et_0} \times \\ &\quad \times \frac{\exp[\beta\lambda]}{\lambda^{1/2}} \times [D \sin \beta\lambda - C \cos \beta\lambda] \\ M_1 &= \frac{\tg \alpha t_0^2 \beta^3}{48(1-\nu^2)} \cdot \frac{\exp[\beta\lambda]}{\lambda^{3/2}} \times \\ &\quad \times \left[ C \left( \sin \beta\lambda - \cos \beta\lambda + \frac{1-4\nu}{2\beta\lambda} \cos \beta\lambda \right) + \right. \\ &\quad \left. + D \left( \sin \beta\lambda + \cos \beta\lambda + \frac{4\nu-1}{2\beta\lambda} \sin \beta\lambda \right) \right] \end{aligned} \quad (9)$$

$$M_2 \sim \nu M_1$$

Si nous négligeons les termes en

$$\frac{\sin \beta\lambda}{2\beta\lambda} \dots \frac{1-4\nu}{2\beta\lambda} \cos \beta\lambda \dots$$

qui sont très petits, puis éliminons dans (9) l'épaisseur  $t_0$ , nous avons pour  $N_2$  et  $M_1$  les formules plus simples:

$$\begin{aligned} N_2 &= \frac{\beta}{2\lambda^{3/2}} \exp[\beta\lambda] \times [-C(\cos \beta\lambda + \sin \beta\lambda) + \\ &\quad + D(\sin \beta\lambda - \cos \beta\lambda)] \end{aligned} \quad (7')$$

$$\begin{aligned} M_1 &= \frac{\cotg \alpha}{\beta\lambda^{3/2}} \cdot \exp[\beta\lambda] \times [C(\sin \beta\lambda - \cos \beta\lambda) + \\ &\quad + D(\sin \beta\lambda + \cos \beta\lambda)] \end{aligned} \quad (9')$$

\* \* \*

### DÉFORMATIONS ÉLASTIQUES TENSIONS ET MOMENTS SUR LE POURTOUR SUPÉRIEUR DE LA PAROI

Le déplacement élastique de la paroi résulte de la formule, pour ce qui est de sa composante horizontale  $H$ :

$$H = \frac{x \sin \alpha}{Et_0} (\nu N_1 - N_2)$$

Soit le long du parallèle supérieur ( $x = b$ )  $\overline{BB'}$ :

$$H_B = \frac{b \sin \alpha}{Et_0} (vN_1 - N_2)_{x=b} \quad (10)$$

Posons:  $\beta \sqrt{b} = v$  ou:  $\beta^2 = \frac{v^2}{b}$

Le long du parallèle supérieur:  $x = b$ ,  $\lambda^2 = b$

$$(vN_1 - N_2)_{x=b} = \frac{\exp[v]}{2b^{5/4}} \times \\ \times \{ [v(\cos v + \sin v) - (\frac{1}{2} + 2v) \sin v] C + \\ + [v(\cos v - \sin v) - (\frac{1}{2} + 2v) \cos v] D \} \quad (11)$$

La rotation  $\Omega_B$  de la génératrice rectiligne est donnée par la formule:

$$\Omega_B = \frac{\operatorname{tg} \alpha v^2}{2Et_0 b^{5/4}} \exp[v] \cdot [D \sin v - C \cos v] \quad (12)$$

Le moment  $M_{1B}$  est donné par:

$$M_{1B} = \frac{\operatorname{cotg} \alpha}{vb^{1/4}} \exp[v] \cdot [C(\sin v - \cos v) + \\ + D(\sin v + \cos v)] \quad (13)$$

L'effort tranchant  $Q_{1B}$  est donné par:

$$Q_{1B} = \frac{\operatorname{cotg} \alpha}{b^{5/4}} \exp[v] \cdot [C \sin v + D \cos v] \\ = -\operatorname{cotg} \alpha N_{1B} \quad (14)$$

$$N_{1B} = -\frac{\exp[v]}{b^{5/4}} [C \sin v + D \cos v] \quad (15)$$

La tension circonférentielle  $N_{2B}$  a pour valeur:

$$N_{2B} = \frac{v}{2b^{5/4}} \exp[v] \times \\ \times \left[ C \left( \frac{\sin v}{2v} - \cos v - \sin v \right) + \\ + D \left( \frac{\cos v}{2v} + \sin v - \cos v \right) \right] \quad (16)$$

\* \* \*

### TENSIONS ET DÉFORMATIONS DE LA CEINTURE

La ceinture qui relie la paroi à la coupole a pour ligne moyenne le cercle parallèle commun à ces trois éléments de rayon

$$r_B = b \sin \alpha = R \sin \varphi.$$

La section normale à la ligne moyenne est un triangle dont la mesure de l'aire est désignée par  $\Sigma$ . Son moment d'inertie par rapport à l'axe  $By$  horizontal qui passe par le centre de gravité de l'aire  $\Sigma$  est désigné par  $I$ .

Le déplacement élastique de la ceinture dans le sens de la tangente à la coupole, c'est-à-dire dans le sens  $LB$ , est désigné par  $\vec{\Delta}$ .

Si la ceinture peut se déplacer librement dans le sens de  $N_\varphi$ ,  $\vec{\Delta}_1$  a pour mesure:

$$|\vec{\Delta}_1| = \frac{N_\varphi}{E\Sigma} \overline{BL}^2 = \frac{N_\varphi}{E\Sigma} \left( \frac{b \sin \alpha}{\cos \varphi} \right)^2 \quad (17)$$

En projetant  $\vec{\Delta}$  orthogonalement sur la direction horizontale  $By$ , nous avons:

$$H_B^1 = \frac{N_\varphi}{E\Sigma} \overline{BL}^2 \cos \varphi = \frac{N_\varphi}{E\Sigma} b^2 \frac{\sin^2 \alpha}{\cos \varphi} \quad (18)$$

Cette formule se démontre facilement. Reportons-nous pour cela à la figure (1c), nous avons successivement:

Si  $\mathcal{N}$  désigne l'effort de traction qui s'exerce normalement à la section  $\Sigma$  c'est-à-dire, tangent au cercle moyen. Considérons deux sections infiniment voisines, distantes angulairement de  $d\theta$  dans le plan horizontal du cercle moyen. Chaque section est sollicitée par  $\mathcal{N}$ . Projetons sur la bissectrice de l'angle  $d\theta$ , nous avons:

$$s = \mathcal{N} d\theta$$

Projetons orthogonalement sur la direction  $LB$  nous avons:

$$q = s \cos \varphi = \mathcal{N} d\theta \cos \varphi$$

L'équilibre élastique exige que  $q$  équilibre  $N_\varphi r_B d\theta$

$$\text{d'où } \mathcal{N} = N_\varphi \frac{r_B}{\cos \varphi}$$

Le déplacement horizontal provoqué par la tension est:

$$H_B^1 = \frac{\mathcal{N}}{E\Sigma} r_B$$

Compte tenu de la valeur de  $\mathcal{N}$  en fonction de  $N_\varphi$  on a bien:

$$H_B^1 = \frac{N_\varphi}{E\Sigma} \frac{r_B^2}{\cos \varphi} = \frac{N_\varphi}{E\Sigma} b^2 \frac{\sin^2 \alpha}{\cos \varphi} \quad (18')$$

\* \* \*

## EQUATIONS DE CONTINUITÉ

Mais la ceinture est solidaire de la paroi et de la coupole qui réagissent élastiquement sur elle.

Si  $Q_{1B}$  et  $N_{1B}$  désignent l'effort tranchant et la tension dans le sens  $Ax$  qui s'exercent sur la section normale à la paroi; et si  $F$  est la réaction unitaire horizontale de la coupole:

$Q_{1B}$ ,  $N_{1B}$ ,  $F$  produisent un déplacement horizontal égal à:

$$H_B^2 = \frac{b^2 \sin^2 \alpha}{E\Sigma} \times [-\cos \alpha Q_{1B} + \sin \alpha N_{1B} + F] \quad (19)$$

Le déplacement résultant de la ceinture est donc:

$$H_B = \frac{b^2 \sin^2 \alpha}{E\Sigma} \left[ \frac{N_\varphi}{\cos \varphi} + F - \cos \alpha Q_{1B} + \sin \alpha N_{1B} \right] = H_B^1 + H_B^2 \quad (20)$$

Ce déplacement doit coïncider avec celui de la paroi donné par la formule (10).

Posons pour simplifier:

$$\frac{N_\varphi}{\cos \varphi} = S,$$

nous obtenons la première équation de base:

$$b \sin \alpha [S + F - \cos \alpha Q_{1B} + \sin \alpha N_{1B}] = \frac{E\Sigma}{\sin \alpha b} H_B = \frac{(vN_1 - N_2)_{x=b} \Sigma}{t_0} \quad (21)$$

D'autre part, la paroi introduit un moment de flexion unitaire  $M_{1B}$  tangent à la ligne moyenne de la ceinture tout comme la coupole introduit un moment de flexion unitaire  $-M_\varphi$  de même direction.

Ce couple:  $c = M_{1B} + M_\varphi$  déforme la ceinture en introduisant dans cette dernière une flexion sphérique.

Désignons par  $\mathcal{C}$  le couple de torsion porté par la tangente au cercle moyen,  $\mathcal{M}$  le moment de flexion porté par l'horizontale  $By$ ,  $c = M_{1B} + M_\varphi$  le couple unitaire constant appliqué uniformément à la ceinture, nous avons la relation suivante obtenue en projetant sur la tangente à ce cercle moyen:

$$\frac{d\mathcal{C}}{d\theta} - \mathcal{M} = cr_B = cb \sin \alpha \quad (22)$$

où  $\theta$  désigne l'angle polaire.

Mais la rotation  $\omega$ , autour de la tangente au cercle moyen est constante, par voie de conséquence:

$$\mathcal{C} = \frac{d\mathcal{C}}{d\theta} = 0 \quad (23)$$

$$\mathcal{M} = -cb \sin \alpha$$

Donc, puisque la variation de courbure sphérique est donnée par:

$$\frac{\omega}{r_B} = \frac{\omega}{b \sin \alpha},$$

nous avons les formules:

$$\begin{aligned} \mathcal{M} &= \frac{EI\omega}{b \sin \alpha} \\ C &= -\frac{EI\omega}{r_B^2} = -\frac{EI\omega}{b^2 \sin^2 \alpha} \end{aligned} \quad (24)$$

Or, nous avons vu que  $c = M_{1B} + M_\varphi$ ; de plus à cause de l'indéformabilité au nœud tel que  $B$ :

$$\omega = -\Omega_B$$

Nous avons en définitive la formule:

$$M_{1B} + M_\varphi = \frac{EI}{\sin^2 \alpha b^2} \Omega_B \quad (25)$$

Mais  $\Omega_B$  est donné par la formule (12), nous avons donc:

$$\begin{aligned} M_{1B} + M_\varphi &= \frac{I}{\sin 2\alpha t_0} \frac{v^2}{b^{13/4}} \\ &\times \exp[v] [D \sin v - C \cos v] \end{aligned} \quad (26)$$

A cause de la faible valeur relative de  $I$  vis-à-vis de  $t_0$  et que, d'autre part, puisque  $\alpha < \pi/2$  entraîne  $\sin 2\alpha > 0$ . Enfin  $v^2/b^{13/4}$ , dans l'exemple numérique choisi, vaut 0,07411, est un terme très petit, la quantité

$$\frac{I}{\sin 2\alpha t_0} \cdot \frac{v^2}{b^{13/4}}$$

est très petite.

Nous pouvons donc, sans grand erreur, poser une fois pour toutes:

$$M_{1B} = -M_\varphi \quad (27)$$

\* \* \*

## RÉACTION DE LA COUPOLE

Pour établir la première équation de base (21), nous avons déjà introduit la réaction horizontale  $F$  de la coupole, mais il existe encore le moment  $-M_\varphi$  dont la réaction n'est pas négligeable d'autant plus que sa valeur relative est égale d'après (27) au moment de flexion en  $B$  de la paroi.

Reportons-nous à l'ouvrage <sup>(1)</sup> de M. le professeur S. Timoshenko. Dans cet ouvrage l'auteur a étudié d'une façon assez détaillée le cas de la coque sphérique.

Récrivons en les complétant, les formules relatives aux réactions au pourtour d'une telle coupole (fig. 1b).

$$-4\mu^3 M_\varphi + 2\mu^2 \sin \varphi RF$$

$$= Et_1 R \Omega_B = Et_1 b \frac{\sin \alpha}{\sin \varphi} \Omega_B \quad (28)$$

$$-2\mu^2 \sin \varphi M_\varphi + 2\mu \sin^2 \varphi RF$$

$$= -Et_1 \left[ H_B + \frac{R \sin \varphi}{Et_1} (N_\theta - \nu N_\varphi) \right]$$

Système de deux équations dont tous les termes ont déjà été définis, sauf  $\mu$  dont l'expression est :

$$\mu = \sqrt[3]{3(1-\nu^2)} \cdot \sqrt{\frac{R}{t_1}} \quad (2)$$

Comme nous l'avons déjà démontré (25) (26) (27), le nœud tel que  $B$  est extrêmement rigide par suite :

$$\omega = -\Omega_B, \quad M_\varphi = -M_{1B}$$

En définitive, nous avons le système de trois équations obtenu en groupant (21) et (28) et en les transformant. Ce système linéaire porte sur les trois inconnues :  $C$ ,  $D$ ,  $F$

$$\begin{aligned} \text{a) } & 4\mu^3 \sin \varphi M_{1B} + 2\mu^2 \sin^2 \varphi RF \\ & = Et_1 \sin \varphi R \Omega_B = Et_1 b \sin \alpha \Omega_B \\ \text{b) } & -2\mu^3 \sin \varphi M_{1B} - 2\mu^2 \sin^2 \varphi RF \\ & = \mu Et_1 H_B + pR^2 \mu \sin \varphi \times \\ & \times \left[ \frac{\cos \varphi + \cos^2 \varphi - 1 - \nu}{1 + \cos \varphi} \right] \end{aligned} \quad (29)$$

<sup>(1)</sup> Théorie des plaques et des coques.

<sup>(2)</sup> ou  $\mu = \sqrt[3]{3(1-\nu^2)} \cdot \sqrt{\frac{b \sin \alpha}{t_1 \sin \varphi}}$

$$\begin{aligned} \text{c) } & b \sin \alpha [S + F - \cos \alpha Q_{1B} + \sin \alpha N_{1B}] \\ & = \frac{\Sigma}{t_0} (\nu N_1 - N_2) = \frac{E \Sigma}{b \sin \alpha} H_B \end{aligned}$$

L'effort de traction suivant la tangente au cercle moyen de la ceinture résulte de la formule :

$$\mathcal{N} = b \sin \alpha (S + F - \cos \alpha Q_{1B} + \sin \alpha N_{1B}) \quad (29')$$

Exprimons les quantités  $\Omega_B$ ,  $H_B$ ,  $Q_{1B}$ ,  $M_{1B}$  en fonction des quantités connues :  $b$ ,  $\alpha$ ,  $t_0$ ,  $t_1$ ,  $\nu$  et des inconnues  $C$  et  $D$ .

Posons pour simplifier

$$\begin{aligned} \exp[\nu] [\sin \nu C + \cos \nu D] &= X \\ \exp[\nu] [\sin \nu D - \cos \nu C] &= Y \end{aligned} \quad (30)$$

Et inversement :

$$\begin{aligned} C &= \exp[-\nu] [\sin \nu X - \cos \nu Y] \\ D &= \exp[-\nu] [\cos \nu X + \sin \nu Y] \end{aligned} \quad (31)$$

$X$  et  $Y$  représentent les nouvelles inconnues auxiliaires du problème. Reportons-nous aux formules relatives à la paroi (11) à (16).

$$\begin{aligned} \Omega_B &= \frac{\text{tg } \alpha \nu^2}{2 Et_0 b^{5/4}} \cdot Y \\ H_B &= \frac{b \sin \alpha}{2 Et_0 b^{5/4}} [\nu(X - Y) - (\frac{1}{2} + 2\nu) X] \\ N_{1B} &= -\frac{X}{b^{5/4}} \end{aligned} \quad (32)$$

$$Q_{1B} = \frac{\text{cotg } \alpha}{b^{5/4}} X = -\text{cotg } \alpha N_{1B}$$

$$M_{1B} = \frac{\text{cotg } \alpha}{\nu b^{1/4}} [X + Y]$$

Portons ces expressions dans le système d'équations (29). Nous obtenons un nouveau système où les inconnues sont  $X$ ,  $Y$  et la réaction  $F$ .

Éliminons, tout d'abord, successivement  $M_{1B}$  puis  $F$  entre les équations 29(a) et 29(b) :

$$\begin{aligned} F &= -\frac{Et_1 \Omega_B}{2 \sin \varphi \mu^2} - \frac{Et_1 H_B}{\mu b \sin \alpha \sin \varphi} - \\ & \frac{pR}{\sin \varphi \mu} \left[ \frac{\cos \varphi + \cos^2 \varphi - 1 - \nu}{1 + \cos \varphi} \right] \\ M_{1B} &= \frac{Et_1 R}{2\mu^3} \Omega_B + \frac{Et_1 H_B}{2 \sin \varphi \mu^2} + \\ & + \frac{pR^2}{2\mu^2} \left[ \frac{\cos \varphi + \cos^2 \varphi - 1 - \nu}{1 + \cos \varphi} \right] \end{aligned} \quad (33)$$

Posons pour simplifier :

$$f = \frac{pR}{\mu \sin \varphi} \left[ \frac{\cos \varphi + \cos^2 \varphi - 1 - v}{1 + \cos \varphi} \right] \quad (34)$$

$$F = - \frac{Et_1}{2 \sin \varphi \mu^2} \Omega_B - \frac{Et_1}{\sin^2 \varphi \mu R} H_B - f \quad (35)$$

$$M_{1B} = \frac{Et_1 R}{2\mu^3} \Omega_B + \frac{Et_1}{2 \sin \varphi \mu^2} H_B + \frac{R \sin \varphi}{2\mu} f$$

Nous avons le système de deux équations linéaires portant sur les inconnues  $X$  et  $Y$  :

$$\frac{bX}{b^{5/4}} + \frac{Et_1 b \sin \alpha}{2 \sin \varphi \mu^2} \Omega_B + \left[ \frac{Et_1}{\mu \sin \varphi} + \frac{E\Sigma}{b \sin \alpha} \right] H_B = b \sin \alpha (S-f) \quad (36)$$

$$\frac{Et_1 b \sin \alpha}{2 \sin \varphi \mu^3} \Omega_B + \frac{Et_1}{2 \sin \varphi \mu^2} H_B - M_{1B} = - \frac{b \sin \alpha f}{2\mu}$$

Remplaçons  $\Omega_B$ ,  $H_B$ ,  $M_{1B}$  par leurs valeurs en fonction de  $X$  et  $Y$ .

Posons :

$$\begin{aligned} \Phi_1 &= 4 \sin \alpha b^{9/4} (S-f) \\ \Phi_2 &= \frac{\Sigma}{t_0} + \frac{t_1 \sin \alpha b}{t_0 \sin \varphi \mu} \\ \Phi_3 &= \frac{t_1 \sin \alpha}{t_0 \sin \varphi} \operatorname{tg} \alpha \frac{v^2}{\mu^2} b \end{aligned} \quad (37)$$

$$\Phi_4 = 4 \cotg \alpha \frac{\mu}{v} b$$

$$\Phi_5 = -2 \sin \alpha f b^{9/4}$$

nous obtenons bien le système d'équations linéaires portant sur les inconnues auxiliaires  $X$  et  $Y$  :

$$\begin{aligned} [4b + 2(v - \frac{1}{2} - 2v) \Phi_2] X + [\Phi_3 - 2v\Phi_2] Y &= \Phi_1 \\ \left[ (v - \frac{1}{2} - 2v) \left( \Phi_2 - \frac{\Sigma}{t_0} \right) - \Phi_4 \right] X + \\ + \left[ \Phi_3 - v \left( \Phi_2 - \frac{\Sigma}{t_0} \right) - \Phi_4 \right] Y &= \Phi_5 \end{aligned} \quad (38)$$

A ces équations, il y a lieu de joindre les formules donnant la réaction horizontale complémentaire  $F$ , la force de traction  $\mathcal{N}$  qui s'exerce tangentiellement au cercle moyen de la ceinture, le moment de flexion qui

s'exerce sur la paroi à sa jonction  $B$  avec la ceinture.

$$\begin{aligned} F &= - \frac{t_1 \operatorname{tg} \alpha v^2}{4 t_0 \sin \varphi \mu^2} \frac{Y}{b^{5/4}} - \\ &- \frac{t_1 [vN_1 - N_2]_{x=b}}{t_0 \sin \varphi \mu} - f \\ \mathcal{N} &= \frac{\Sigma}{t_0} [vN_1 - N_2]_{x=b} \end{aligned} \quad (39)$$

$$\begin{aligned} M_{1B} &= \frac{\Phi_3}{4\mu} \frac{Y}{b^{5/4}} + \frac{t_1 \sin \alpha b}{2 t_0 \sin \varphi \mu^2} (vN_1 - N_2)_{x=b} + \\ &+ \frac{b \sin \alpha}{2\mu} f \end{aligned}$$

\*\*\*

## APPLICATION NUMÉRIQUE

Nous donnons tout d'abord les valeurs numériques de tous les termes entrant dans ces formules :

$$t_1 = 0,10 \text{ m}, \quad t_0 = 0,18 \text{ m}, \quad \Sigma = 0,36 \text{ m}^2;$$

$$v = 16,497441, \quad \cos v = -0,704216$$

$$\sin v = -0,709986; \quad \alpha = 60^\circ, \quad \sin \alpha = \frac{\sqrt{3}}{2},$$

$$\cos \alpha = \frac{1}{2}, \quad \operatorname{tg} \alpha = \sqrt{3}; \quad \varphi = 30^\circ,$$

$$\sin \varphi = \frac{1}{2}, \quad \cos \varphi = \frac{\sqrt{3}}{2}, \quad \operatorname{tg} \varphi = \frac{1}{\sqrt{3}},$$

$$\mu = 19,168012, \quad b = 12,5 \text{ m}, \quad R = 21,65 \text{ m}$$

$$r_B = 10,825; \quad S = \frac{N_\varphi}{\cos \varphi} = 4688 \text{ kg/m}$$

$$f = 176 \text{ kg/m}$$

$$\Phi_1 = 4.592.056,9, \quad \Phi_2 = 2,627511,$$

$$\Phi_3 = 15,432553, \quad \Phi_4 = 33,540526,$$

$$\Phi_5 = -89.561,4$$

En résolvant le système (38) et utilisant (31) nous avons :

$$X = 25.158,32$$

$$Y = -17.850,24$$

$$C = -30.432,48 \exp[-v]$$

$$D = -5043,47 \exp[-v]$$

Dès lors, les composantes de la tension et les moments, s'exerçant dans la paroi, sont donnés par les formules :

$$\begin{aligned} \bar{N}_1 &= \frac{\exp[\beta\lambda - v]}{\lambda^{3/2}} \times \\ &\quad \times [30432,48 \sin \beta\lambda + 5.043,47 \cos \beta\lambda] \\ \bar{N}_2 &= \frac{2,33309}{\lambda^{3/2}} \exp[\beta\lambda - v] \times \\ &\quad \times [30432,48 (\cos \beta\lambda + \sin \beta\lambda) + \\ &\quad + 5043,47 (\cos \beta\lambda - \sin \beta\lambda)] \\ \bar{Q}_1 &= -\cotg \alpha \bar{N}_1 \\ \bar{M}_1 &= \frac{0,123731}{\lambda^{3/2}} \exp[\beta\lambda - v] \times \\ &\quad \times [30432,48 (\cos \beta\lambda - \sin \beta\lambda) - \\ &\quad - 5043,47 (\cos \beta\lambda + \sin \beta\lambda)] \end{aligned} \quad (40)$$

Les graphes de ces expressions font l'objet des figures 2(a) à 2(d). En particulier les valeurs de ces tensions et moments au point B.

Soit pour  $x = \lambda^2 = b$  sont :

$$\begin{aligned} \bar{N}_{1B} &= -1070,40 \text{ kg/m}, \\ \bar{N}_{2B} &= -15093,97 \text{ kg/m} \\ \bar{Q}_{1B} &= +618 \text{ kg/m}, \quad \bar{M}_{1B} = 136 \text{ m. kg/m} \end{aligned} \quad (40')$$

Les formules (39) et (29') donnent :

Réaction horizontale de la coupole :

$$F = -768 \text{ kg/m}$$

Effort de traction dans la ceinture :

$$\mathcal{N} = -29.055 \text{ kg/m} \quad (41)$$

Moment de flexion dans la paroi :

$$M_{1B} = +136 \text{ m. kg/m}$$

\* \* \*

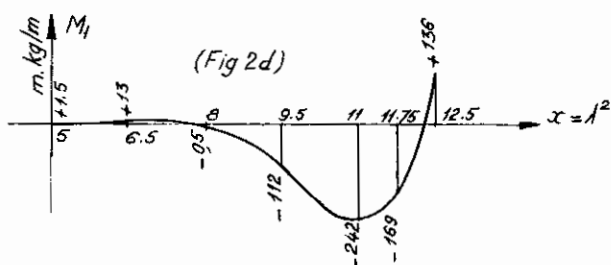
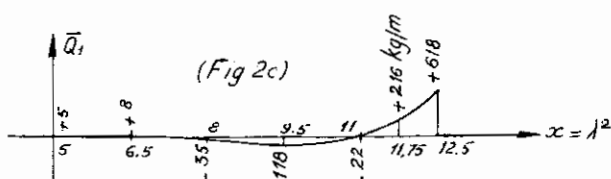
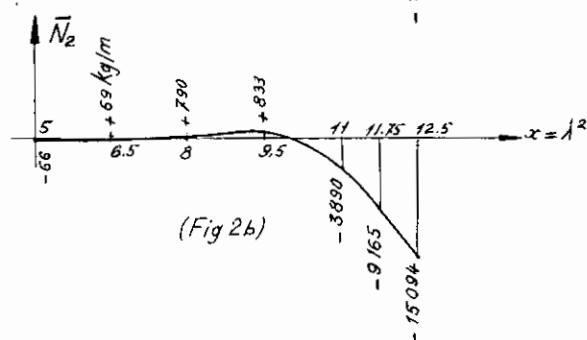
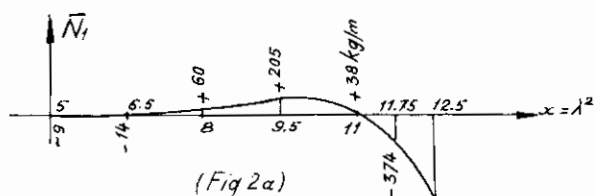
### EFFORTS DANS LA COUPOLE

La tension méridienne le long du pourtour de la coupole devient :

$$N'_\varphi = N_\varphi + \cos \varphi F = +3395 \text{ kg/m (compression)}$$

Le moment de flexion est donné par (27) :

$$M_\varphi = -M_{1B} = -136 \text{ m. kg/m}$$



La tension au pourtour, dans le sens du cercle parallèle est donnée par :

$$N'_\theta = \mathcal{N} \cdot \frac{l_1}{\Sigma} + v N'_\varphi + N_\theta = -4.891 \text{ kg/m (traction)}$$

\* \* \*

### EFFORTS DANS LA CEINTURE

Il se résume à un effort de traction  $\mathcal{N}$  tangent au cercle moyen.

Contrainte moyenne de traction du béton, abstraction faite de la réaction des armatures :

$$\sigma'_b = \frac{\mathcal{N}}{\Sigma} = \frac{29055}{3600} = 8,07 \text{ kg/cm}^2 < 16 \text{ kg/cm}^2$$



Section d'acier «TOR» pour lequel la contrainte de traction admise est:  $\sigma'_a = 1800 \text{ kg/cm}^2$ , abstraction faite de la réaction du béton:

$$\varepsilon'_a = \frac{29055}{1800} = 16,14 \text{ cm}^2$$

Si la ceinture, libre de se déplacer dans le sens  $BL$ , devait de ce fait, absorber, à elle seule, les réactions périphériques de la coupole, la tension de traction deviendrait:

$$\mathcal{N}_1 = b \sin \alpha \frac{N_\varphi}{\cos \varphi} \text{ soit:}$$

$$\mathcal{N}_1 = 50749 \text{ kg}$$

Les réactions élastiques de la coupole et de la paroi ont pour effet de diminuer cette traction d'environ 40%, ce qui est considérable.

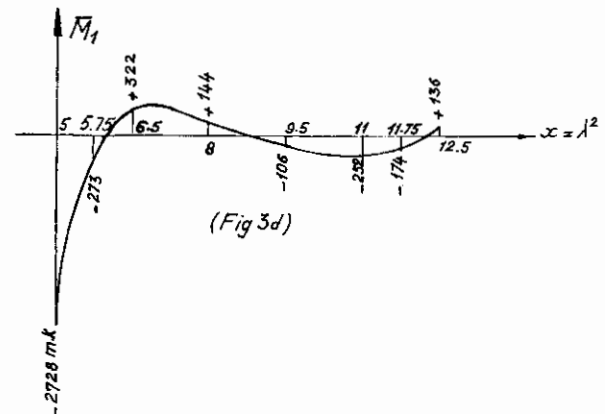
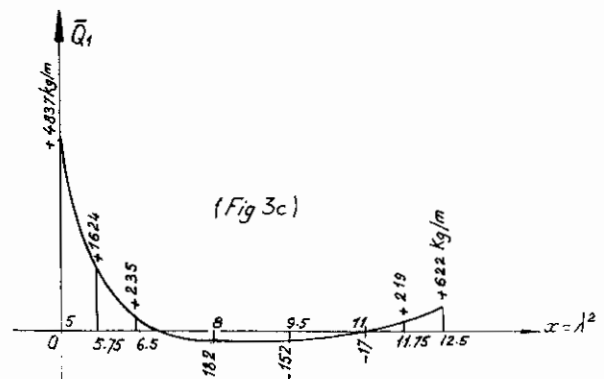
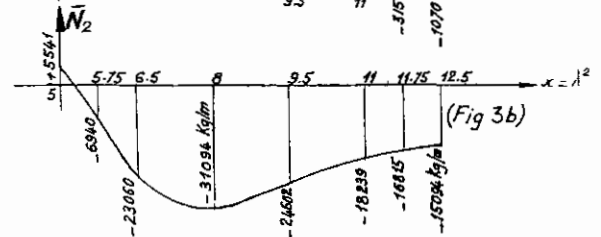
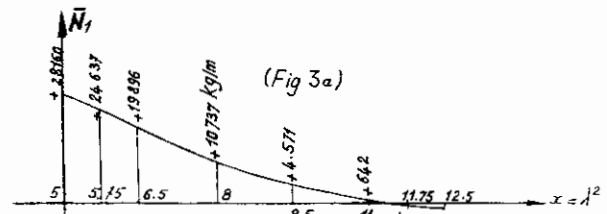
En contre partie, pour ce qui est de la paroi, les tensions et moments faisant l'objet des graphes 2a ... 2b doivent se superposer à ceux provenant de la poussée du liquide contenu dans le réservoir et qui ont été calculés dans notre précédent article.

Les graphes résultant de cette superposition font l'objet des figures 3a ... 3d.

Pour conclure, nous dirons que cette étude montre qu'il y a intérêt de ne pas négliger les réactions provoquées, sur l'ensemble de la structure du réservoir, par les poussées de la coupole de couverture.

Bien que les calculs soient un peu ardu, ils ont permis de dégager des résultats qui montrent la répartition, aussi exacte que possible, des tensions entre, d'une part, la ceinture de renfort, d'autre part, la paroi et la coupole.

Ces deux éléments, surtout la paroi, absorbent une assez grande part de ces poussées diminuant, comme nous l'avons fait remarquer, la tension de la ceinture dans de notables proportions.



## RESERVOIR IN DE VORM VAN EEN AFGEKNOTTE KEGEL MET CONSTANTE WANDDIKTE REACTIE VAN DE AFDEKKINGSKOEPEL

*Reservoirs worden zeer vaak bovenaan voorzien van een afdekking.*

*In het geval van een omwentelingswand, bestaat deze afdekking veelal uit een koepel in de vorm van een bolvormige kalot.*

*De koepel sluit dan aan bij de reservoirwand volgens een gemeenschappelijke parallel, waarbij het geheel versterkt wordt door een ringvormige omlijsting.*

*De reacties van deze afdekking op het stelsel „wand-ringlijst” zijn betrekkelijk aanzienlijk, vooral wanneer de afdekking blootstaat aan belastingen van klimatische aard.*

*Door onderhavig artikel wordt de mogelijkheid ge-*

*boden om deze reacties, evenals hun verdeling over beide elementen, te bepalen.*

*Het vangt aan met een rappel van de formules voor de evaluatie van de wandreacties. Daarna wordt overgegaan tot de berekeningen welke de studie mogelijk maken van de ringlijstreacties. Ten slotte worden de vergelijkingen opgesteld, waardoor het stelsel „wand-ringlijst” bij de elastische vervormingen en reacties van de koepel kan worden aangesloten.*

*Een numeriek voorbeeld wordt in detail behandeld.*

*Hieruit blijkt dat de spanning in de ringvormige omlijsting merkelijk gereduceerd wordt door de elastische reacties van de reservoirwand en van de koepelafdekking.*

# DRAAGVERMOGEN VAN STALEN LIGGERPALEN

door

**Dr. ir. E. DE BEER**

Prof. em. Rijksuniversiteit  
te Gent

**ir. SCHOLTES**

Adjunct ingenieur bij het  
Departement Technische Bijstand  
van Trade-Arbed

**Dr. ir. R. CARPENTIER**

wd. Hoofdingenieur-Directeur  
bij het Rijksinstituut  
voor Grondmechanica

## (2e Deel)

### HOOFDSTUK I (vervolg)

#### PROEVENPROGRAMMA TE KALLO

§9. Voorspelling van het grensdragvermogen van stalen liggerpalen opgehouden in dichtgepakte zandlagen aan de hand van de resultaten van diepsonderingen

##### 1. Algemene formules

Uitgaande van de voorgaande analyses kan worden getracht enkele eenvoudige regels te formuleren, om uit de resultaten der diepsonderingen een aan de veilige kant gelegen prognose van het grensdragvermogen van een liggerpaal welke opgehouden is in een vaste zandlaag te kunnen verrichten. De bedoeling ligt daarbij niet voor een juiste voorspelling van de verdeling der paalkrachten over de lengte te verkrijgen, docht enkel over het globale grensdragvermogen een betrouwbare waarde te verkrijgen. Hierbij zal onderscheid worden gemaakt tussen een gewone liggerpaal en een liggerpaal met een of andere verbreding.

##### a. Gewone liggerpaal zonder verbreding

###### a.1. Berekening zonder plugvorming

De meest eenvoudige veronderstelling is dat de ligger als een mes in de grond dringt.

##### Puntweerstand

Men berekent de doorsnede  $\omega_s$  (173)

$$\text{de equivalente diameter } D_e = \sqrt{\frac{4}{\pi} \omega_s} \quad (174)$$

de  $d_g$  waarde voor  $D_e$  uit de  $C_{k,d}$  waarden  $M_4$  met de methode R.I.G.

$$\text{de } q_{r,b} \text{ waarde: } q_{r,b} = \frac{d_g}{1,3} \quad (175)$$

$$Q_{r,b} = q_{r,b} \omega_s \quad (176)$$

##### Wrijvingsweerstand

In de lagen waar men de totale zijdelingse wrijvingsweerstand  $F_{s,CPT}$  heeft kunnen bepalen, en in zoverre men met een monotoon met de diepte stijgende waarde van  $F_{s,CPT}$  te maken heeft, kan men het  $F_{s,CPT}$  diagram, vereenvoudigd door een opeenvolging van rechte stukken voorstellen (fig. 22) elk kenmerkend voor een bepaalde laag.

Als de gradiënten  $\Delta F_{s,CPT,i} : L_i$  van al deze rechten met de diepte toenemen (fig. 22-a), kan de eenheids-wrijvingsweerstand  $f_{s,CPT,i}$  worden bepaald door

$$f_{s,CPT,i} = \frac{F_{s,CPT,i} - F_{s,CPT,i-1}}{L_i \chi_{CPT}} \quad (177)$$

Zijn de gradiënten

$$\frac{\Delta F_{s,CPT,i}}{L_i}$$

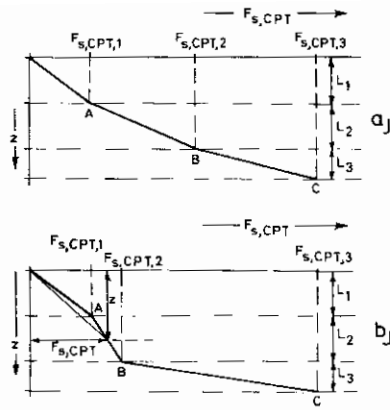


Fig. 22

niet monotoon stijgend met de diepte (b.v. fig. 22<sup>b</sup>) zo heeft men in de laag 1

$$f_{s,CPT,1} = \frac{F_{s,CPT,1}}{L_1 \chi_{CPT}} \quad (177a)$$

In de laag 2 waar de gradiënt kleiner is dan in de laag 1, beschouwt men de lagen 1 en 2 als een geheel, en voor een willekeurige diepte  $z$   $L_1 \leq z \leq L_1 + L_2$  beschouwt men voor het geheel der 2 lagen een gemiddelde eenheidswrijving

$$f_{s,CPT,1+2} = \frac{F_{s,CPT}}{z \chi_{CPT}} \quad (177b)$$

De waarde van  $f_{s,CPT}$  varieert tussen  $f_{s,CPT,1}$  voor  $z = L_1$  tot

$$f_{s,CPT,2} = \frac{F_{s,CPT,2}}{(L_1 + L_2) \chi_{CPT}} \quad \text{voor } z = L_1 + L_2.$$

Voor de laag 3 heeft men

$$f_{s,CPT,3} = \frac{F_{s,CPT,3} - F_{s,CPT,2}}{L_3 \chi_{CPT}} \quad (177c)$$

In de dichtgepakte zandlagen waar men, wegens de te hoge weerstand, de wrijving niet rechtstreeks heeft kunnen opmeten, bepaalt men de eenheidswrijvingsweerstand in de beschouwde laag door

$$f_{s,CPT,i} = \frac{(C_{k,d})_m}{200} \quad (178)$$

Om rekening te houden met het feit dat bij een liggerpaal de verdringing betrekkelijk gering is, wordt een verminderingscoëfficiënt  $s = 1 : 1.1$  toegepast

$$f_{s,i} = \frac{f_{s,CPT,i}}{1,1} \quad (179)$$

De wrijving vindt plaats over de omtrek van de staaldoorsnede  $\chi_s$ .

$$F_s = \chi_s \sum f_{s,i} L_i \quad (200)$$

$$Q_r = Q_{r,b} + F_s = q_{r,b} \omega_s + \chi_s \sum f_{s,i} L_i \quad (201)$$

## a.2 Berekening met partiële plugvorming

Uit de proeven te Kalló is gebleken dat bij intrede in een zeer dichtgepakte zandlaag zich gaandeweg een partiële plug vormt. Een juistere benadering zal dan ook er meestal in bestaan met een partiële plugvorming rekening te houden.

### Puntweerstand

Als dikte  $e$  van de grond die aan het staal kleeft, wordt de volgende waarde genomen (fig. 19)

$$\text{Als } a < b < 2a \quad e = \frac{a}{4} \quad (65)$$

$$b \geq 2a \quad e = \frac{1}{2} \frac{a^2}{b} \quad (66)$$

$a$  = uitstekende lengte van de flenzen;  $b$  = inwendige lengte van de lijfplaat.

$$\text{Men berekent } \omega_{\text{plug}} = \omega_s + 2eb. \quad (68)$$

$$D_e = \sqrt{\frac{4}{\pi} \omega_{\text{plug}}} \quad (202)$$

$d_g$  bij  $D_e$  uit  $C_{k,d}$  volgens methode RIG

$$q_{r,b} = \frac{d_g}{1,3} \quad (203)$$

$$Q_{r,b} = q_{r,b} \omega_{\text{plug}} \quad (204)$$

### Wrijvingsweerstand

over de hoogte van de plug:

De hoogte van de plug  $L_{pl}$  wordt gelijk genomen aan 10 maal de equivalente diameter  $D_e$ .

$$L_{pl} = 10 D_e \quad (205)$$

Over de hoogte van de plug kan enkel worden gerekend op de wrijving langs de netto omtrek  $X_{\text{netto}}$  (fig. 20).

Over de hoogte van de plug vindt wel een vrij grote verdringing plaats, zodat men aldaar kan stellen

$$f_{s, \text{plug}} = f_{s, \text{CPT}, L_{pl}} \quad (206)$$

$$F_{s, \text{plug}} = \chi_{\text{netto}} L_{\text{plug}} f_{s, \text{CPT}, L_{pl}} \quad (207)$$

$f_{s, \text{CPT}, \text{plug}}$  is gegeven door een der formules (177) of (178)

— in de zandlagen in dewelke de plug is ontstaan. Bij het doorvaren van de plug vindt een merkbare

verdringing plaats, doch wanneer de plug voorbij is, treedt in de grond tussen de flenzen een grote ontspanning op.

Voor de wrijving op de buitenkant der flenzen, kan men stellen

$$f_{s,i}^{\text{bui}} = f_{s,\text{CPT},i} \quad (208)$$

$$F_{s,i}^{\text{bui}} = f_{s,\text{CPT},i} L_i \chi^{\text{bui}} \quad (209)$$

$\chi^{\text{bui}}$  = buitenomtrek van de flenzen

Voor de wrijving in de grond binnen de flenzen, dient men te stellen

$$f_{s,i}^{\text{bi}} = \frac{1}{2} f_{s,\text{CPT},i} \quad (210)$$

$$F_{s,i}^{\text{bi}} = \frac{1}{2} f_{s,\text{CPT},i} L_i \chi^{\text{bi}} \quad (211)$$

met  $\chi^{\text{bi}}$  = binnenomtrek =  $2H_s$

$H_s$  = hoogte van de stalen ligger

– in de bovenlagen in dewelke zich geen plug heeft gevormd, heeft men

$$f_{s,i} = \frac{f_{s,\text{CPT},i}}{1.1} \quad (212)$$

$$F_{s,i} = f_{s,i} \chi_s \quad (213)$$

## b. Palen met verbreding

In geval van liggerpalen met verbreding, spelen de plaats, de vorm en afmetingen van de verbreding een zeer grote rol.

Daar à priori vele combinaties mogelijk zijn, kunnen hier slechts enkele algemene regels worden aangegeven.

### b.1. Weerstand onder de verbredingsplaat

Indien  $\omega_v$  het oppervlak van de plaat is, wordt de equivalente diameter  $D_{e,v}$  gegeven door

$$D_{e,v} = \sqrt{\frac{4}{\pi} \omega_v} \quad (214)$$

Met de methode Rijksinstituut voor Grondmechanica berekent men uit  $C_{k,d}$  de waarde  $d_g$  voor  $D_{e,v}$ .

#### b.1.1. Vormfactor

Indien de verbredingsplaat geen vierkant is, dient  $d_g$  te worden gedeeld door de vormfactor

$$s = \frac{1.3}{1 + 0.3 \frac{b}{l}} \quad (215)$$

$b$  = breedte van de plaat  $l$  = lengte

### b.1.2. Uitwijkingsfactor

Wanneer de verbredingsplaat aan de bovenzijde niet over een voldoende hoogte van een opstaande wand is voorzien, kan de verdringing van de grond onder de plaat gemakkelijker geschieden, zodat de eenheidweerstand geringer is, dan in het geval van een paal met constante volle doorsnede. Om die reden dient alsdan een uitwijkingsfactor  $\alpha$  te worden ingevoerd. Als uitdrukking voor  $\alpha$  wordt voorgesteld

$$\alpha = \frac{1}{\sqrt{1 + \left(\frac{D_{e,v}}{D_{e,s}} - 1\right) \left[1 - \left(\frac{\chi_{o,w}}{\chi_v}\right)^2\right]}} \quad (216)$$

$D_{e,s}$  = equivalente diameter van de staaldoorsnede

$D_{e,v}$  = equivalente diameter van de verbredingsplaat

$\chi_{o,w}$  = lengte over dewelke de opstaande wand bestaat, over een hoogte minstens gelijk aan  $3D_{e,v}$

$\chi_v$  = omtrek van de verbredingsplaat

### b.2. Lengte van de ligger onder de verbredingsplaat

Voor de behandeling van de weerstand (punt- en mantel) voor het gedeelte van de ligger gelegen onder de verbredingsplaat kan eenvoudig naar het geval van een liggerpaal zonder verbredingsplaat worden verwezen.

### b.3. Lengte van de ligger boven de verbredingsplaat

1) over de hoogte over de welke de opstaande wand over de gehele doorsnede bestaat, stelt men

$$f_{s,i} = f_{s,\text{CPT},i} \quad (217)$$

2) Over de hoogte over de welke de opstaande wand slechts gedeeltelijk bestaat, stelt men

$$2-\alpha) f_{s,i} \leq 20 \text{ kN/m}^2 \leq f_{s,\text{CPT},i} \quad (218)$$

over het gedeelte van de omtrek waar de opstaande wand ontbreekt.

$$2-\beta) f_{s,i} = f_{s,\text{CPT},i} - (f_{s,\text{CPT},i} - 20) \left(1 - \frac{\chi_{o,w}}{\chi_v}\right) \quad (219)$$

op het gedeelte van de omtrek waar de opstaande wand bestaat.

Voor nog meer ingewikkelde vormen van de verbredingen dient men desnoods bijkomende aannamen te maken, welke op de vorige algemene gedachtengang steunen.

## 2. Toepassing op de liggerpalen van Kallo

Paal I (Diepsondering C) 18 m

a. Berekening zonder plugvorming.

$$\omega_s = 270 \text{ cm}^2 \quad (1)$$

$$D_e = \sqrt{\frac{4}{\pi} 270} = \sqrt{356} = 18,80 \text{ cm} \quad (220)$$

Men bepaalt de waarden van  $d_g$  welke overeenstemmen met  $d_e = 18,80 \text{ cm}$  figuur 3C

$$\text{Men vindt } d_g = 17,3 \frac{\text{MN}}{\text{m}^2} \quad (221)$$

$$q_{r,b} = \frac{17,3}{1,3} = 13,3 \frac{\text{MN}}{\text{m}^2} \quad (223)$$

$$Q_{r,b} = 13300 \times 0,0270 = 359,1 \text{ kN} \quad (224)$$

Dichtgepakt zand  $S_2$

$$L_{S_2} = 3,80 \text{ m} \quad (C_{k,d})_{m,S_2} = 17,72 \frac{\text{MN}}{\text{m}^2} \quad (56)$$

$$f_{s,S_2,CPT} = \frac{17720}{200} = 88,6 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad (57)$$

$$f_{s,S_2} = \frac{88,6}{1,1} = 80,5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad (225)$$

$$\chi_s = 2,1854 \text{ m} \quad (46)$$

$$F_{s,S_2} = 80,5 \times 3,80 \times 2,1854 = 668,5 \text{ kN} \quad (226)$$

Dichtgepakt zand  $S_1$

$$L_{S_1} = 5,80 \text{ m} \quad (C_{k,d})_{m,S_1} = 26,75 \frac{\text{MN}}{\text{m}^2} \quad (53)$$

$$f_{s,S_1,CPT} = \frac{26.750}{200} = 133,8 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad (54)$$

$$f_{s,S_1} = \frac{133,8}{1,1} = 121,6 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad (227)$$

$$F_{s,S_1} = 121,6 \times 5,80 \times 2,1854 = 1541,3 \text{ kN} \quad (228)$$

leemhoudend fijnzand

$$L_l = 3,20 \text{ m}$$

$$F_{s,l+sl,CPT} - F_{s,sl,CPT} = 50 - 20 = 30 \text{ kN}$$

formule 177

$$f_{s,l,CPT} = \frac{30}{3,20 \times 0,11} = 85,2 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad (50)$$

$$f_{s,l} = \frac{85,2}{1,1} = 77,5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad (229)$$

$$F_{s,l} = 77,5 \times 3,20 \times 2,1854 = 542 \text{ kN} \quad (230)$$

TABEL XIV — Berekening draagvermogen paal I

a) zonder plugvorming  
 $\omega_s = 270 \text{ cm}^2$   $D_e = 18,80 \text{ cm}$

	$q_{r,b}$ MN/m <sup>2</sup>	$Q_{r,b}$ kN	$f_s$ kN/m <sup>2</sup>	L m	$\chi_s$ m	$F_s$ kN	$Q_{r,b} + \sum F_s$ kN
Puntweerstand	13,3	359,1					359,1
Zand $S_2$			80,5	3,50	2,1854	668,5	1027,6
Zand $S_1$			121,6	5,80	2,1854	1541,3	2568,9
leemhoudend zand			77,5	3,20	2,1854	542	3110,9
slappe laag			39,4	5,20	2,1854	447,2	3558,1
b) <u>met partiële plugvorming</u> $\omega_{\text{plug}} = 572 \text{ cm}^2$ $D_{e,\text{plug}} = 27 \text{ cm}$							
Puntweerstand	13,0	743,6					743,6
plug			88,6	2,70	1,995	477,2	1220,8
Zand $S_2$			bui 88,6 bi 44,3	1,10	0,788	76,8 113,3	1334,1
Zand $S_1$			bui 133,8 bi 66,9	5,80	0,750 0,788 0,750	36,5 611,8 291,0	2236,6
leemhoudend zand			77,5	3,20	2,1854	542,0	2778,6
slappe laag			39,4	5,20	2,1854	447,2	3225,8

slappe laag

$$L_{sl} = 5,20 \text{ m}; \quad F_{s,sl,CPT} = 20 \text{ kN}$$

$$f_{s,sl,CPT} = \frac{20}{4,20 \times 0,11} = 43,3 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad (48)$$

$$f_{s,sl} = \frac{43,3}{1,1} = 39,4 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad (231)$$

$$F_{s,sl} = 39,4 \times 5,20 \times 2,1854 = 447,2 \text{ kN} \quad (232)$$

Alle resultaten zijn samengebracht in tabel XIV.

b. Berekening met partiële plugvorming

$$a = 18,85 \text{ cm} \quad e = \frac{18,85}{4} = 4,71 \text{ cm} \quad (67)$$

$$\omega_{\text{plug}} = 270 + 2 \times 4,71 \times 32,1 = 572 \text{ cm}^2 \quad (69)$$

$$D_{e,\text{plug}} = 27 \text{ cm} \quad (70)$$

– Uit de diepsondering C

$$d_g = 16,9 \frac{\text{MN}}{\text{m}^2} \quad (72)$$

$$q_{r,\text{plug}} = \frac{16,9}{1,3} = 13,0 \frac{\text{MN}}{\text{m}^2} \quad (72)$$

$$Q_{r,\text{plug}} = 13,0 \times 0,0572 = 743,6 \text{ kN} \quad (73)$$

– Als hoogte van de plug neemt men:

$$L_{\text{plug}} = 10 \times 0,27 = 2,70 \text{ m} \quad (233)$$

$$\chi_{\text{netto}} = 1,995 \text{ m} \quad (74)$$

$$f_{s,be,\text{plug}} = f_{s,\text{plug},CPT} = 88,6 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad (57)$$

$$F_{s,\text{plug}} = 88,6 \times 2,70 \times 1,995 = 477,2 \text{ kN} \quad (234)$$

– In het zand  $S_2$  blijft een hoogte van:

$$L_{S_2} = 3,80 - 2,70 = 1,10 \text{ m} \quad (235)$$

$$f_{s,S_2}^{\text{bui}} = f_{s,S_2,CPT} = 88,6 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad (236)$$

$$f_{s,S_2}^{\text{bi}} = \frac{1}{2} f_{s,S_2,CPT} = \frac{88,6}{2} = 44,3 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad (237)$$

$$\chi^{\text{bui}} = 2 \times 0,394 = 0,788 \text{ m}$$

$$\chi^{\text{bi}} = 2 \times 0,375 = 0,750 \text{ m}$$

$$F_{s,S_2}^{\text{bui}} = 88,6 \times 1,10 \times 0,788 = 76,8 \text{ kN}$$

$$F_{s,S_2}^{\text{bi}} = 44,3 \times 1,10 \times 0,750 = 36,5 \text{ kN}$$

$$F_{s,S_2} = 76,8 + 36,5 = 113,3 \text{ kN} \quad (248)$$

$$\text{Zand } S_1 \quad L_{S_1} = 5,80 \text{ m}$$

$$f_{s,S_1,CPT} = 133,8 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$F_{s,S_1}^{\text{bui}} = 133,8 \times 5,80 \times 0,788 = 611,5 \text{ kN}$$

$$F_{s,S_1}^{\text{bi}} = \frac{133,8}{2} \times 5,80 \times 0,750 = 291 \text{ kN}$$

$$F_{s,S_1} = 611,5 + 291 = 902,5 \text{ kN} \quad (239)$$

In het leemhoudend zand en in de slappe laag is niets gewijzigd t.o.v. de 1ste berekeningsmethode.

Alle resultaten zijn samengebracht in de tabel XIV-b.

Met de berekening zonder plugvorming heeft men

$$Q_r = 3558,1 \text{ kN} \quad (240)$$

Met de berekening met partiële plugvorming vindt men een ietwat lagere waarde

$$Q_r = 3225,8 \text{ kN} \quad (241)$$

Om veiligheidsredenen, wordt voorgesteld steeds beide berekeningen uit te voeren en de laagste verkregen waarde te nemen.

In het voorbeeld stemt de laagste waarde vrij goed met de experimentele waarde overeen.

Paal II (Diepsondering D) 15 m.

a. Berekening zonder plugvorming

$$\omega_s = 270 \text{ cm}^2 \quad (1)$$

$$D_e = 18,80 \text{ cm} \quad (220)$$

$$d_g = 18,8 \text{ MN/m}^2 \quad (\text{zie fig. 3-D})$$

$$\text{– punt } q_{r,b} = \frac{18,8}{1,3} = 14,5 \frac{\text{MN}}{\text{m}^2}$$

$$Q_{r,b} = 14500 \times 0,0270 = 391,5 \text{ kN}$$

$$\text{– zand } S_2 \quad L_{S_2} = 0,60 \text{ m}$$

$$f_{s,S_2,CPT} = 98,8 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad \chi_s = 2,1854 \text{ m}$$

$$f_{s,S_2} = \frac{98,8}{1,1} = 89,8 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$F_{s,S_2} = 89,8 \times 0,60 \times 2,1854 = 117,7 \text{ kN}$$

– zand  $S_1$  onder de verbreding  $L = 2,40 \text{ m}$

$$f_{s,be,S_1,CPT} = 160 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad \chi_s = 2,1854 \text{ m}$$

$$f_{s,be,S_1} = \frac{160}{1,1} = 145,5 \text{ kN/m}^2$$

$$F_{s,be,S_1} = 145,5 \times 2,40 \times 2,1854 = 763,1 \text{ kN}$$

– draagvermogen onder de verbredingsplaat

$$\omega_s = 3000 \text{ cm}^2 \quad D_{e,v} = 61,95 \text{ cm} \quad (87)$$

$$d_g = 19,1 \frac{\text{MN}}{\text{m}^2}$$

$$b = 37,5 \text{ cm} \quad l = 80,5 \text{ cm}$$

$$\frac{b}{l} = \frac{37,5}{80,5} = 0,466 \quad (90)$$

$$\frac{1}{s} = \frac{1 + 0,3 \times 0,466}{1,3} = 0,875 \quad (91)$$

In de paal II bestaat de opstaande wand over heel de omtrek van de verbredingsplaat en heeft een lengte  $L = 2,00 \text{ m}$ .

$$\frac{L_v}{D_{e,v}} = \frac{200}{61,95} = 3,25 > 3$$

De formule 216 is dus toepasselijk. Aangezien  $\chi_{\text{opstaande wand}} = \chi_{\text{plaat}}$ , heeft men  $\alpha = 1$ .

Men heeft:

$$d_g = 19,1 \frac{\text{MN}}{\text{m}^2} \quad (88)$$

$$q_{r,v} = \frac{\alpha d_g}{s}$$

$$q_{r,v} = 1,0 \times 0,875 \times 19,1 = 16,7 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad (92)$$

$$\omega_{v,\text{netto}} = 3000 - 270 = 2730 \text{ cm}^2$$

$$Q_{r,v} = 16700 \times 0,273 = 4559,1 \text{ kN} \quad (242)$$

Wrijving in de laag  $S_1$  langs de verbreding ( $L = 2,00 \text{ m}$ )

$$f_{s,v} = f_{s,v,\text{CPT}} = 147 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad (94)$$

$$X_v = 2,36 \text{ m} \quad (95)$$

$$F_{s,v} = 147 \times 2,00 \text{ m} \times 2,36 = 693,8 \text{ kN} \quad (96)$$

Wrijving in zandlaag  $S_1$ , boven de verbreding  $L = 1,60 \text{ m}$ .

1) buitenzijde van de flenzen

$$f_{s,bo,S_1,\text{CPT}} = 110,45 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad (97)$$

$$X^{\text{bui}} = 0,788 \text{ m}$$

$$\frac{X^{\text{bui}}}{X_v} = \frac{0,788}{2,36} = 0,334 \quad (242)$$

De formule (219) geeft

$$f_{s,bo,S_1}^{\text{bui}} = 110,45 - (110,45 - 20)(1 - 0,334) \quad (243)$$

$$= 110,45 - 90,45 \times 0,666 = 50,21 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$F_{s,bo,S_1}^{\text{bui}} = 50,21 \times 1,60 \times 0,788 = 63,3 \text{ kN} \quad (244)$$

$$f_{s,bo,S_1}^{\text{bi}} = 20 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad X_{\text{bi}} = 0,750 \text{ m}$$

$$F_{s,bo,S_1}^{\text{bi}} = 20 \times 1,60 \times 0,750 = 24 \text{ kN} \quad (245)$$

$$F_{s,bo,S_1} = 63,3 + 24 = 87,3 \text{ kN} \quad (246)$$

Leemhoudend fijnzand  $L_l = 3,40 \text{ m}$

$$\text{buiten} \quad f_{s,l,\text{CPT}} = 53 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad (105)$$

$$(247)$$

De formule (219) geeft:

$$f_{s,l}^{\text{bui}} = 53 - (53 - 20)(1 - 0,334) \quad (248)$$

$$= 53 - 33 \times 0,666 = 31,0 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad (249)$$

$$F_{s,l}^{\text{bui}} = 31,0 \times 3,40 \times 0,788 = 83,1 \text{ kN} \quad (250)$$

binnen

$$F_{s,l}^{\text{bi}} = 20 \times 3,40 \times 0,750 = 51 \text{ kN} \quad (251)$$

$$F_{s,l} = 83,1 + 51 = 134,1 \text{ kN} \quad (253)$$

slappe laag  $L_{sl} = 5,00 \text{ m}$

buiten

$$f_{s,sl,\text{CPT}} = 25,6 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad (111)$$

De formule (219) geeft:

$$f_{s,sl}^{\text{bui}} = 25,6 - (25,6 - 20)(1 - 0,334)$$

$$25,6 - 5,6 \times 0,666$$

$$25,6 - 3,70$$

$$= 21,90 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad (254)$$

$$F_{s,sl}^{\text{bui}} = 21,9 \times 5,00 \times 0,788 = 86,3 \text{ kN} \quad (255)$$

binnen

$$F_{s,sl}^{\text{bi}} = 20,00 \times 5,00 \times 0,75 = 75 \text{ kN} \quad (256)$$

$$F_{s,sl} = 86,3 + 75 = 161,3 \text{ kN} \quad (257)$$

Alle resultaten zijn samengebracht in de tabel XV/a.



TABEL XV -- Berekening draagvermogen paal II

a) zonder plugvorming

	$q_r$ MN/m <sup>2</sup>	$Q_{r,h}$ en $Q_{r,v}$ kN	dikte van de laag L m	$f_s$ kN/m <sup>2</sup>	$\lambda$ in m	$P_s$ kN	$\sum (Q_{r,b} + Q_{r,v} + P_s)$ kN
Puntweerstand	14,5	391,5	--				391,5
zand S <sub>2</sub>			0,60	89,8	2,1854	117,7	509,2
zand S <sub>1</sub> onder verbreding			2,40	145,5	2,1854	763,1	1272,3
verbredingsplaat	16,7	4559,1	--	--			5831,4
zand S <sub>1</sub> over verbreding			2,00	147	2,36	693,8	6525,2
boven verbreding buiten			1,60	50,2	0,788	63,3	} 87,3
binnen				20	0,75	24	
leemhoudend zand buiten			3,40	31	0,788	83,1	} 134,1
binnen				20	0,75	51	
slappe laag buiten			5,00	21,9	0,788	86,3	} 161,3
binnen				20	0,75	75	

b) partiële plugvorming.

Plugweerstand	14,2	812,2					812,2
Zand S <sub>2</sub>			0,60	98,8	1,995	118,3	930,5
Zand S <sub>1</sub> onder verbreding			2,40	160	1,995	766,1	1696,6
verbredingsplaat	16,83	4086,3					5782,9
Zand S <sub>1</sub> langs verbreding			2,00	147	2,36	693,8	6476,7
wrijving boven verbreding buiten			1,60	50,2	0,788	63,3	} 87,3
binnen				20	0,75	24	
leemhoudend zand buiten			3,40	31	0,788	83,1	} 134,1
binnen				20	0,75	51	
slappe laag buiten			5,00	21,9	0,788	86,3	} 161,3
binnen				20	0,75	75	

b. Berekening met partiële plugvorming

— Plugweerstand

cfr. paal I  $e = 4,71$  cm  $\omega_{plug} = 572$  cm<sup>2</sup>

$$D_e = 27$$
 cm (70)

Op 15 m diepte  $d_g = 18,45$  MN/m<sup>2</sup> (118)

$$q_{r,plug} = \frac{18,45}{1,3} = 14,2$$
 MN/m<sup>2</sup>

$$Q_{r,plug} = 14200 \times 0,0572 = 812,2$$
 kN (120)

— Wrijving op de plug.

Volgens de voorgestelde werkwijze, neemt men empirisch als lengte van de plug:

$$L_{plug} = 10 D_e = 10 \times 0,27 = 2,70$$
 m

De verbredingsplaat ligt echter slechts 3 m boven het onderuiteinde. Men zal dan ook beter de werkelijkheid benaderen door de lengte van de plug gelijk te nemen aan 3 m.

Wrijving in het zand S<sub>2</sub>

$$L_{S_2} = 0,60 \text{ m} \quad f_{s,S_2} = 98,8 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad \chi_{\text{netto}} = 1,995 \text{ m}$$

$$F_{s,S_2} = 98,8 \times 0,60 \times 1,995 = 118,3 \text{ kN} \quad (121)$$

Wrijving in het zand  $S_1$  onder de verbreding

$$L_{be,S_1} = 2,40 \text{ m} \quad f_{s,be,S_1} = 160 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$\chi_{\text{netto}} = 1,995 \text{ m}$$

$$F_{s,be,S_1} = 160 \times 2,40 \times 1,995 = 766,1 \text{ kN} \quad (122)$$

– Weerstand onder de verbredingsplaat

$$\omega_{\text{netto}} = \omega_v - \omega_{\text{plug}} = 3000 - 572 = 2428 \text{ cm}^2 \quad (123)$$

$$q_{r,v} = 16,83 \frac{\text{MN}}{\text{m}^2} \quad (91)$$

$$Q_{r,v} = 16830 \times 0,2428 = 4086,3 \text{ kN} \quad (124)$$

– Wrijving langs de verbreding:

$$F_{s,v} = 147 \times 2,00 \times 2,36 = 693,8 \text{ kN} \quad (96)$$

Wrijving in zandlaag  $S_1$  boven de verbreding:

$$F_{s,bo,S_1} = 87,3 \text{ kN} \quad (246)$$

Wrijving in leemhoudend fijnzand:

$$F_{s,l} = 134,1 \text{ kN} \quad (253)$$

Wrijving in slappe laag:

$$F_{s,sl} = 161,3 \text{ kN} \quad (258)$$

Alle resultaten zijn in tabel XV-b samengebracht.

Men krijgt: zonder plug  $Q_r = 6907,9 \text{ kN}$   
met partiële plug  $Q_r = 6859,4 \text{ kN}$

Veiligheidshalve wordt terug de kleinste waarde aangenomen.

Men krijgt terug een vrij goede overeenstemming met de opgemeten conventionele breukweerstand  $Q_r^{\text{conv}} = 7000 \text{ kN}$ .

Paal III.  $L = 14,50 \text{ m}$  diepsondering  $F$ .

III.1 geen plugvorming.

a) Puntweerstand

$$\omega_s = 270 \text{ m}^2 \quad D_e = 18,8 \text{ cm}$$

De waarden van  $d_g$  voor  $D_e = 18,8 \text{ cm}$  zijn op de figuur 3F aangegeven.

$$\text{Op } 14,50 \text{ m diepte, } d_g = 19,5 \text{ MN/m}^2$$

$$q_{r,b} = \frac{19,5}{1,3} = 15,0 \text{ MN/m}^2$$

$$Q_{r,b} = 15000 \times 0,0270 = 405,0 \text{ kN} \quad (128)$$

b) wrijving in de zandlaag  $S_1$  onder de verbreding

$$C_{k,d,m} = 25,70 \frac{\text{MN}}{\text{m}^2}$$

$$f_{s,be,S_1,CPT} = \frac{25700}{200} = 128,6 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad (129)$$

$$f_{s,be,S_1} = \frac{128,6}{1,10} = 116,9 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad (259)$$

$$\chi_s = 2,1854 \text{ m}$$

$$F_{s,be,S_1} = 116,9 \times 3,00 \times 2,1854 = 766,4 \text{ kN} \quad (260)$$

c) weerstand onder de verbredingsplaat

$$D_{e,v} = 61,95 \text{ cm} \quad D_{e,s} = 18,80 \text{ cm} \quad (87)$$

$$d_g = 18,0 \frac{\text{MN}}{\text{m}^2} \quad (130)$$

$$1 : s = 0,875 \quad (91)$$

Ten einde de formule (216) te kunnen aanwenden, berekent men

$$\chi_{o,w} = 2 \times 0,394 = 0,788 \text{ m}; \quad \chi_v = 2,36 \text{ m}$$

$$\frac{\chi_{o,w}}{\chi_v} = \frac{0,788}{2,36} = 0,334 \quad (261)$$

$$D_{e,s} = 18,80 \text{ cm} \quad (220)$$

$$\frac{D_{e,v}}{D_{e,s}} = \frac{61,95}{18,8} = 3,30$$

$$\alpha = \frac{1}{\sqrt[4]{1 + \left(\frac{D_{e,v}}{D_{e,s}} - 1\right) \left[1 - \left(\frac{\chi_{o,w}}{\chi_v}\right)^2\right]}} \quad (262)$$

$$\alpha = \frac{1}{\sqrt[4]{1 + (3,3 - 1)(1 - 0,334^2)}} = \frac{1}{1,32}$$

$$q_{r,v} = \frac{\alpha d_g}{s} = \frac{1}{1,32} 0,875 \times 18 \quad (263)$$

$$q_{r,v} = 11,9 \frac{\text{MN}}{\text{m}^2} \quad (264)$$

$$Q_{r,v} = 11900 \times 0,2730 = 3248,7 \text{ kN} \quad (265)$$

Wrijving boven de verbredingsplaat

in de zandlaag  $S_1$   $L_{bo,S_1} = 3,10 \text{ m}$

buiten:  $C_{k,d,m} = 26,61 \text{ MN/m}^2$

$$f_{s,bo,S_1,CPT} = \frac{26610}{200} = 133,1 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad (134)$$

$$\chi^{\text{bui}} = 78,8 \text{ cm}$$

De formule 219 geeft:

$$f_{s,bo,S_1}^{\text{bui}} = 133,1 - (133,1 - 20) \times \left(1 - \frac{78,5}{236}\right) = 57,8 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad (266)$$

$$F_{s,bo,S_1}^{\text{bui}} = 57,8 \times 3,10 \times 0,788 = 141,2 \text{ kN} \quad (267)$$

binnen:

$$F_{s,bo,S_1}^{\text{bi}} = 20 \times 3,10 \times 0,75 = 46,5 \text{ kN} \quad (268)$$

$$F_{s,bo,S_1} = 141,2 + 46,5 = 187,7 \text{ kN} \quad (269)$$

leemhoudend fijnzand.  $L_l = 3,40 \text{ m}$

$$F_{s,l+sl,CPT} - F_{s,sl} = 37,5 - 11 = 26,5 \text{ kN} \quad (138)$$

$$f_{s,l,CPT} = 70,9 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad (139)$$

De formule (219) geeft:

$$f_{s,l}^{\text{bui}} = 70,9 - (70,9 - 20)(1 - 0,334) = 37,0 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad (270)$$

$$F_{s,l}^{\text{bui}} = 37,0 \times 3,40 \times 0,788 = 99,1 \text{ kN} \quad (271)$$

$$F_{s,l}^{\text{bi}} = 20 \times 3,40 \times 0,75 = 51 \text{ kN} \quad (272)$$

$$F_{s,l} = 99,1 + 51 = 150,1 \text{ kN} \quad (273)$$

Slappe laag.  $L_{sl} = 5,00 \text{ m}$

$$F_{s,sl,CPT} = 11,0 \text{ kN} \quad (143)$$

$$f_{s,sl,CPT} = 25,0 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad (144)$$

buiten

formule (219):

$$f_{s,sl}^{\text{bui}} = 25 - (25 - 20) 0,666 = 21,7 \text{ kN/m}^2 \quad (274)$$

$$F_{s,sl}^{\text{bui}} = 21,7 \times 5,00 \times 0,788 = 85,5 \text{ kN} \quad (275)$$

binnen

$$F_{s,sl}^{\text{bi}} = 20,0 \times 5,00 \times 0,75 = 75 \text{ kN} \quad (276)$$

$$F_{s,sl} = 85,5 + 75 = 160,5 \text{ kN} \quad (277)$$

Alle resultaten zijn in de tabel XVI-a verzameld.

### III.2 partiële plugvorming

$$e = 4,71 \text{ cm} \quad (67)$$

$$\omega_{\text{plug}} = 572 \text{ cm}^2 \quad (69)$$

$$D_{e,\text{plug}} = 27 \text{ cm} \quad (70)$$

$$d_g = 19,41 \text{ MN/m}^2 \quad (149)$$

$$q_{r,\text{plug}} = 14,931 \text{ MN/m}^2 \quad (150)$$

$$Q_{r,\text{plug}} = 854,0 \text{ kN} \quad (151)$$

Wrijving op de plug.

De lengte van de plug wordt aangenomen gelijk te zijn aan de afstand van het onderuiteinde tot de verbredingsplaat

$$L_{\text{plug}} = 3,00 \text{ m} \quad \chi = 1,995 \text{ m}$$

$$f_{s,be,S_1} = 128,6 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad (129)$$

$$F_{s,be,S_1} = 769,7 \text{ kN} \quad (152)$$

Basisweerstand onder de verbredingsplaat

$$D_{e,v} = 61,95 \text{ cm} \quad D_{e,s} = 18,80 \text{ cm} \quad (87)$$

$$d_g = 18,0 \frac{\text{MN}}{\text{m}^2} \quad (130)$$

$$1 : s = 0,875 \quad (91); \quad \alpha = 1 : 1,32 \quad (262)$$

$$q_{r,v} = 11,9 \frac{\text{MN}}{\text{m}^2} \quad (264)$$

$$\omega_{\text{netto}} = 3000 - 572 = 2428 \text{ m}^2 \quad (123)$$

$$Q_{r,v} = 11.900 \times 0,2428 = 2889,3 \text{ kN} \quad (278)$$

Wrijving boven de verbredingsplaat

$$\text{zandlaag } S_1 \quad F_{s,bo,S_1} = 187,7 \text{ kN} \quad (269)$$

$$\text{leemhoudend zand} \quad F_{s,l} = 150,1 \text{ kN} \quad (273)$$

$$\text{slappe laag} \quad F_{s,sl} = 160,5 \text{ kN} \quad (277)$$

Alle resultaten zijn in de tabel XVI-b verzameld.

$$\text{Zonder plug krijgt men} \quad Q_r = 4918,4 \text{ kN} \quad (279)$$

$$\text{met plug} \quad Q_r = 5011,3 \text{ kN} \quad (280)$$

Veiligheidshalve wordt terug de kleinste waarde aangenomen:  $Q_r = 4918,4 \text{ kN}$ . De berekende waarde stemt terug vrij goed overeen met de gemeten conventionele breuklast:  $Q_r^{\text{conv}} = 5200 \text{ kN}$ .

*Bemerking*

De bovenstaande berekening werd uitgevoerd in de veronderstelling dat de verstijvingsribben boven de verbredingsplaat niet bestaan. Deze ribben hinderen de beweeglijkheid van de grond onder de verbredingsplaat en vermeerderen dus enigszins  $q_{r,v}$ . Bovendien geven ze een zekere bijkomende weerstand. Veiligheidshalve werd deze tweevoudige gun-

TABEL XVI — Berekening draagvermogen paal III

a) zonder plugvorming	$q_r$	$Q_{r,b}$ en $Q_{r,v}$	$L$ dikte van de laag	$f_s$	$\chi$ omtrek	$F_s$	$\Sigma(Q_{r,b} + Q_{r,v} + F_s)$
	MN/m <sup>2</sup>	kN	m	kN/m <sup>2</sup>	m	kN	kN
puntweerstand	15,0	405,0					405,0
zand $S_1$ onder verbreding			3,00	116,9	2,1854	766,4	1171,4
weerstand onder de verbredingsplaat	11,9	3248,7					4420,1
zand $S_1$ boven verbreding			3,10				
buiten				57,8	0,788	141,2	187,7
binnen				20	0,75	46,5	
leemhoudend zand			3,40				
buiten				37,0	0,788	99,1	150,1
binnen				20	0,75	51	
slappe laag			5,00				
buiten				21,7	0,788	85,5	160,5
binnen				20	0,75	75	
b) met partiële plugvorming							
plugweerstand	14,931	854,0					854
wrijving op plug			3,00	128,6	1,995	769,7	1623,7
weerstand onder verbredingsplaat	11,9	2889,3					4513,0
wrijving boven plaat			3,10				
zand $S_1$							
buiten				57,8	0,788	141,2	187,7
binnen				20	0,75	46,5	
leemhoudend zand			3,40				
buiten				37,0	0,788	99,1	150,1
binnen				20	0,75	51	
slappe laag			5,00				
buiten				21,7	0,788	85,5	160,5
binnen				20	0,75	75	

stige invloed verwaarloosd. Desgevallend zou men deze tweevoudige gunstige invloed kunnen incalculeren, namelijk in de formule (216).

Paal IV. (Diepsondering  $N$ )  $L = 18$  m.

De paal IV werd ingeheid tot een diepte van 18 m. Hij heeft dezelfde verbreding als de paal III doch gelegen op een afstand van 1 m boven het onderuiteinde van de paal.

De gunstige invloed van de aanwezigheid van de verstijvingsribben wordt terug verwaarloosd.

IV.1 berekening zonder plugvorming

puntweerstand

$$\omega_s = 270 \text{ cm}^2 \quad D_{e,s} = 18,8 \text{ cm}$$

Op 18 m diepte, volgt uit de  $C_{k,d}$ -waarden van diepsondering  $N$ :

$$d_g = 17,6 \frac{\text{MN}}{\text{m}^2} \quad (\text{fig. 3 N}); \quad (281)$$

$$q_r = \frac{17,6}{1,3} = 13,5 \text{ MN/m}^2 \quad (282)$$

$$Q_{r,b} = 13500 \times 0,027 = 365,5 \text{ kN} \quad (283)$$

Wrijving in  $S_2$  onder de verbredingsplaat

$$L_{be,S_2} = 1,00 \text{ m} \quad (284)$$

$$C_{k,d,m} = 20,65 \text{ MN/m}^2 \quad (285)$$

$$f_{s,be,S_2,CPT} = \frac{(C_{k,d})_m}{200} = 103,2 \text{ kN/m}^2 \quad (286)$$

$$f_{s,be,S_2} = \frac{103,2}{1,1} = 93,9 \text{ kN/m}^2 \quad (287)$$

$$\chi_s = 2,1854 \text{ m}$$

$$F_{s,be,S_2} = 93,9 \times 1,00 \times 2,185 = 205,1 \text{ kN} \quad (288)$$

weerstand onder de verbredingsplaat

$$\omega_v = 3000 \text{ cm}^2 \quad (289)$$

$$\omega_{v,netto} = 3000 - 270 = 2730 \text{ cm}^2 \quad (290)$$

$$D_{e,v} = 61,95 \text{ cm} \quad (87)$$

De hiermede overeenstemmende waarden van  $d_g$  zijn op de figuur 3 N aangegeven.

$$\text{op 17 m diepte } d_g = 16,3 \text{ MN/m}^2 \quad (291)$$

$$\text{Men heeft: } 1 : s = 0,875 \quad (91); \quad \alpha = \frac{1}{1,32} \quad (268)$$

$$q_{r,v} = \frac{0,875}{1,32} 16,3 = 10,9 \text{ MN/m}^2 \quad (291)$$

$$Q_{r,v} = 10.900 \times 0,2730 = 2975,7 \text{ kN} \quad (292)$$

wrijving boven de verbredingsplaat.

zandlaag  $S_2$   $L_{bo,S_2} = 2,50 \text{ m}$

$$(C_{k,d})_m = 19,87 \text{ MN/m}^2 \quad (293)$$

$$f_{s,bo,S_2,CPT} = \frac{19870}{200} = 99,4 \text{ kN/m}^2 \quad (294)$$

buiten

$$\frac{\chi_{o,w}}{\chi_{plaat}} = 0,334 \quad (261)$$

formule (219):

$$f_{s,bo,S_2}^{bui} = 99,4 - (99,4 - 20) (1 - 0,334) = 47,9 \text{ kN/m}^2 \quad (295)$$

$$F_{s,bo,S_2}^{bui} = 47,9 \times 2,50 \times 0,788 = 94,4 \text{ kN} \quad (296)$$

binnen

$$F_{s,bo,S_2}^{bi} = 20 \times 2,5 \times 0,75 = 37,5 \text{ kN} \quad (297)$$

$$F_{s,bo,S_2} = 94,4 + 37,5 = 131,9 \text{ kN} \quad (298)$$

zandlaag  $S_1$   $L_{S_1} = 5,00 \text{ m}$

$$(C_{k,d})_m = 26,90 \text{ MN/m}^2 \quad (299)$$

$$f_{s,S_1,CPT} = \frac{26900}{200} = 134,5 \text{ kN/m}^2 \quad (300)$$

buiten

formule (219):

$$f_{s,S_1}^{bui} = 134,5 - (134,5 - 20) (1 - 0,334) = 67,4 \text{ kN/m}^2 \quad (301)$$

$$F_{s,S_1}^{bui} = 67,4 \times 5,00 \times 0,788 = 262,9 \text{ kN} \quad (302)$$

binnen

$$F_{s,S_1}^{bi} = 20 \times 5,00 \times 0,75 = 75 \text{ kN} \quad (303)$$

$$F_{s,S_1} = 262,9 + 75 = 337,9 \text{ kN} \quad (304)$$

leemhoudend zand.  $L_l = 3,50 \text{ m}$

$$F_{s,l+sl,CPT} - F_{s,sl,CPT} = 65 - 17,5 = 47,5 \text{ kN} \quad (305)$$

$$f_{s,l,CPT} = \frac{47,50}{3,50 \times 0,11} = 123,4 \text{ kN/m}^2 \quad (306)$$

buiten

formule (219):

$$f_{s,l}^{bui} = 123,4 - (123,4 - 20) (1 - 0,334) = 54,6 \text{ kN/m}^2 \quad (307)$$

$$F_{s,l}^{bui} = 54,6 \times 3,50 \times 0,788 = 150,6 \text{ kN} \quad (308)$$

binnen

$$F_{s,l}^{bi} = 20 \times 3,50 \times 0,75 = 52,5 \text{ kN} \quad (309)$$

$$F_{s,l} = 150,6 + 52,5 = 203,1 \text{ kN} \quad (310)$$

slappe laag  $L_{sl} = 6,00 \text{ m}$

$$F_{s,sl,CPT} = 17,5 \text{ kN} \quad (312)$$

$$f_{s,sl,CPT} = \frac{17,5}{5,00 \times 0,11} = 31,8 \text{ kN/m}^2 \quad (313)$$

buiten

$$f_{s,sl}^{bui} = 31,8 - (31,8 - 20) 0,665 = 24,0 \text{ kN/m}^2 \quad (314)$$

$$F_{s,sl}^{bui} = 24,0 \times 6,00 \times 0,788 = 113,4 \text{ kN} \quad (315)$$

binnen:

$$F_{s,sl}^{bi} = 20,00 \times 6,00 \times 0,75 = 90 \text{ kN} \quad (316)$$

$$F_{s,sl} = 113,4 + 90 = 203,4 \text{ kN} \quad (317)$$

Alle resultaten zijn samengebracht in de tabel XVII-a.

IV.2 partiële plugvorming

$$e = 4,71 \text{ cm} \quad (67)$$

TABEL XVII — Berekening van het draagvermogen van Paal IV

a) zonder plugvorming

Dikte	$q_r$ $\frac{MN}{m^2}$	$Q_{r,b}$ en $Q_{r,v}$ kN	L dikte laag v/d m	$f_s$ $\frac{kN}{m^2}$	$\chi$ omtrek in m	$F_s$ kN	$\zeta(Q_{r,b} + Q_{r,v} + F_s)$ kN	
puntweerstand zand $S_2$ onder verbreding	13,5	365,5	- 1,00	- 93,9	- 2,1854	- 205,1	365,5 570,6	
weerstand onder de verbredingsplaat	10,9	2975,7					3546,3	
wrijving boven de verbreding								
zand $S_2$ buiten			2,50	47,9	0,788	94,4	131,9	3678,1
binnen				20	0,750	37,5		
zand $S_1$ buiten			5,00	67,4	0,788	262,9	337,9	4016,1
binnen				20	0,750	75		
leemhoudend zand buiten			3,50	54,6	0,788	150,6	203,1	4219,2
binnen				20	0,750	52,5		
slappe laag buiten			6,00	24,0	0,788	113,4	203,4	4422,6
binnen				20	0,75	90		
b) partiële plugvorming.								
plugweerstand	13,5	772,2					772,2	
zand $S_2$ onder verbredingsplaat			1,00	103,2	1,995	205,8	978	
weerstand onder de verbredingsplaat	10,9	2646,5					3624,5	
wrijving boven de verbreding								
zand $S_2$ buiten			2,50	47,9	0,788	94,4	131,9	3756,4
binnen				20	0,75	37,5		
zand $S_1$ buiten			5,00	67,4	0,788	262,9	337,9	4094,3
binnen				20	0,75	75		
leemhoudend zand buiten			3,50	54,6	0,788	150,6	203,1	4297,4
binnen				20	0,75	52,5		
slappe klei buiten			6,00	24,0	0,788	113,4	203,4	4500,8
binnen				20,0	0,75	90		

$$\omega_{\text{plug}} = 572 \text{ cm}^2 \quad (69)$$

$$D_{e,\text{plug}} = 27 \text{ cm} \quad (70)$$

puntweerstand

De waarden van  $d_g$  voor  $D_e = 27 \text{ cm}$  zijn getekend op figuur 3N.

$$\text{Op } 18 \text{ m diepte } d_g = 17,5 \frac{MN}{m^2} \quad (318)$$

$$q_{r,\text{plug}} = \frac{17,5}{1,3} = 13,5 \frac{MN}{m^2} \quad (319)$$

$$Q_{r,\text{plug}} = 13,500 \times 0,0572 = 772,2 \text{ kN} \quad (320)$$

Wrijving op de plug:

Hoogte van de plug  $L = 1 \text{ m}$ .

$$\text{laag } S_2 \quad C_{k,d,m} = 20,65 \frac{MN}{m^2} \quad (321)$$

$$f_{s, \text{plug}} = f_{s, \text{CPT}} = \frac{20650}{200} = 103,2 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad (322)$$

$$\chi_{\text{netto}} = 1,995 \text{ m}$$

$$F_{s, \text{plug}} = 103,2 \times 1,00 \times 1,995 = 205,8 \text{ kN} \quad (323)$$

weerstand onder de verbredingsplaat

$$\omega_v = 3000 \text{ cm}^2 \quad (289)$$

$$\omega_{v, \text{netto}} = 3000 - 572 = 2428 \text{ cm}^2 \quad (324)$$

$$D_{e, v} = 61,95 \text{ cm} \quad (87)$$

$$q_{r, v} = 10,9 \text{ MN/m}^2 \quad (291)$$

$$Q_{r, v} = 10900 \times 0,2428 = 2646,5 \text{ kN} \quad (324a)$$

Wrijving boven de verbredingsplaat

$$\text{zandlaag } S_2 \quad F_{s, bo, S_2} = 131,9 \text{ kN} \quad (298)$$

$$\text{zandlaag } S_1 \quad F_{s, S_1} = 337,9 \text{ kN} \quad (304)$$

$$\text{leemhoudend zand} \quad F_{s, l} = 203,1 \text{ kN} \quad (311)$$

$$\text{slappe laag} \quad F_{s, sl} = 203,4 \text{ kN} \quad (327)$$

Alle resultaten zijn verzameld in de Tabel XVII-b.

Men verkrijgt

$$\text{zonder plug} \quad Q_r = 4422,6 \text{ kN} \quad (325)$$

$$\text{met partiële plug} \quad Q_r = 4500,8 \text{ kN} \quad (326)$$

De kleinste waarde bedraagt  $Q_r = 4422,6 \text{ kN}$ .

Paal V Diepsondering H

De paal V is ingeheid tot een diepte van 18,50 m. Doch als eerste gegeven was medegedeeld dat de heidiepte 18 m bedroeg. De hiernavolgende berekeningen zijn in deze veronderstelling uitgevoerd. De paal V heeft een verbreding  $\omega_v = 3050 \text{ cm}^2$  (8) op 3 m boven het onderuiteinde.

V.1 Berekening zonder plugvorming

$$\omega_s = 270 \text{ cm}^2 \quad D_{e, s} = 18,8 \text{ cm}$$

puntweerstand

De waarden van  $d_g$  voor  $D_{e, s} = 18,8 \text{ cm}$  zijn op de figuur 3 H aangegeven. Op 18 m diepte heeft men

$$d_g = 18,3 \frac{\text{MN}}{\text{m}^2} \quad (327)$$

$$q_r = \frac{18,3}{1,3} = 14,1 \frac{\text{MN}}{\text{m}^2} \quad (328)$$

$$Q_{r, b} = 14100 \times 0,027 = 380,7 \text{ kN} \quad (329)$$

Wrijving in  $S_2$  onder de verbredingsplaat:

$$L = 3,00 \text{ m}$$

$$(C_{k, d})_m = 20,89 \text{ MN/m}^2 \quad (330)$$

$$f_{s, be, S_2, \text{CPT}} = \frac{20.890}{200} = 104,5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad (331)$$

$$f_{s, be, S_2} = \frac{104,5}{1,1} = 95,0 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad (333)$$

$$\chi_s = 2,1854 \text{ m}$$

$$F_{s, be, S_2} = 95,0 \times 3,00 \times 2,1854 = 622,8 \text{ kN} \quad (334)$$

Weerstand onder de verbredingsplaat

$$\omega_v = 3050 \text{ cm}^2 \quad (5)$$

$$D_{e, v} = \sqrt{\frac{4}{\pi} 3050} = 62,32 \text{ cm} \quad (335)$$

De waarden van  $d_g$  voor  $D_{e, v} = 62,32 \text{ cm}$  zijn op de figuur 3 H aangegeven. Op 15 m diepte

$$d_g = 14,5 \frac{\text{MN}}{\text{m}^2} \quad (336)$$

$$\omega_{v, \text{netto}} = 3050 - 270 = 2780 \text{ cm}^2 \quad (337)$$

Men heeft  $b/l = 1$  (vierkante plaat). De formule (215) geeft  $s = 1$ .

Men heeft overstek langs alle kanten (zie fig. 4-V).

Derhalve

$$\chi_{o, w} = 0. \quad (338)$$

$$\text{Men heeft} \quad \frac{D_{e, v}}{D_{e, s}} = \frac{62,32}{18,8} = 3,31$$

De formule 216 geeft:

$$\alpha = \frac{1}{\sqrt{1 + (3,31 - 1)}} = \frac{1}{1,35} \quad (332)$$

$$q_{r, v} = \frac{\alpha d_g}{s} = \frac{14,5}{1,35} = 10,7 \frac{\text{MN}}{\text{m}^2} \quad (340)$$

$$Q_{r, v} = 10700 \times 0,2780 = 2974,6 \text{ kN} \quad (341)$$

Wrijving boven de plaat. De wrijving is langs alle kanten gebroken.

$$f_{s, bo} = 20 \text{ kN/m}^2 \quad (342)$$

$$\chi = 0,788 + 0,75 = 1,538 \text{ m} \quad (343)$$

$$L_{bo} = 15 \text{ m} \quad (344)$$

$$F_{s,bo} = 20 \times 15 \times 1,538 = 461,4 \text{ kN} \quad (345)$$

Alle resultaten zijn samengebracht in de tabel XVIII-a.

### V.2 Berekening met partiële plugvorming

$$e = 4,7 \text{ cm} \quad (67); \quad \omega_{\text{plug}} = 572 \text{ cm}^2 \quad (69)$$

$$D_{e,\text{plug}} = 27 \text{ cm} \quad (70)$$

#### puntweerstand

De waarden van  $d_g$  voor  $D_e = 27 \text{ cm}$  zijn getekend op figuur 3H. Op 18 m diepte

$$d_g = 18,0 \frac{\text{MN}}{\text{m}^2} \quad (346)$$

$$q_{r,\text{plug}} = \frac{18,0}{1,3} = 13,8 \frac{\text{MN}}{\text{m}^2} \quad (347)$$

$$Q_{r,\text{plug}} = 13800 \times 0,0572 = 789,4 \text{ kN} \quad (348)$$

#### Wrijving op de plug

Hoogte van de plug wordt gelijk genomen aan afstand tot verbredingsplaat  $L = 3,00 \text{ m}$ .

$$\text{laag } S_2 \quad C_{k,d,m} = 20,89 \frac{\text{MN}}{\text{m}^2} \quad (349)$$

$$f_{s,be,S_2} = f_{s,be,S_2,CPT} = \frac{20890}{200} = 104,5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad (350)$$

$$F_{s,be,S_2} = 104,5 \times 3,00 \times 1,995 = 625,4 \text{ kN} \quad (351)$$

#### Weerstand onder de verbredingsplaat

$$\omega_v = 3050 \text{ cm}^2$$

$$\omega_{v,\text{netto}} = 3050 - 572 = 2478 \text{ cm}^2 \quad (352)$$

$$q_{r,v} = 10,7 \frac{\text{MN}}{\text{m}^2} \quad (340)$$

$$Q_{r,v} = 10700 \times 0,2478 = 2651,5 \text{ kN} \quad (341)$$

#### Wrijving boven de plaat

$$F_{s,bo} = 461,4 \text{ kN} \quad (345)$$

Alle resultaten zijn op de tabel XVIII-b aangegeven.

**TABEL XVIII – Berekening draagvermogen paal V**

a) zonder plugvorming

	$q_r$	$Q_{r,b}$ en $Q_{r,v}$	Dikte van de laag L	$f_s$	$\lambda$	$F_s$	$\sum(Q_{r,b} + Q_{r,v} + F_s)$
	$\text{MN/m}^2$	kN	m	$\text{kN/m}^2$	m	kN	kN
Puntweerstand	14,1	380,7					380,7
Wrijving in $S_2$			3,00	95	2,1854	622,8	1003,5
Weerstand onder plaat	10,7	2974,6					3978,1
Wrijving boven de plaat			15,00	20	1,538	461,4	4439,5
b) <u>met partiële plug</u>							
plugweerstand	13,8	789,4					789,4
Wrijving op plug			3,00	104,5	1,995	625,4	1414,8
Verbredingsplaat	10,7	2651,5					4066,3
Wrijving boven verbredingsplaat			15,00	20	1,538	461,4	4527,7



Men vindt

$$\text{zonder plug} \quad Q_r = 4439,5 \text{ kN} \quad (353)$$

$$\text{met partiële plug} \quad Q_r = 4527,7 \text{ kN} \quad (354)$$

De kleinste waarde is  $Q_r = 4439,5 \text{ kN}$

Paal VI (Diepsondering E)  $L = 14,25 \text{ m}$ .

De paal vertoont een verbredingsplaat  $80 \times 80 = 6400 \text{ cm}^2$  op 3 m boven het onderuiteinde.

VI.1 Berekening zonder plugvorming

$$\omega_s = 270 \text{ cm}^2 \quad D_{e,s} = 18,8 \text{ cm}$$

puntweerstand

De waarden van  $d_g$  voor  $D_e = 18,8 \text{ cm}$  zijn op de figuur 3E aangegeven.

Op een diepte van 14,25 m vindt men:

$$d_g = 16,9 \frac{\text{MN}}{\text{m}^2} \quad (355)$$

$$q_{r,b} = \frac{16,9}{1,3} = 13,0 \frac{\text{MN}}{\text{m}^2} \quad (356)$$

$$Q_{r,b} = 13000 \times 0,027 = 351 \text{ kN} \quad (356a)$$

Wrijving in zandlaag  $S_1$  onder de verbredingsplaat

$$L = 3,00 \text{ m}; \quad (C_{k,d})_m = 23,03 \frac{\text{MN}}{\text{m}^2} \quad (357)$$

$$f_{s,be,S_1,CPT} = \frac{23030}{200} = 115,2 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad (358)$$

$$f_{s,be,S_1} = \frac{115,2}{1,10} = 104,7 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad (359)$$

$$\chi_s = 2,185 \text{ m}$$

$$F_{s,be,S_1} = 104,7 \times 300 \times 2,185 = 686,3 \text{ kN} \quad (360)$$

Weerstand onder de plaat

$$\omega_v = 6400 \text{ cm}^2 \quad D_{e,v} = 90,27 \text{ cm} \quad (157)$$

$$\omega_{v,netto} = 6400 - 270 = 6130 \text{ cm}^2 \quad (361)$$

Vierkante plaat  $s = 1$

$$\chi_{o,m} = 0$$

De gunstige invloed van de verstijvingsribben worden verwaarloosd.

$$\frac{D_{e,v}}{D_{e,s}} = \frac{90,27}{18,80} = 4,80 \quad (362)$$

$$\alpha = \frac{1}{\sqrt{1 + (4,80 - 1)}} = \frac{1}{\sqrt{4,80}} = \frac{1}{1,48} \quad (363)$$

Op figuur 3E vindt men, op de curve  $D_{e,v} = 90,27 \text{ cm}$  op 11,20 m diepte

$$d_g = 13,9 \text{ MN/m}^2 \quad (165)$$

$$q_{r,v} = \frac{\alpha}{s} d_g = \frac{1}{1,48} 13,9 = 9,39 \frac{\text{MN}}{\text{m}^2} \quad (364)$$

$$Q_{r,v} = 9390 \times 0,6130 = 5756,1 \text{ kN} \quad (365)$$

Wrijving boven de verbredingsplaat

$$L_{bo} = 11,20 \text{ m} \quad \chi_{tot} = 1,538 \text{ m} \quad f_{s,bo} = 20 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$$

$$F_{s,bo} = 20 \times 11,20 \times 1,538 = 344,5 \text{ kN} \quad (168)$$

De resultaten zijn in tabel XIX/a samengevat.

VI.2 Berekening met partiële plugvorming

Puntweerstand:

$$e = 4,71 \text{ m} \quad (67); \quad \omega_{plug} = 572 \text{ cm}^2 \quad (69)$$

$$D_e = 27 \text{ cm} \quad (70)$$

De waarden van  $d_g$  voor  $\varnothing 27 \text{ cm}$  zijn op 3E getekend. Op een diepte van 14,25 m heeft men

$$d_g = 16,75 \frac{\text{MN}}{\text{m}^2} \quad (158)$$

$$q_{r,plug} = \frac{16,75}{1,3} = 12,9 \frac{\text{MN}}{\text{m}^2} \quad (159)$$

$$Q_{r,plug} = 12900 \times 0,0572 = 737,9 \text{ kN} \quad (160)$$

Wrijving op de plug

Voor de plug wordt een hoogte  $L = 3,00 \text{ m}$  aangenomen.

$$(C_{k,d})_m = 23,03 \text{ MN/m}^2 \quad (161)$$

$$f_{s,plug} = f_{s,plug,CPT} = \frac{23030}{200} = 115,2 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad (162)$$

$$\chi_{netto} = 1,995 \text{ m} \quad (74)$$

$$F_{s,plug} = 115,2 \times 3,00 \times 1,995 = 689,5 \text{ kN} \quad (163)$$

Basisweerstand onder de verbredingsplaat

$$\omega_{v,netto} = 6400 - 572 = 5828 \text{ cm}^2 \quad (366)$$

TABEL XIX — Berekening draagvermogen paal VI (diepsondering E)

geen plugvorming.

	$q_r$	$Q_{r,b}$ en $Q_{r,v}$	dikte van de laag L	$f_s$	$\chi$	$F_s$	$-(Q_{r,b} + Q_{r,v} + F_s)$
	MN/m <sup>2</sup>	kN	m	kN/m <sup>2</sup>	m	kN	kN
puntweerstand	13,0	351,0					351
wrijving in zand $S_1$			3,00	104,7	2,1854	686,3	1037,3
weerstand onder de verbredingsplaat	9,39	5756,1					6793,4
wrijving boven de plaat			11,20	20	1,538	344,5	7137,9
<u>met partiele plugvorming</u>							
plugweerstand	12,9	737,9					737,9
Wrijving op plug			3,00	115,2	1,995	689,5	1427,4
Weerstand onder verbredingsplaat	9,39	5472,5					6899,9
Wrijving boven de plaat			11,20	20	1,538	344,5	7244,4

$$q_{r,v} = 9,39 \frac{\text{MN}}{\text{m}^2} \quad (367)$$

$$Q_{r,v} = 9390 \times 0,5828 = 5472,5 \text{ kN} \quad (368)$$

Wrijving boven de verbredingsplaat

$$F_{s,bo} = 344,5 \text{ kN} \quad (168)$$

Alle resultaten zijn in de tabel XIX-b aangegeven.

Men vindt

$$\text{— zonder plug} \quad Q_r = 7137,9 \text{ kN} \quad (369)$$

$$\text{— met plug} \quad Q_r = 7244,4 \text{ kN} \quad (370)$$

De kleinste waarde is  $Q_r = 7137,9 \text{ kN}$ .

De berekende waarde stemt vrij goed met de opgemeten conventionele breuklast overeen

$$Q_r^{\text{conv}} = 7500 \text{ kN}$$

Paal VII — Diepsondering J.

De heidiepte van de paal VII onder het oppervlak van de ophoging bedroeg 18,70 m. Bij gebrek aan deze juiste informatie, zijn de hiernavolgende berekeningen uitgevoerd in de veronderstelling van een heidiepte  $L = 19,00 \text{ m}$ .

Het gaat om een paal met een V vormige verbreding, aanvangend op 3,00 m van het onderuiteinde en met een totale hoogte van 1,50 m.

$$\omega_v = 3050 \text{ cm}^2$$

Om met deze ingewikkelde vorm van de verbreding rekening te houden, zal de in de figuur 23 aangegeven vorm ter grondslag van de berekeningen worden gelegd.

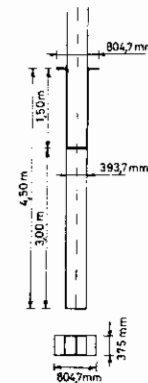


Fig. 23

– Op 3,0 m boven het onderuiteinde een plaat:

$$\omega_l = 39,37 \times 37,5 = 1476 \text{ cm}^2 \quad (371)$$

$$D_{e,l} = \sqrt{\frac{4}{\pi} 1476} = 43,33 \text{ cm} \quad (376)$$

– een opstaande wand over een hoogte van 1,50 m.

– een verbredingsplaat  $80,47 \text{ cm} \times 37,5 \text{ cm}$  op 4,50 m boven het onderuiteinde:

$$\omega_v = 3018 \text{ cm}^2 \quad D_e = 61,95 \text{ cm} \quad (87)$$

### Vii.1. Berekening zonder plugvorming

#### puntweerstand

$$\omega_s = 270 \text{ cm}^2 \quad D_{e,s} = 18,8 \text{ cm}$$

De waarden van  $d_g$  voor  $D_{e,l} = 18,8 \text{ cm}$  zijn op figuur 3J aangegeven. Op 19 m diepte vindt men

$$d_g = 19,2 \text{ MN/m}^2 \quad (373)$$

$$q_{r,b} = \frac{19,2}{1,3} = 14,8 \text{ MN/m}^2 \quad (374)$$

$$Q_{r,b} = 14800 \times 0,027 = 399,6 \text{ kN} \quad (375)$$

#### Wrijving in zand $S_2$ :

$$L_{be,S_2} = 3,00 \text{ m} \quad \chi_s = 2,1854 \text{ m}$$

$$(C_{k,d})_m = 20,15 \text{ MN/m}^2 \quad (376)$$

$$f_{s,be,S_2,CPT} = \frac{20150}{200} = 100,8 \text{ kN/m}^2 \quad (377)$$

$$f_{s,be,S_2} = \frac{100,8}{1,1} = 91,6 \text{ kN/m}^2 \quad (378)$$

$$F_{s,be,S_2} = 91,6 \times 3,00 \times 2,1854 = 600,5 \text{ kN} \quad (379)$$

#### weerstand op de onderste vulplaat

$$\omega_l = 1470 \text{ cm}^2$$

$$\omega_{netto} = 1470 - 270 = 1200 \text{ cm}^2 \quad (380)$$

$$D_{e,l} = 43,33 \text{ cm} \quad (372)$$

$$3 D_{e,l} = 3 \times 43,33 = 1,30 \text{ m} < 1,50 \text{ m} \quad (381)$$

Men heeft dus een opstaande wand met voldoende lengte:  $\chi_{o,w} = \chi_v$

$$\text{en uit (216)} \quad \alpha = 1 \quad (382)$$

De plaat is nagenoeg vierkant,  $b/l \cong 1$  en uit (215)

$$s = 1 \quad (383)$$

De  $d_g$ -waarden voor  $D_{e,l} = 43,33 \text{ cm}$  zijn op figuur 3J aangegeven. Op 16 m diepte:

$$d_g = 18,0 \text{ MN/m}^2 \quad (384)$$

$$q_{r,l} = \frac{\alpha}{s} d_g = 1 \times 1 \times 18,0 = 18,0 \text{ MN/m}^2 \quad (385)$$

$$Q_{r,l} = 18000 \times 0,12 = 2160 \text{ kN} \quad (386)$$

#### wrijving op de opstaande wand

$$L = 1,50 \text{ m} \quad \chi_v = 1,538 \text{ m}$$

#### zand $S_1$

$$C_{k,d,m} = 21,71 \text{ MN/m}^2 \quad (387)$$

$$f_{s,l,S_1} = f_{s,l,S_1,CPT} = \frac{21710}{200} = 108,6 \text{ kN/m}^2 \quad (388)$$

$$F_{s,l,S_1} = 108,6 \times 1,50 \times 1,538 = 250,5 \text{ kN} \quad (389)$$

#### weerstand onder de verbredingsplaat

$$\omega_v = 3050 \text{ cm}^2 \quad D_{e,v} = 61,95 \text{ cm}$$

$$\omega_{v,netto} = 3050 - 1470 = 1580 \text{ cm}^2 \quad (390)$$

De waarden van  $d_g$  voor  $D_{e,v} = 61,95 \text{ cm}$  zijn op de figuur 3J aangegeven. Op 14,50 m diepte heeft men:

$$d_g = 17,0 \text{ MN/m}^2 \quad (391)$$

$$\text{Men heeft 1: } s = 0,875 \quad (91)$$

$$\alpha = \frac{1}{1,31} \quad (262)$$

$$q_r = \frac{\alpha}{s} d_g = \frac{0,875}{1,31} 17,0 = 11,4 \text{ MN/m}^2 \quad (392)$$

$$q_{r,v} = 11400 \times 0,1580 = 1801,2 \text{ kN} \quad (393)$$

#### wrijving boven de verbreding

$$\text{zandlaag } S_1 \quad L_{bo,S_1} = 6,00 \text{ m}$$

$$\text{buiten: } C_{k,d,m} = 20,82 \text{ MN/m}^2 \quad (394)$$

$$f_{s,bo,S_1,CPT} = \frac{20820}{200} = 104,1 \text{ kN/m}^2 \quad (395)$$

De formule (219) geeft:

$$f_{s,bo,S_1}^{bui} = 104,1 - (104,1 - 20) \left( 1 - \frac{0,788}{2,36} \right) = 104,1 - 84,1 \times 0,666 = 48,1 \text{ kN/m}^2 \quad (396)$$

$$F_{s,bo,S_1}^{bui} = 48,1 \times 6,00 \times 0,788 = 227,4 \text{ kN} \quad (397)$$

binnen

$$F_{s,bo,S_1}^{bi} = 20 \times 6,00 \times 0,75 = 90 \text{ kN} \quad (398)$$

$$F_{s,bo,S_1} = 227,4 + 90 = 317,4 \text{ kN} \quad (399)$$

$$F_{s,l+sl.CPT} - F_{s,sl} = 37,50 - 15,00 = 22,50 \text{ kN} \quad (400)$$

$$f_{s,l.CPT} = \frac{22,50}{3,00 \times 0,11} = 68,2 \text{ kN/m}^2 \quad (401)$$

Formule (219) geeft:

leemhoudend fijnzand:  $L_1 = 3,00 \text{ m}$

$$f_{s,l}^{bui} = 68,2 - (68,2 - 20) \cdot 0,666 = 36,1 \text{ kN/m}^2 \quad (402)$$

**TABEL XX — Berekening draagvermogen paal VII (diepsondering J)**

a) geen plugvorming

	$q_r$	$Q_{r,b}; Q_{r,1}$ $Q_{r,v}$	Dikte van de laag L	$f_s$	$\chi$	$F_s$	$\sum(Q_{r,1} + F_s)$
	$\text{MN/m}^2$	kN	m	$\text{kN/m}^2$	m	kN	kN
puntweerstand	14,8	399,6					399,6
wrijving in zand $S_2$			3,00	91,6	2,1854	600,5	1000,1
weerstand op vulplaat	18,0	2160,0					3160,1
wrijving op opstaande wand ( $S_1$ )			1,50	108,6	1,538	250,5	3410,6
weerstand onder de verbredingsplaat	11,4	1801,2					5211,8
wrijving							
zandlaag $S_1$			6,00				
buiten				48,1	0,788	227,4	} 317,4
binnen				20	0,75	90	
leemhoudend fijnzand			3,00				
buiten				36,1	0,788	85,3	} 130,3
binnen				20	0,75	45,0	
slappe laag			5,50				
buiten				23,4	0,788	101,4	} 183,9
binnen				20	0,75	82,5	
<b>b) met plugvorming</b>							
plugweerstand	13,8	789,4					789,4
wrijving in zand $S_2$			3,00	100,8	1,995	603,3	1392,7
weerstand vulplaat	18,0	1616,4					3009,1
wrijving op opstaande wand $S_1$			1,50	108,6	1,538	250,5	3259,6
weerstand verbredingsplaat	11,4	1801,2					5060,8
wrijving							
zandlaag $S_1$			6,00				
buiten				48,1	0,788	227,4	} 317,4
binnen				20	0,75	90	
leemhoudend fijnzand			3,00				
buiten				36,1	0,788	85,3	} 130,3
binnen				20	0,75	45	
slappe laag			5,50				
buiten				23,4	0,788	101,4	} 183,9
binnen				20	0,75	82,5	

$$F_{s,l}^{bui} = 36,1 \times 3,00 \times 0,788 = 85,3 \text{ kN} \quad (403)$$

$$F_{s,l}^{bi} = 20,0 \times 3,00 \times 0,750 = 45,0 \text{ kN} \quad (404)$$

$$F_{s,l} = 85,3 + 45,0 = 130,3 \text{ kN} \quad (405)$$

slappe laag  $L_{sl} = 5,50 \text{ m}$

$$F_{s,sl,CPT} = 15 \text{ kN} \quad (406)$$

$$f_{s,sl,CPT} = \frac{15}{4,50 \times 0,11} = 30,3 \text{ kN/m}^2 \quad (407)$$

formule (219):

$$f_{s,sl}^{bui} = 30,3 - (30,3 - 20) 0,666 = 23,4 \text{ kN/m}^2 \quad (408)$$

$$F_{s,sl}^{bui} = 23,4 \times 5,50 \times 0,788 = 101,4 \text{ kN} \quad (409)$$

$$F_{s,sl}^{bi} = 20 \times 5,50 \times 0,75 = 82,5 \text{ kN} \quad (410)$$

$$F_{s,sl} = 101,4 + 82,5 = 183,9 \text{ kN} \quad (411)$$

Alle resultaten zijn in de tabel XX verzameld.

## VII.2 partiële plugvorming

$$e = 4,71 \text{ cm} \quad (67)$$

$$\omega_{plug} = 572 \text{ cm}^2 \quad (69)$$

$$D_{e,plug} = 27 \text{ cm} \quad (70)$$

## puntweerstand

De  $d_g$ -waarden voor  $D_e = 27 \text{ cm}$  zijn op figuur 3J getekend. Op 19 m diepte heeft men:

$$d_g = 17,9 \text{ MN/m}^2 \quad (412)$$

$$q_{r,plug} = \frac{17,9}{1,3} = 13,8 \text{ MN/m}^2 \quad (413)$$

$$Q_{r,plug} = 13800 \times 0,0572 = 789,4 \text{ kN} \quad (414)$$

## wrijving op de plug

Aangenomen wordt dat de plug een lengte heeft van 3 m.

$$L_{plug} = 3,00 \text{ m} \quad \chi = 1,995 \text{ m}$$

$$(C_{k,d})_m = 20,15 \text{ MN/m}^2 \quad (376)$$

$$f_{s,plug,S_2} = f_{l,plug,S_2,CPT} = 100,8 \text{ kN/m}^2 \quad (377)$$

$$F_{s,plug,S_2} = 100,8 \times 3,00 \times 1,995 = 603,3 \text{ kN} \quad (415)$$

## weerstand onder de vulplaat:

$$\omega_{l,netto} = 1470 - 572 = 898 \text{ cm}^2 \quad (416)$$

$$q_{r,l} = 18 \text{ MN/m}^2 \quad (385)$$

$$Q_{r,l} = 18000 \times 0,0898 = 1616,4 \text{ kN} \quad (417)$$

## wrijving op de opstaande wand:

$$F_{s,l,S_1} = 250,5 \text{ kN} \quad (389)$$

## weerstand onder de verbredingsplaat:

$$Q_{r,v} = 1801,2 \text{ kN} \quad (393)$$

## wrijving boven de verbreding:

$$\text{zandlaag } S_1 \quad F_{s,bo,S_1} = 317,4 \text{ kN} \quad (399)$$

$$\text{leemhoudend fijnzand} \quad F_{s,l} = 130,3 \text{ kN} \quad (405)$$

$$\text{slappe laag} \quad F_{s,sl} = 183,9 \text{ kN} \quad (411)$$

Alle resultaten zijn in tabel XX-b verzameld.

Men vindt:

$$\text{zonder plug} \quad Q_r = 5843,4 \text{ kN} \quad (418)$$

$$\text{met plug} \quad Q_r = 5692,4 \text{ kN} \quad (419)$$

$$\text{De kleinste waarde is} \quad Q_r = 5692,4 \text{ kN} \quad (420)$$

Paal VIII – Diepsondering L  $L = 18,00 \text{ m}$ .

Het gaat over een paal met een  $\wedge$  vormige verbreding, waarvan de basis op 3 m boven het onderuiteinde is gelegen, en met een totale hoogte van 1,50 m.

$$\omega_v = 3050 \text{ cm}^2$$

Om met deze ingewikkelde vorm rekening te houden, zal de op figuur 24 aangegeven vorm ter grondslag van de berekeningen worden gelegd. Aangenomen wordt dat de holle ruimte onder de verbreding, zich spoedig met grond vult, wanneer de paal in de grond wordt geheid, zodat deze holte volledig met dichtgepakte grond is gevuld, wanneer de paal tot op diepte is geheid.

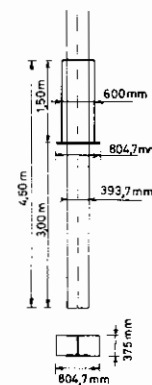


Fig. 24

Aldus kan men aannemen dat alles zich voordoet alsof zich op 3,00 m boven het onderuiteinde een verbredingsplaat zou bevinden. Om rekening te houden met het opstaand gedeelte, zal worden verondersteld, dat men over een hoogte van 1,50 m verbrede

flenzen heeft, met een konstant gedachte breedte van

$$\frac{80,47 + 39,37}{2} = 60 \text{ cm} \quad (421)$$

### VIII.1 Berekening zonder plugvorming

puntweerstand  $\omega_s = 270 \text{ cm}^2$   $D_{e,s} = 18,8 \text{ cm}$

De waarden van  $d_g$  voor  $D_{e,s} = 18,8 \text{ cm}$  zijn op figuur 3L aangegeven. Op 18 m diepte vindt men

$$d_g = 20,0 \text{ MN/m}^2 \quad (422)$$

$$q_{r,b} = \frac{20,0}{1,3} = 15,4 \text{ MN/m}^2 \quad (423)$$

$$Q_{r,b} = 15.400 \times 0,027 = 415,8 \text{ kN} \quad (424)$$

wrijving in zand  $S_2, S_1$

$$L_{be} = 3,00 \text{ m} \quad \chi_s = 2,1854 \text{ m} \\ (C_{k,d})_m = 23,55 \text{ MN/m}^2 \quad (425)$$

$$f_{s,be,S,CPT} = \frac{23550}{200} = 117,8 \text{ kN/m}^2 \quad (426)$$

$$f_{s,be,S} = \frac{117,8}{1,1} = 107,0 \text{ kN/m}^2 \quad (427)$$

$$F_{s,be,S} = 107,0 \times 3,00 \times 2,1854 \\ = 701,5 \text{ kN} \quad (428)$$

weerstand op de verbredingsplaat

$$\omega_v = 3050 \text{ cm}^2 \\ \omega_{netto} = 3050 - 270 = 2780 \text{ cm}^2 \quad (429)$$

$$D_{e,v} = 61,95 \text{ cm} \quad (87)$$

De  $d_g$ -waarden voor  $D_{e,v} = 61,95 \text{ cm}$  zijn op de figuur 3L aangegeven. Op 15 m diepte  $d_g = 18,8 \text{ MN/m}^2$ .

(430)

$$\text{Men heeft 1: } s = 0,875 \quad (91)$$

$$\chi_{o,w} = 2 \times 60,08 = 120,16 \text{ cm} \quad (431)$$

$$\frac{\chi_{o,w}}{\chi_v} = \frac{1,2016}{2,36} = 0,51 \quad (432)$$

In de formule (216) komt de equivalente diameter  $D_{e,s}$  voor. Indien de verbrede flenzen (fig. 24) zich over een hoogte groter dan  $3 D_{e,v} = 3 \times 0,6195 = 1,859 \text{ m}$  voordoen, kan in de formule (216) de equivalente diameter overeenstemmende met de versterkte staaldoorsnede worden ingevoerd. Hier is de verbreding slechts aanwezig over

een hoogte van 1,50 m (fig. 24), en bovendien nog veel minder in de werkelijke vorm (fig. 4/VIII). Veiligheidshalve zal in 216 dan ook voor  $D_{e,s}$  enkel de waarde overeenstemmend met de liggerdoorsnede worden ingevoerd.

$$\frac{D_{e,v}}{D_{e,s}} = \frac{61,95}{18,80} = 3,3 \quad (433)$$

$$\alpha = \frac{1}{\sqrt[4]{1 + (3,3 - 1)(1 - 0,51^2)}} = \frac{1}{\sqrt[4]{1 + 1,63}}$$

$$\alpha = \frac{1}{\sqrt[4]{2,63}} = \frac{1}{1,28} \quad (434)$$

$$q_{r,v} = \frac{\alpha d_g}{s} = \frac{0,875}{1,28} \cdot 18,8 = 12,9 \text{ MN/m}^2 \quad (435)$$

$$Q_{r,v} = 12900 \times 0,2780 = 3586 \text{ kN} \quad (436)$$

Wrijving op de verbreding:

$$\text{zandlaag } S_1 \quad L = 1,50 \text{ m} \\ (C_{k,d})_m = 25,4 \text{ MN/m}^2 \quad (437)$$

$$f_{s,v,S,CPT}^{\text{bui}} = \frac{25400}{200} = 127,3 \text{ kN/m}^2 \quad (438)$$

Formule (219) geeft:

$$f_{s,v,S}^{\text{bui}} = 127,3 - (127,3 - 20)(1 - 0,51) \\ = 74,7 \text{ kN/m}^2 \quad (439)$$

$$F_{s,v,S}^{\text{bui}} = 74,7 \times 1,50 \times 2 \times 0,60 \\ = 134,5 \text{ kN} \quad (440)$$

$$F_{s,v,S}^{\text{bi}} = 20 \times 1,50 \times 0,750 = 22,5 \text{ kN} \quad (441)$$

$$F_{s,v,S} = 134,5 + 22,5 = 157 \text{ kN} \quad (442)$$

Wrijving boven de verbreding:

$$\text{zandlaag } S_1 \quad L_{bo,S_1} = 4,50 \text{ m} \\ (C_{k,d})_m = 25,0 \text{ MN/m}^2 \quad (443)$$

$$f_{s,bo,S_1,CPT} = \frac{25000}{200} = 125 \text{ kN/m}^2 \quad (444)$$

$$\frac{\chi_{o,w}}{\chi_v} = \frac{0,788}{2,36} = 0,334$$

De formule (219) geeft:

$$f_{s,bo,S_1}^{\text{bui}} = 125 - (125 - 20) \times 0,666 \\ = 55,1 \text{ kN/m}^2 \quad (445)$$

$$F_{s,bo,S_1}^{\text{bui}} = 55,1 \times 4,50 \times 0,788 \\ = 195,5 \text{ kN} \quad (446)$$

$$F_{s,bo,S_1}^{bi} = 20 \times 4,50 \times 0,75 = 67,5 \text{ kN} \quad (447)$$

$$F_{s,bo,S_1} = 195,5 + 67,5 = 263 \text{ kN} \quad (448)$$

Leemhoudend fijnzand  $L_l = 3,00 \text{ m}$

$$F_{s,l+sl,CPT} - F_{s,sl,CPT} = 37,50 - 10,00 = 27,5 \text{ kN} \quad (449)$$

$$f_{s,l,CPT} = \frac{27,5}{3,00 \times 0,11} = 83,3 \text{ kN/m}^2 \quad (450)$$

Formule (219) geeft:

$$f_{s,l}^{bui} = 83,3 - (83,3 - 20) 0,666 = 41,0 \text{ kN/m}^2 \quad (451)$$

$$F_{s,l}^{bui} = 41 \times 3,00 \times 0,788 = 97 \text{ kN} \quad (452)$$

$$F_{s,l}^{bi} = 20 \times 3,00 \times 0,75 = 45 \text{ kN} \quad (453)$$

$$F_{s,l} = 97 + 45 = 142 \text{ kN} \quad (455)$$

Slappe laag  $L_{sl} = 6,00 \text{ m}$

$$F_{s,sl,CPT} = 10 \text{ kN}$$

TABEL XXI — Berekening draagvermogen paal VIII (diepsondering L)

a) zonder plug.

	$q_r$	$Q_{r,b}$ en $Q_{r,v}$	dikte v/d laag L	$f_s$	$\chi$	$F_s$	$\xi (Q_{r,i} + F_s)$
	MN/m <sup>2</sup>	kN	m	kN/m <sup>2</sup>	m	kN	kN
Puntweerstand	15,4	415,8					415,8
Wrijving in $S_2$ en $S_1$			3,00	107,0	2,1854	701,5	1117,3
Verbreidingsplaat	12,9	3586					4703,3
Wrijving op verbreiding buiten			1,50	74,7	1,20	134,5	157 4860,3
binnen				20	0,75	22,5	
Wrijving boven verbreiding Zand $S_1$			4,50				263 5123,3
buiten				55,1	0,788	195,5	
binnen				20	0,75	67,5	
leemhoudend fijnzand buiten			3,00	41	0,788	97	142 5265,3
binnen				20	0,75	45	
slappe lagen			6,00	20	1,538	184,5	5449,8
b) <u>met partiële plugvorming.</u>							
plugweerstand	15,3	875,2					875,2
Wrijving op plug			3,00	117,8	1,995	705,0	1580,2
verbreidingsplaat	12,9	3586					5166,2
Wrijving op verbreiding buiten			1,50	74,7	1,20	134,5	157 5323,2
binnen				20	0,75	22,6	
Wrijving boven verbreiding. Zand $S_1$			4,50				263 5586,2
buiten				55,1	0,788	195,5	
binnen				20	0,75	68	
leemhoudend fijnzand buiten			3,00	41	0,788	97	142 5728,2
binnen				20	0,75	45	
slappe laag			6,00	20	1,538	184,5	5912,7

$$f_{s,sl,CPT} = \frac{10}{5,00 \times 0,11}$$

$$= 18,20 \text{ kN/m}^2 < 20 \text{ kN/m}^2 \quad (456)$$

De wrijving wordt berekend met de empirische waarde van  $20 \text{ kN/m}^2$

$$F_{s,sl} = 20 \times 6,00 \times (0,788 + 0,75)$$

$$= 184,5 \text{ kN} \quad (457)$$

Alle resultaten zijn in de tabel XXI-a samengebracht.

### VIII.2 Berekening met partiële plugvorming

$$e = 4,71 \text{ cm} \quad (67)$$

$$\omega_{\text{plug}} = 572 \text{ cm}^2 \quad (69)$$

$$D_{e,\text{plug}} = 27 \text{ cm} \quad (70)$$

#### puntweerstand

De  $d_g$ -waarden voor  $D_e = 27 \text{ cm}$  zijn op figuur 3 L getekend. Op 18 m diepte heeft men:

$$d_g = 19,9 \text{ MN/m}^2 \quad (458)$$

$$q_{r,\text{plug}} = \frac{19,9}{1,3} = 15,3 \text{ MN/m}^2 \quad (459)$$

$$Q_{r,\text{plug}} = 15300 \times 0,0572 = 875,2 \text{ kN} \quad (460)$$

#### Wrijving op de plug

Aangenomen wordt dat de plug een lengte heeft van 3 m.

$$L_{\text{plug}} = 3,00 \text{ m} \quad \chi = 1,995 \text{ m}$$

$$(C_{k,d})_m = 23,55 \text{ MN/m}^2 \quad (425)$$

$$f_{s,\text{plug},S} = f_{s,\text{plug},S,CPT} = 117,8 \text{ kN/m}^2 \quad (426)$$

$$F_{s,\text{plug}} = 117,8 \times 3,00 \times 1,995 = 705 \text{ kN} \quad (427)$$

#### weerstand onder de verbredingsplaat:

$$\omega_v = 3050 \text{ m}^2$$

$$\omega_{\text{netto}} = 3050 - 572 = 2478 \text{ cm}^2 \quad (461)$$

$$q_{r,v} = 12,9 \text{ MN/m}^2 \quad (435)$$

$$Q_{r,v} = 12900 \times 0,2478 = 3197 \text{ kN} \quad (462)$$

#### Wrijving op de verbreding:

$$F_{s,v,S_1} = 157 \text{ kN} \quad (442)$$

#### wrijving boven de verbreding

$$\text{zandlaag } S_1 \quad F_{s,bo,S_1} = 263 \text{ kN} \quad (448)$$

$$\text{leemhoudend fijnzand} \quad F_{s,l} = 142 \text{ kN} \quad (455)$$

$$\text{slappe laag} \quad F_{s,sl} = 184,5 \text{ kN} \quad (457)$$

De resultaten zijn in de Tabel XXI-b samengebracht.

Men vindt:

$$\text{zonder plug} \quad Q_r = 5449,8 \text{ kN} \quad (463)$$

$$\text{met plug} \quad Q_r = 5912,7 \text{ kN} \quad (464)$$

De kleinste waarde is  $Q_r = 5449,8 \text{ kN}$

Paal IX (Diepsondering G)  $L = 19,00 \text{ m}$ .

De paal IX heeft een vulplaat aan het onderuiteinde. Men heeft:

$$\omega_v = 39,37 \times 37,5 = 1470 \text{ cm}^2 \quad (371)$$

$$D_{e,v} = 43,33 \text{ cm} \quad (372)$$

Er is slechts één enkele berekening vereist.

#### Weerstand onder de plaat.

De waarden van  $d_g$  voor  $D_{e,v} = 43,33 \text{ cm}$  zijn op figuur 3 G getekend. Op 19 m diepte vindt men:

$$d_g = 13,0 \text{ MN/m}^2 \quad (465)$$

De plaat is nagenoeg vierkant

$$\frac{b}{l} \cong 1$$

$$\text{formule (215)} \quad s = 1 \quad (466)$$

Men heeft:

$$\frac{\chi_{o,w}}{\chi_v} = \frac{2 \times 39,37}{2(39,37 + 37,4)} = \frac{0,788}{1,535} = 0,513 \quad (467)$$

$$\frac{D_{e,v}}{D_{e,s}} = \frac{43,33}{18,8} = 2,30 \quad (468)$$

De formule (216) geeft:

$$\alpha = \frac{1}{\sqrt[4]{1 + (2,30 - 1)(1 - 0,513^2)}} = \frac{1}{1,18} \quad (469)$$

$$q_{r,v} = \frac{13}{1,18} = 11 \text{ MN/m}^2 \quad (470)$$

$$Q_{r,v} = 11000 \times 0,1470 = 1617 \text{ kN} \quad (471)$$

#### Wrijving.

Zandlaag  $S_2$   $L_{S_2} = 4,00 \text{ m}$ .

$$(C_{k,d})_m = 18,8 \text{ MN/m}^2 \quad (472)$$

$$f_{s,S_2,CPT} = \frac{18800}{200} = 94 \text{ kN/m}^2 \quad (473)$$

$$1 - \frac{\chi_{o,w}}{\chi_v} = 1 - 0,513 = 0,487 \quad (474)$$



Formule (219):

$$f_{s,S_2}^{\text{bui}} = 94 - (94 - 20) 0,487 = 58 \text{ kN/m}^2 \quad (475)$$

$$F_{s,S_2}^{\text{bui}} = 58 \times 4,00 \times 0,788 = 183 \text{ kN} \quad (476)$$

$$F_{s,S_2}^{\text{bi}} = 20 \times 4,00 \times 0,750 = 60 \text{ kN} \quad (477)$$

$$F_{s,S_2} = 183 + 60 = 243 \text{ kN} \quad (478)$$

Zandlaag  $S_1$   $L_{S_1} = 6,20 \text{ m}$

$$(C_{k,d})_m = 26,5 \text{ MN/m}^2 \quad (479)$$

$$f_{s,S_1,\text{CPT}} = \frac{26500}{200} = 132,5 \text{ kN/m}^2 \quad (480)$$

Formule (219):

$$f_{s,S_1}^{\text{bui}} = 132,5 - (132,5 - 20) 0,487 = 77,7 \text{ kN/m}^2 \quad (481)$$

$$F_{s,S_1}^{\text{bui}} = 77,7 \times 6,20 \times 0,7888 = 380 \text{ kN} \quad (482)$$

$$F_{s,S_1}^{\text{bi}} = 20 \times 6,20 \times 0,75 = 93 \text{ kN} \quad (483)$$

$$F_{s,S_1} = 380 + 93 = 473 \text{ kN} \quad (484)$$

Leemhoudend fijnzand  $L_f = 3,20 \text{ m}$

$$F_{s,l+sl,\text{CPT}} - F_{s,sl,\text{CPT}} = 57,50 - 17,50 = 40 \text{ kN} \quad (485)$$

$$f_{s,l,\text{CPT}} = \frac{40}{3,20 \times 0,11} = 113,6 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad (486)$$

Formule 219:

$$f_{s,l}^{\text{bui}} = 113,6 - (113,6 - 20) 0,487 = 68,0 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad (487)$$

$$F_{s,l}^{\text{bui}} = 68,0 \times 3,20 \times 0,788 = 171,5 \text{ kN} \quad (488)$$

$$F_{s,l}^{\text{bi}} = 20 \times 3,20 \times 0,75 = 48 \text{ kN} \quad (489)$$

$$F_{s,l} = 171,5 + 48 = 219,5 \text{ kN} \quad (490)$$

Slappe laag  $L_{sl} = 5,60 \text{ m}$

$$F_{s,sl,\text{CPT}} = 17,50 \text{ kN} \quad (491)$$

$$f_{s,sl,\text{CPT}} = \frac{17,50}{4,60 \times 0,11} = 34,6 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad (492)$$

Formule 219:

$$f_{s,sl}^{\text{bui}} = 34,6 - (34,6 - 20) 0,487 = 27,5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad (493)$$

$$F_{s,sl}^{\text{bui}} = 27,5 \times 5,60 \times 0,788 = 121 \text{ kN} \quad (494)$$

$$F_{s,sl}^{\text{bi}} = 20 \times 5,60 \times 0,75 = 84 \text{ kN} \quad (495)$$

$$F_{s,sl} = 121 + 84 = 205 \text{ kN} \quad (496)$$

Alle resultaten zijn in de Tabel XXII samengebracht.

$$\text{Men vindt } Q_r = 2757,5 \text{ kN} \quad (497)$$

**TABEL XXII – Berekening draagvermogen paal IX (diepsondering G)**

	$q_r$	$Q_{r,v}$	dikte v/d laag L	$f_s$	$\chi$	$F_s$	$\sum Q_{r,v} + \sum F_s$
	$\text{MN/m}^2$	kN	m	$\text{kN/m}^2$	m	kN	kN
Weerstand vulplaat	11	1617					1617
Wrijving							
Zand $S_2$			4,00				
buiten				58	0,788	183	243
binnen				20	0,75	60	
Zand $S_1$			6,20				1860
buiten				77,7	0,788	380	473
binnen				20	0,75	93	
leemhoudend fijnzand			3,20				2333
buiten				68,0	0,788	171,5	219,5
binnen				20	0,75	48	
slappe laag			5,60				2552,5
buiten				27,5	0,788	125	205
binnen				20	0,75	84	
							2757,5

Paal X – (Diepsondering I)  $L = 19,00$  m.

De paal X heeft een vulplaat op 3 m boven het onderuiteinde,

$$\omega_v = 1470 \text{ cm}^2 \quad (371); \quad D_{e,v} = 43,33 \text{ cm} \quad (372)$$

1. Berekening zonder plugvorming

puntweerstand:

$$\omega_s = 270 \text{ cm}^2 \quad D_{e,s} = 18,8 \text{ cm}$$

De waarden van  $d_g$  voor  $D_e = 18,8$  cm zijn op figuur 3I aangegeven. Op 19 m diepte vindt men:

$$d_g = 18,7 \text{ MN/m}^2 \quad (498)$$

$$q_{r,b} = \frac{18,7}{1,3} = 14,4 \text{ MN/m}^2 \quad (499)$$

$$Q_{r,b} = 14400 \times 0,027 = 389 \text{ kN} \quad (500)$$

wrijving in  $S_2$ :  $L = 3,00$  m

$$\chi_s = 2,1854 \text{ m}; \quad C_{k,d,m} = 18,6 \text{ MN/m}^2 \quad (501)$$

$$f_{s,S_2,CPT} = \frac{18600}{200} = 93 \text{ kN/m}^2 \quad (502)$$

$$f_{s,S_2} = \frac{93}{1,1} = 84,6 \text{ kN/m}^2 \quad (503)$$

$$F_{s,S_2} = 84,6 \times 3,00 \times 2,1854 = 555 \text{ kN} \quad (504)$$

weerstand op de vulplaat:

$$\omega_v = 1470 \text{ cm}^2 \quad D_{e,v} = 43,33 \text{ cm} \quad (372)$$

$$\omega_{v,netto} = 1470 - 270 = 1200 \text{ cm}^2 \quad (505)$$

De waarden  $d_g$  voor  $D_{e,v} = 43,33$  cm zijn op figuur 3I getekend. Op 16 m diepte heeft men:

$$d_g = 16,1 \text{ MN/m}^2 \quad (506)$$

$$\text{Verder} \quad \frac{b}{l} = 1 \quad (507)$$

$$\text{formule (215)} \quad s = 1 \quad (466)$$

$$\text{Men heeft:} \quad \frac{\chi_{o,w}}{\chi_v} = \frac{0,788}{1,535} = 0,513 \quad (467)$$

$$\frac{D_{e,v}}{D_{e,s}} = \frac{43,33}{18,8} = 2,31 \quad (468)$$

$$\text{De formule (216) geeft} \quad \alpha = \frac{1}{1,18} \quad (469)$$

$$q_{r,v} = \frac{d_g}{1,18} = \frac{16,1}{1,18} = 12,8 \text{ MN/m}^2 \quad (508)$$

$$Q_{r,v} = 12800 \times 0,12 = 1536 \text{ kN} \quad (509)$$

wrijving boven de vulplaat.

zandlaag  $S_2$ :

$$L = 1,00 \text{ m}; \quad (C_{k,d})_m = 20 \text{ MN/m}^2 \quad (510)$$

$$f_{s,bo,S_2,CPT} = \frac{20.000}{200} = 100 \text{ kN/m}^2 \quad (511)$$

$$1 - \frac{\chi_{o,w}}{\chi_w} = 0,487 \quad (474)$$

Formule (219)

$$f_{s,bo,S_2}^{bui} = 100 - (100 - 20) 0,487 = 61 \text{ kN/m}^2 \quad (512)$$

$$F_{s,bo,S_2}^{bui} = 61 \times 1,00 \times 0,788 = 48 \text{ kN} \quad (513)$$

$$F_{s,bo,S_2}^{bi} = 20 \times 1,00 \times 0,75 = 15 \text{ kN} \quad (514)$$

$$F_{s,bo,S_2} = 48 + 15 = 63 \text{ kN} \quad (515)$$

Zandlaag  $S_1$ :

$$L = 6,00 \text{ m}; \quad (C_{k,d})_m = 24 \text{ MN/m}^2 \quad (516)$$

$$f_{s,S_1,CPT} = \frac{24000}{200} = 120 \text{ kN/m}^2 \quad (517)$$

$$f_{s,S_1}^{bui} = 120 - (120 - 20) \times 0,487 = 71,2 \text{ kN/m}^2 \quad (518)$$

$$F_{s,S_1}^{bui} = 71,2 \times 6,00 \times 0,788 = 337 \text{ kN} \quad (519)$$

$$F_{s,S_1}^{bi} = 20 \times 6,00 \times 0,75 = 90 \text{ kN} \quad (520)$$

$$F_{s,S_1} = 337 + 90 = 427 \text{ kN} \quad (521)$$

leemhoudend zand  $L_l = 3,00$  m

$$F_{s,l+sl,CPT} - F_{s,sl,CPT} = 52,50 - 17,50 = 35 \text{ kN} \quad (522)$$

$$f_{s,l,CPT} = \frac{35}{3,00 \times 0,11} = 106 \text{ kN/m}^2 \quad (523)$$

Formule (219)

$$f_{s,l}^{bui} = 106 - (106 - 20) 0,487 = 64 \text{ kN/m}^2 \quad (524)$$

$$F_{s,l}^{bui} = 64 \times 3,00 \times 0,788 = 151 \text{ kN} \quad (525)$$

$$F_{s,l}^{bi} = 20 \times 3,00 \times 0,75 = 45 \text{ kN} \quad (526)$$

$$F_{s,l} = 151 + 45 = 196 \text{ kN} \quad (527)$$

slappe laag  $L_{sl} = 6,00$  m

$$F_{s,sl,CPT} = 17,50 \text{ kN} \quad (528)$$

$$f_{s,sl,CPT} = \frac{17,50}{5,00 \times 0,11} = 31,8 \text{ kN/m}^2 \quad (529)$$

$$f_{s,sl}^{bui} = 31,8 + (31,8 - 20) 0,487 = 26,0 \text{ kN/m}^2 \quad (530)$$

$$F_{s,sl}^{bui} = 26,0 \times 6,00 \times 0,788 = 123 \text{ kN} \quad (531)$$

$$F_{s,sl}^{bi} = 20 \times 6,00 \times 0,75 = 90 \text{ kN} \quad (532)$$

$$F_{s,sl} = 123 + 90 = 213 \text{ kN} \quad (533)$$

De resultaten zijn verzameld in tabel XXIII-a.

2. Berekening met partiële plugvorming

$$e = 4,71 \text{ cm} \quad (67); \quad \omega_{plug} = 572 \text{ cm}^2 \quad (69)$$

$$D_{e,plug} = 27 \text{ cm} \quad (70)$$

puntweerstand

De  $d_g$ -waarden voor  $D_e = 27 \text{ cm}$  zijn op figuur 3 I getekend. Op 19 m diepte heeft men:

TABEL XXIII – Berekening draagvermogen paal X (diepsondering I)

Berekening draagvermogen paal X (diepsondering I)							
a) zonder plug							
	$q_r$	$Q_{r,i}$	Dikte v/d laag L	$f_s$	$\chi$	$F_s$	$\sum (Q_{r,i} + F_s)$
	MN/m <sup>2</sup>	kN	m	kN/m <sup>2</sup>	m	kN	kN
puntweerstand	12,4	389					389
wrijving zand S <sub>2</sub>			3,00	84,6	2,1854	555	944
weerstand vulplaat	12,8	1536					2480
wrijving zand S <sub>2</sub> buiten			1,00	61	0,788	48	} 63
wrijving zand S <sub>2</sub> binnen				20	0,75	15	
wrijving zand S <sub>1</sub> buiten			6,00	71,2	0,788	337	} 427
wrijving zand S <sub>1</sub> binnen				20	0,75	90	
wrijving leemhoudend fijnzand buiten			3,00	64	0,788	151	} 196
wrijving leemhoudend fijnzand binnen				20	0,75	45	
wrijving slappe laag buiten			6,00	26	0,788	123	} 213
wrijving slappe laag binnen				20	0,75	90	
							$Q_r$
b) met partiële plugvorming							
plugweerstand	13,8	789					789
wrijving op plug			3,00	93	1,995	556,5	1345,5
weerstand op vulplaat	12,8	1149,5					2495,0
wrijving zand S <sub>2</sub> buiten			1,00	61	0,788	48	} 63
wrijving zand S <sub>2</sub> binnen				20	0,75	15	
wrijving zand S <sub>1</sub> buiten			6,00	71,2	0,788	337	} 427
wrijving zand S <sub>1</sub> binnen				20	0,75	90	
wrijving leemhoudend fijnzand buiten			3,00	64	0,788	151	} 196
wrijving leemhoudend fijnzand binnen				20	0,75	45	
wrijving slappe laag buiten			6,00	26	0,788	123	} 213
wrijving slappe laag binnen				20	0,75	90	
		$i = b \text{ en } v$					3394

$$d_g = 18,0 \text{ MN/m}^2 \quad (534)$$

$$q_{r,\text{plug}} = \frac{18}{1,3} = 13,8 \text{ MN/m}^2 \quad (535)$$

$$Q_{r,\text{plug}} = 13800 \times 0,0572 = 789 \text{ kN} \quad (536)$$

wrijving op de plug. Voor de lengte van de plug wordt 3,00 m aangenomen.

$$L_{\text{plug}} = 3,00 \text{ m} \quad \chi = 1,995 \text{ m} \\ (C_{k,d})_m = 18,6 \text{ MN/m}^2 \quad (501)$$

$$f_{s,\text{plug},S_2} = f_{s,\text{plug},S_2,\text{CPT}} = 93 \text{ kN/m}^2 \quad (502)$$

$$F_{s,\text{plug},S_2} = 93 \times 3,00 \times 1,995 = 556,5 \text{ kN} \quad (537)$$

weerstand op de vulplaat:

$$\omega_{v,\text{netto}} = 1470 - 572 = 898 \text{ cm}^2 \quad (538)$$

Men heeft

$$d_g = 16,1 \text{ MN/m}^2 \quad (506); \quad q_{r,v} = 12,8 \text{ MN/m}^2 \quad (508)$$

$$Q_{r,v} = 12800 \times 0,0898 = 1149,5 \text{ kN} \quad (539)$$

Wrijving boven de vulplaat:

$$\text{zandlaag } S_2 \quad F_{s,bo,S_2} = 63 \text{ kN} \quad (515)$$

$$\text{zandlaag } S_1 \quad F_{s,S_1} = 427 \text{ kN} \quad (521)$$

$$\text{leemhoudend fijnzand} \quad F_{s,l} = 196 \text{ kN} \quad (527)$$

$$\text{slappe laag} \quad F_{s,sl} = 213 \text{ kN} \quad (533)$$

Alle resultaten zijn in de tabel XXIII-b samengebracht.

Men vindt:

$$\text{zonder plug} \quad Q_r = 3379 \text{ kN} \quad (539)$$

$$\text{met plug} \quad Q_r = 3394 \text{ kN} \quad (540)$$

De kleinste waarde is  $Q_r = 3379 \text{ kN}$ .

Paal XI. — (Diepsondering K)  $L = 19,00 \text{ m}$ .

De paal XI heeft op een afstand van 3 m boven het onderuiteinde twee aangelaste profielen met een hoogte van 2 m (zie fig. 4/XI).

Hier kunnen à priori 4 hypothesen worden gemaakt:

- 1) geen plugvorming
- 2) plugvorming in de ligger en geen plugvorming in de liggers der verbreding
- 3) plugvorming in de ligger en in de verbredingsliggers
- 4) geen plugvorming in de ligger, wel plugvorming in de verbredingsliggers.

Bij nadere overweging, kan de 4de mogelijkheid worden uitgesloten.

### I.1. Berekening zonder plugvorming

puntweerstand:

$$\omega_s = 270 \text{ cm}^2 \quad D_{e,s} = 18,8 \text{ cm}$$

De waarden van  $d_g$  voor  $D_e = 18,8 \text{ cm}$  zijn op de figuur 3 K aangegeven. Op 19 m diepte heeft men:

$$d_g = 18,6 \text{ MN/m}^2 \quad (541)$$

$$q_{r,b} = \frac{18,6}{1,3} = 14,3 \text{ MN/m}^2 \quad (542)$$

$$Q_{r,b} = 14300 \times 0,027 = 386 \text{ kN} \quad (543)$$

Wrijving in  $S_2$ :

$$L = 3,00 \text{ m} \quad \chi_s = 2,1854 \text{ m}$$

$$(C_{k,d})_m = 19,4 \text{ MN/m}^2 \quad (544)$$

$$f_{s,be,S_2,\text{CPT}} = \frac{19400}{200} = 97 \text{ kN/m}^2 \quad (545)$$

$$f_{s,be,S_2} = \frac{97}{1,1} = 88,2 \text{ kN/m}^2 \quad (546)$$

$$F_{s,be,S_2} = 88,2 \times 3,00 \times 2,1854 = 577,5 \text{ kN} \quad (547)$$

weerstand op de verbreding: Men heeft

$$\omega_{s,v} \cong 3 \times 270 = 810 \text{ cm}^2 \quad (9)$$

$$D_{e,v} = \sqrt{\frac{4}{\pi} \times 810} = 32,1 \text{ cm} \quad (548)$$

$$\omega_{s,v,\text{netto}} = 810 - 270 = 540 \text{ cm}^2 \quad (549)$$

De waarden van  $d_g$  voor  $D_e = 32,1 \text{ cm}$  zijn op de figuur 3 K getekend. Op 16 m diepte heeft men:

$$d_g = 18,5 \text{ MN/m}^2 \quad (550)$$

Men heeft een lang gestrekt profiel

$$s = 1,3 \quad (551)$$

De lengte van de opstaande wanden is 2,00 m en dus veel groter dan  $3 \times 0,321 = 0,963 \text{ m}$ . Men kan dus stellen  $\alpha = 1$ .

Ten slotte:

$$q_{r,v} = \frac{\alpha}{s} d_g = \frac{18,5}{1,3} = 14,2 \text{ MN/m}^2 \quad (553)$$

$$Q_{r,v} = 14200 \times 0,054 = 766,8 \text{ kN} \quad (554)$$

# Kontrole-verzekering

is

de preventieve aktie van de technische controle  
de solvabiliteit van de verzekeraars die deze van de bouwmeester versterkt  
het behoud van de waarborgen bij failliet van een bouwmeester  
het in stand houden van het patrimonium.

in een woord  
**de veiligheid van de bouw**

**Specialisten met een halve eeuw praktijk  
en volledig competent staan te uwer beschikking.**

De Verzekeringsmaatschappijen

Groep A.G.	Mercator
Groep Assubel	Mutuelle Générale Française
Bazel	O.M.O.B.
Eendracht en Voorzorg	Patrimoine
De Federale Verzekeringen	Royale Belge
Fidelitas	Securitas
Le Foyer	De Sociale Voorzorg
Generali Belgium	Urbaine
De Luikse Verzekering	Winterthur

in samenwerking met het **Bureau SECO**,  
stellen u een kontrakt voor dat het volgende waarborgt.

- voor de **Bouwmeesters**:  
de decennale verantwoordelijkheid  
tegenover de **Bouwheer**  
(art. 1792 en 2270 B.W.)  
en  
de burgerlijke aansprakelijkheid  
die er kan uit voortvloeien ten  
aanzien van derden en van de  
**Bouwheer**  
(art. 1382 tot 1384 en 1386 B.W.)
- voor de **Bouwheer**:  
de geldelijke herstelling van  
de schade veroorzaakt aan  
woningen van de buren op  
basis van artikel 544 B.W.  
het geleden nadeel gedurende de  
decennale periode bij tekortkoming,  
overlijden en verdwijning van de  
verantwoordelijke bouwmeester.

**Uitbreiding van de risico's tijdens de werken**

Wrijving over de hoogte van de verbreding

$$L_v = 2,00 \text{ m}$$

De totale omtrek van de verbreding  $\chi_v$  bedraagt, benaderend

$$\chi_v = 8 \times 0,3937 + 2 \times 3 \times 0,3746 = 3,15 + 2,26 = 5,40 \text{ m} \quad (555)$$

$$(C_{k,d})_m = 24,8 \text{ MN/m}^2 \quad (556)$$

$$f_{s,v,S_2,CPT} = \frac{24800}{200} = 124 \text{ kN/m}^2 \quad (557)$$

$$f_{s,v,S_2} = \frac{124}{1,1} = 112,7 \text{ kN/m}^2 \quad (558)$$

$$F_{s,v,S_2} = 112,7 \times 2,00 \times 5,40 = 1217 \text{ kN} \quad (559)$$

Wrijving boven de verbreding

Gelet op de schikking van de verbreding, kan men thans rekenen op een niet gebroken wrijving binnen het profiel, en moet men rekenen op een sterk gereduceerde wrijving op de buitenoppervlakken van de ligger.

Bij afwezigheid van plugvorming, heeft men voor de binnenoppervlakken

$$\chi^{bi} = 2 \times 0,3937 + 2 \times 0,3746 = 1,537 \text{ m} \quad (560)$$

voor de buitenoppervlakken heeft men:

$$\chi^{bui} = 2 \times 0,3937 = 0,788 \text{ m} \quad (561)$$

Zandlaag  $S_1$

$$L_{bo,S_1} = 5,00 \text{ m}$$

$$(C_{k,d})_m = 23,9 \text{ MN/m}^2 \quad (562)$$

$$f_{s,bo,S_1,CPT} = \frac{23900}{200} = 119,5 \text{ kN/m}^2 \quad (563)$$

$$f_{s,bo,S_1} = \frac{119,5}{1,1} = 108,6 \text{ kN/m}^2 \quad (564)$$

$$F_{s,bo,S_1}^{bi} = 108,6 \times 5,00 \times 1,537 = 834,6 \text{ kN} \quad (565)$$

$$F_{s,bo,S_1}^{bui} = 20 \times 5,00 \times 0,788 = 78,8 \text{ kN} \quad (566)$$

$$F_{s,bo,S_1} = 834,6 + 78,8 = 913,4 \text{ kN} \quad (567)$$

leemhoudend fijnzand  $L_l = 3,00 \text{ m}$

$$F_{s,l+sl,CPT} - f_{s,sl,CPT} = 47,50 - 17,50 = 30 \text{ kN} \quad (568)$$

$$f_{s,l,CPT} = \frac{30}{3,00 \times 0,11} = 90,9 \text{ kN/m}^2 \quad (569)$$

$$f_{s,l} = \frac{90,9}{1,1} = 82,6 \text{ kN/m}^2 \quad (570)$$

$$F_{s,l}^{bi} = 82,6 \times 3,00 \times 1,537 = 380,9 \text{ kN} \quad (571)$$

$$F_{s,l}^{bui} = 20 \times 3,00 \times 0,788 = 47,3 \text{ kN} \quad (572)$$

$$F_{s,l} = 380,9 + 47,3 = 428,2 \text{ kN} \quad (573)$$

slappe laag  $L_{sl} = 6,00 \text{ m}$

$$F_{s,sl,CPT} = 17,50 \text{ kN} \quad (574)$$

$$f_{s,sl,CPT} = \frac{17,50}{5,00 \times 0,11} = 31,8 \text{ kN/m}^2 \quad (575)$$

$$f_{s,sl} = \frac{31,8}{1,1} = 28,9 \text{ kN/m}^2 \quad (576)$$

$$F_{s,sl}^{bi} = 28,9 \times 6,00 \times 1,537 = 266,5 \text{ kN} \quad (577)$$

$$F_{s,sl}^{bui} = 20 \times 6,00 \times 0,788 = 94,5 \text{ kN} \quad (578)$$

$$F_{s,sl} = 266,5 + 94,5 = 361,0 \text{ kN} \quad (579)$$

Alle resultaten zijn in de tabel XXIV-a verzameld.

1.2. Berekening met plugvorming in de ligger, geen plugvorming in de verbreding

plugweerstand:

$$e = 4,71 \text{ cm} \quad (67); \quad \omega_{\text{plug}} = 572 \text{ cm}^2 \quad (69)$$

$$D_{e,\text{plug}} = 27 \text{ cm} \quad (70)$$

De  $d_g$ -waarden voor  $D_e = 27 \text{ cm}$  zijn op de figuur 3K getekend. Op 19 m diepte heeft men:

$$d_g = 17,4 \text{ MN/m}^2 \quad (580)$$

$$q_{r,\text{plug}} = \frac{17,4}{1,3} = 13,4 \text{ MN/m}^2 \quad (581)$$

$$Q_{r,\text{plug}} = 13400 \times 0,0572 = 766,5 \text{ kN} \quad (582)$$

Wrijving op de plug. Voor de lengte van de plug wordt 3,00 m aangenomen.

$$L_{\text{plug}} = 3,00 \text{ m} \quad \chi = 1,995 \text{ m}$$

$$f_{s,\text{plug},S} = f_{s,\text{plug},S,CPT} = 97 \text{ kN/m}^2 \quad (545)$$

$$F_{s,\text{plug}} = 97 \times 3,00 \times 1,995 = 580,5 \text{ kN} \quad (583)$$

Weerstand op de verbreding.

Men veronderstelt geen plugvorming in de verbreding. Derhalve

$$\omega_{s,v} = 810 \text{ cm}^2 \quad (9)$$

$$\omega_{s,v,\text{netto}} = 810 - 270 = 540 \text{ cm}^2 \quad (549)$$

**TABEL XXIV — Berekening draagvermogen paal XI (diepsondering K)**

a) zonder plug							
	$q_r$	$q_{r,i}$	Dikte van de laag L	$f_s$	$\lambda$	$F_s$	$\Sigma(q_{r,i} + F_s)$
	kN/m <sup>2</sup>	kN	m	kN/m <sup>2</sup>	m	kN	kN
puntweerstand	14,3	386					386
Wrijving in S <sub>1</sub>			3,00	88,2	2,1854	577,5	963,5
Weerstand op de verbreding	14,2	766,8					1730,3
Wrijving over de verbreding			2,00	112,7	5,40	1217	2947,3
Wrijving boven de verbreding zandlaag S <sub>1</sub>			5,00				
binnen				108,6	1,537	834,6	913,4
buiten				20	0,788	78,8	
leemhoudend fijnzand binnen			3,00	82,6	1,537	380,9	428,2
binnen				20	0,788	47,3	
slappe laag binnen			6,00	28,9	1,537	266,5	361
buiten				20	0,788	94,5	
i = b, v							
b) Plug in de ligger, geen plug in de verbreding							
plugweerstand	13,4	766,5					766,5
wrijving op de plug			3,00 m	97	1,995	580,5	1347,0
weerstand op de verbreding	14,2	766,8					2113,8
wrijving over de hoogte van de verbreding			2,00 m				
verbreding binnen				112,7	3,86	870,0	1060,6
binnen				62,0	1,537	190,6	
wrijving boven de verbreding zand S <sub>1</sub>			5,00 m				
binnen				59,75	0,75	224	302,8
buiten				20	0,788	78,8	
leemhoudend fijnzand binnen			3,00 m	82,6	1,537	380,9	428,2
buiten				20	0,788	47,3	
slappe laag binnen				28,9	1,537	266,5	361
buiten				20	0,788	94,5	
i = plug en v							

TABEL XXIV — Berekening draagvermogen paal XI (diepsondering K) L = 10 m (vervolg)

c) plug in ligger en in verbreding

	$q_r$	$Q_{r,i}$	dikte v/d laag L	$f_s$	$\chi$	$F_s$	$\sum (Q_{r,i} + F_s)$
	MN/m <sup>2</sup>	kN	m	kN/m <sup>2</sup>	m	kN	kN
plugweerstand	13,4	766,5					766,5
wrijving op plug			3,00	97	1,995	580,5	1347,0
weerstand op verbreding met plug	13,5	1544,4					2891,4
wrijving op de hoogte v/d verbreding binnen			2,00	62	1,537	190,6	984,8
verbreding				124	3,2026	794,2	
wrijving boven verbreding zandlaag S <sub>1</sub> binnen			5,00	59,75	0,75	224	302,8
buiten				20	0,788	78,8	
leemhoudend fijnzand binnen			3,00	82,6	1,537	380,5	428,2
buiten				20	0,788	47,3	
slappe laag binnen			6,00	28,9	1,537	266,5	361
buiten		i=plug v		20	0,788	94,5	

Hier verandert de plugvorming niets aan de netto doorsnede. Men heeft

$$d_g = 18,5 \text{ MN/m}^2 \quad (550)$$

$$q_{r,v} = 14,2 \text{ MN/m}^2 \quad (553)$$

$$Q_{r,v} = 14200 \times 0,054 = 766,8 \text{ kN} \quad (554)$$

Wrijving over de hoogte van de verbreding

$$L = 2,00 \text{ m}$$

Aangezien wordt verondersteld dat de plugvorming bij het binnentreden van het dichtgepakte zand S<sub>1</sub> is opgetreden, dient men binnen, wegens de ontspanning de formules (210) toe te passen. Men dient dus twee perimeters te beschouwen

perimeter van de verbreding:

$$\chi_v = 6 \times 0,3937 + 4 \times 0,3746 = 3,86 \text{ m} \quad (584)$$

perimeter binnen de ligger:

$$\chi_{bi} = 2 \times 0,3937 + 2 \times 0,3746 = 1,537 \text{ m} \quad (585)$$

$$C_{k,d,m} = 24,8 \text{ MN/m}^2 \quad (556)$$

$$f_{s,v,CPT} = \frac{24800}{200} = 124 \text{ kN/m}^2 \quad (557)$$

verbreding:

$$f_{s,v} = \frac{124}{1,10} = 112,7 \text{ kN/m}^2 \quad (558)$$

$$F_{s,v} = 112,7 \times 2,00 \times 3,86 = 870,0 \text{ kN} \quad (586)$$

binnen de ligger: (formule 210):

$$f_{s,v}^{bi} = \frac{1}{2} \cdot 124 = 62 \text{ kN/m}^2 \quad (587)$$

$$F_{s,v}^{bi} = 62 \times 2,00 \times 1,537 = 190,6 \text{ kN} \quad (588)$$

$$F_{s,v,tot} = 870,0 + 190,6 = 1060,6 \text{ kN} \quad (589)$$

Wrijving boven de verbreding

zandlaag S<sub>1</sub> L<sub>bo,S<sub>1</sub></sub> = 5,00 m

$$(C_{k,d})_m = 23,9 \text{ MN/m}^2 \quad (562)$$

$$f_{S_1,CPT} \stackrel{!}{=} f_{s,bo,S_1,CPT} = 119,5 \text{ kN/m}^2 \quad (563)$$

formule (210)

$$f_{s,bo,S_1}^{bi} = \frac{1}{2} \cdot 119,5 = 59,75 \text{ kN/m}^2 \quad (590)$$

$$F_{s,bo,S_1}^{bi} = 59,75 \times 5,00 \times 2 \times 0,375 = 224 \text{ kN} \quad (591)$$

$$F_{s,bo,S_1}^{bui} = 20 \times 5,00 \times 0,788 = 78,8 \text{ kN} \quad (592)$$

$$F_{s,bo,S_1} = 224 + 78,8 = 302,8 \text{ kN} \quad (593)$$

leemhoudend fijnzand L<sub>l</sub> = 3,00 m

$$F_{s,l}^{bi} = 82,6 \times 3,00 \times 1,537 = 380,9 \text{ kN} \quad (571)$$

$$F_{s,l}^{bui} = 20 \times 3,00 \times 0,788 = 47,3 \text{ kN} \quad (572)$$

$$F_{s,l} = 428,2 \text{ kN} \quad (573)$$

slappe laag L<sub>sl</sub> = 6,00 m

$$F_{s,sl}^{bi} = 28,9 \times 6,00 \times 1,537 = 266,5 \text{ kN} \quad (577)$$



$$F_{s,sl}^{bui} = 20 \times 6,00 \times 0,788 = 94 \text{ kN} \quad (578)$$

$$F_{s,sl} = 266,5 + 94,5 = 361 \text{ kN} \quad (593)$$

Alle resultaten zijn in de tabel XXIV-b medege-  
deeld.

### I.3. Plugvorming in de ligger, en in de verbredingspro- fielen

plugweerstand:

$$Q_{r,plug} = 766,5 \text{ kN} \quad (582)$$

wrijving op de plug:

$$F_{s,plug} = 97 \times 3,00 \times 1,995 = 580,5 \text{ kN} \quad (583)$$

weerstand op de verbreding met plug:

$$\omega_{v+plug} = 3 \times 572 = 1716 \text{ cm}^2 \quad (594)$$

$$(\omega_{v+plug})_{netto} = 1716 - 572 = 1144 \text{ cm}^2 \quad (595)$$

$$D_{e,v+plug} = \sqrt{\frac{4}{\pi} 1716} = 46,75 \text{ cm} \quad (596)$$

De waarden van  $d_g$  voor  $D_e = 46,75$  zijn op de  
figuur 3K aangegeven. Op een diepte van 16 m ver-  
krijgt men

$$d_g = 17,5 \text{ MN/m}^2 \quad (597)$$

Men heeft als hoogte van de opstaande wand:

$$2 \text{ m} > 3 \times 0,4675 = 1,40 \text{ m} \quad (598)$$

Derhalve in formule 216  $\alpha = 1$

Men heeft een lang gestrekte vorm

$$s = 1,3 \quad (599)$$

$$q_{r,v+plug} = \frac{17,5}{1,3} = 13,5 \text{ MN/m}^2 \quad (600)$$

$$Q_{r,v+plug} = 13500 \times 0,1144 = 1544,4 \text{ kN} \quad (601)$$

Wrijving over de hoogte van de verbreding

$$L_v = 2,00 \text{ m}$$

Binnen de ligger is niets gewijzigd t.o.v. de 2e bere-  
keningsmethode. Derhalve

$$f_{s,v}^{bi} = 62 \text{ kN/m}^2 \quad (587)$$

$$F_{s,v}^{bi} = 62 \times 2,00 \times 1,537 = 190,6 \text{ kN} \quad (588)$$

Voor de verbreding dient men rekening te houden  
met de omtrek, zoals geschetst op figuur 20, doch  
verminderd met de breedte van de flens.

$$\begin{aligned} \chi_v &= 2 (1,995 - 0,3937) \\ &= 2 \times 1,6013 = 3,2026 \text{ m} \end{aligned} \quad (589)$$

Wegens de grote verdringing kan men stellen

$$f_{s,v} = f_{s,CPT} = 124 \text{ kN/m}^2 \quad (557)$$

Tenslotte:

$$F_{s,v} = 124 \times 2,00 \times 3,2046 = 794,2 \text{ kN} \quad (602)$$

$$F_{s,v,tot} = 190,6 + 794,2 = 984,8 \text{ kN} \quad (603)$$

Wrijving boven de verbreding

zandlaag  $S_1$ :

$$f_{s,S_1} = 59,75 \text{ kN/m}^2 \quad (590)$$

$$F_{s,S_1}^{bi} = 59,75 \times 5,00 \times 0,75 = 224 \text{ kN} \quad (591)$$

$$F_{s,S_1}^{bui} = 20 \times 5,00 \times 0,788 = 78,8 \text{ kN} \quad (592)$$

$$F_{s,S_1} = 224 + 78,8 = 302,8 \text{ kN}$$

leemhoudend fijnzand  $L_l = 3,00 \text{ m}$

$$F_{s,l}^{bi} = 82,6 \times 3,00 \times 1,537 = 380,9 \text{ kN} \quad (571)$$

$$F_{s,l}^{bui} = 20 \times 3,00 \times 0,788 = 47,3 \text{ kN} \quad (572)$$

$$F_{s,l} = 428,2 \text{ kN} \quad (573)$$

slappe laag  $L_{sl} = 6,00 \text{ m}$

$$F_{s,sl}^{bi} = 28,9 \times 6,00 \times 1,537 = 266,5 \text{ kN} \quad (577)$$

$$F_{s,sl}^{bui} = 20 \times 6,00 \times 0,788 = 94,5 \text{ kN} \quad (578)$$

$$F_{s,sl} = 266,5 + 94,5 = 361 \text{ kN} \quad (593)$$

Alle resultaten zijn in de tabel XXIV-c medege-  
deeld.

Men heeft

$$\text{zonder plug} \quad Q_r = 4649,9 \text{ kN} \quad (604)$$

$$\text{met plug in ligger,} \\ \text{geen plug in verbreding} \quad Q_r = 4266,4 \text{ kN} \quad (605)$$

$$\text{met plug in ligger} \\ \text{en in verbreding} \quad Q_r = 4968,2 \text{ kN} \quad (606)$$

De kleinste waarde is  $Q_r = 4266,4 \text{ kN}$

Paal XII. (Diepsondering M).

De paal XII heeft een heidiepte van 18,50 m. Daar  
dit gegeven slechts later ter beschikking kwam, zijn  
de hiernavolgende berekeningen uitgevoerd voor een  
heidiepte van 19,00 m.

### II.1 — geen plugvorming

puntweerstand:

$$\omega_v = 3 \times 270 = 810 \text{ cm}^2 \quad (9)$$

$$D_{e,v} = 32,1 \text{ cm} \quad (548)$$

De waarden van  $d_g$  voor  $D_e = 32,1 \text{ cm}$  zijn op de  
figuur 3M getekend. Op 19 m diepte heeft men

$$d_g = 17,0 \text{ MN/m}^2 \quad (607)$$

$$\alpha = 1 \quad s = 1,3 \quad (608)$$

$$q_{r,v} = \frac{17,0}{1,3} = 13,1 \text{ MN/m}^2 \quad (609)$$

$$Q_{r,v} = 13100 \times 0,081 = 1061 \text{ kN} \quad (610)$$

*Wrijving over de hoogte van de verbreding*

$$L_v = 2,00 \text{ m} \quad \chi_v = 5,40 \text{ m} \quad (555)$$

$$(C_{k,d})_m = 19,2 \text{ MN/m}^2 \quad (611)$$

$$f_{s,v,CPT} = \frac{19200}{200} = 96,0 \text{ kN/m}^2 \quad (612)$$

$$f_{s,v} = \frac{96,0}{1,1} = 87,3 \text{ kN/m}^2 \quad (613)$$

$$F_{s,v} = 87,3 \times 2,00 \times 5,40 = 943 \text{ kN} \quad (614)$$

*Wrijving boven de verbreding*

$$\chi^{bi} = 1,537 \text{ m} \quad (560); \quad \chi^{bui} = 0,788 \text{ m} \quad (561)$$

*Zandlagen S<sub>2</sub> en S<sub>1</sub> L = 7,50 m*

$$(C_{k,d})_m = 27,3 \text{ MN/m}^2 \quad (615)$$

$$f_{s,bo,S,CPT} = \frac{27300}{200} = 136,5 \text{ kN/m}^2 \quad (616)$$

$$f_{s,bo,S}^{bi} = \frac{136,5}{1,10} = 124,1 \text{ kN/m}^2 \quad (617)$$

$$F_{s,bo,S}^{bi} = 124,1 \times 7,50 \times 1,537 = 1430,6 \text{ kN} \quad (618)$$

$$F_{s,bo,S}^{bui} = 20 \times 7,50 \times 0,788 = 118,2 \text{ kN} \quad (619)$$

$$F_{s,bo,S} = 1430,6 + 118,2 = 1548,8 \text{ kN} \quad (620)$$

*leemhoudend fijnzand L<sub>l</sub> = 3,50 m*

$$F_{s,l+sl,CPT} - F_{s,sl,CPT} = 67,50 - 20,00 = 47,50 \text{ kN} \quad (621)$$

$$f_{s,l,CPT} = \frac{47,50}{3,50 \times 0,11} = 123,4 \text{ kN/m}^2 \quad (622)$$

$$f_{s,l}^{bi} = \frac{123,4}{1,1} = 112,2 \text{ kN/m}^2 \quad (623)$$

$$F_{s,l}^{bi} = 112,2 \times 3,50 \times 1,537 = 603,6 \text{ kN} \quad (624)$$

$$F_{s,l}^{bui} = 20 \times 3,50 \times 0,788 = 55,2 \text{ kN} \quad (625)$$

$$F_{s,l} = 603,6 + 55,2 = 658,8 \text{ kN} \quad (626)$$

*slappe laag:*

$$L_{sl} = 6,00 \text{ m}; \quad F_{s,sl,CPT} = 20 \text{ kN} \quad (627)$$

$$f_{s,sl,CPT} = \frac{20}{5,00 \times 0,11} = 36,4 \text{ kN/m}^2 \quad (628)$$

$$f_{s,sl}^{bi} = \frac{36,4}{1,10} = 33,1 \text{ kN/m}^2 \quad (629)$$

$$F_{s,sl}^{bi} = 33,1 \times 6,00 \times 1,537 = 305,2 \text{ kN} \quad (630)$$

$$F_{s,sl}^{bui} = 20 \times 6,00 \times 0,788 = 94,6 \text{ kN} \quad (631)$$

$$F_{s,l} = 305,2 + 94,6 = 399,8 \text{ kN} \quad (632)$$

Alle resultaten zijn in de tabel XXV-a verzameld.

II.2. *plugvorming in ligger, niet in verbreding*

$$\text{Plugweerstand } e = \frac{1}{4}a = 4,75 \text{ cm} \quad (67)$$

$$\omega_{v,plug} = 2 \times 270 + 572 = 1112 \text{ cm}^2 \quad (633)$$

$$D_{e,v} = \sqrt{\frac{4}{\pi} 1112} = 37,6 \text{ cm} \quad (624)$$

De  $d_g$  waarden voor  $D_e = 37,6 \text{ cm}$  zijn op figuur 3 M getekend.

Op 19 m diepte vindt men

$$d_g = 16,2 \text{ MN/m}^2 \quad (635)$$

Aangezien de lengte der opstaande waarden ( $L = 2,00 \text{ m}$ ) groter is dan  $3 \times 0,376 = 1,128 \text{ m}$  heeft men  $\alpha = 1$ .

Verder  $s = 1.3$

$$q_r = \frac{16,2}{1.3} = 12,5 \text{ MN/m}^2 \quad (636)$$

$$Q_{r,v} = 12500 \times 0,1112 = 1390 \text{ kN} \quad (637)$$

*Wrijving over de hoogte van de verbreding:*

$$L_v = 2,00 \text{ m}$$

1<sup>o</sup>) *plug*: De te beschouwen omtrek is

$$\chi = 1,995 - 2 \times 0,3937 = 1,207 \text{ m} \quad (638)$$

Over de hoogte  $L_v = 2,00 \text{ m}$ , heeft men

$$C_{k,d,m} = 19,2 \text{ MN/m}^2 \quad (639)$$

$$f_{s,v,S,plug} = f_{s,v,S,CPT} = \frac{19200}{200} = 96 \text{ kN/m}^2 \quad (640)$$

$$F_{s,v,S,plug} = 96 \times 2,00 \times 1,207 = 231,7 \text{ kN} \quad (641)$$

2<sup>o</sup>) *de verbreding*

$$\begin{aligned} \chi &= 2(3 \times 0,3937 + 2 \times 0,3746) \\ &= 2 \times 1,930 = 3,86 \text{ m} \end{aligned} \quad (642)$$

$$f_{s,v,S} = \frac{96,0}{1,1} = 87,3 \text{ kN/m}^2 \quad (643)$$

$$F_{s,v} = 87,3 \times 2,00 \times 3,860 = 674 \text{ kN} \quad (644)$$

TABEL XXV — Berekening draagvermogen paal XII (diepsondering M) (19 m)

a) geen plugvorming

	$q_r$	$Q_{r,v}$	Dikte van de laag L	$f_s$	$\chi$	$F_s$	$\sum(Q_{r,v} + F_s)$
	$\text{MN/m}^2$	kN	m	$\text{kN/m}^2$	m	kN	kN
puntweerstand	13,1	1061					1061
wrijving over hoogte verbreding			2,00	87,3	5,40	943	2004,0
wrijving boven verbreding zandlagen $S_2$ en $S_1$			7,50				
binnen				124,1	1,537	1430,6	1548,8
buiten				20	0,788	118,2	
leemhoudend fijnzand			5,50				
binnen				112,2	1,537	603,6	658,8
buiten				20	0,788	55,2	
slappe laag			6,00				
binnen				33,1	1,537	305,2	399,8
buiten				20	0,788	94,6	
b) <u>Plug in ligger, niet in de verbreding.</u>							
plugweerstand	12,5	1390					1390
wrijving over hoogte der verbreding plug			2,00				
verbreding				96	1,207	231,7	905,7
				87,3	3,860	674	
wrijving boven de verbreding zandlagen $S_2$ en $S_1$			7,50				
binnen				68,25	1,537	788	906,2
buiten				20	0,788	118,2	
leemhoudend fijnzand			3,50				
binnen				112,2	1,537	603,6	658,8
buiten				20	0,788	55,2	
slappe lagen			6,00				
binnen				33,1	1,537	305,2	399,8
buiten				20	0,788	94,6	

Wrijving boven de verbreding:

$$F_{s,l}^{bui} = 20 \times 3,50 \times 0,788 = 55,2 \text{ kN} \quad (625)$$

$$\chi^{bi} = 1,537 \text{ m} \quad (560); \quad \chi^{bui} = 0,788 \text{ m} \quad (561)$$

$$F_{s,l} = 603,6 + 55,2 = 658,8 \text{ kN} \quad (626)$$

Zand  $S_1$  en  $S_2$   $L_{bo,S} = 7,50 \text{ m}$

$$f_{s,CPT} = 136,5 \text{ kN/m}^2 \quad (616)$$

Slappe laag  $L_{sl} = 6,00 \text{ m}$

$$F_{s,l}^{bi} = 33,1 \times 6,00 \times 1,537 = 305,2 \text{ kN} \quad (630)$$

formule 210

$$f_{s,bo,S}^{bi} = \frac{136,5}{2} = 68,25 \text{ kN/m}^2 \quad (616)$$

$$F_{s,l}^{bui} = 20 \times 6,00 \times 0,788 = 94,6 \text{ kN} \quad (631)$$

$$F_{s,bo,S}^{bi} = 68,25 \times 7,50 \times 1,537 = 788 \text{ kN}$$

$$F_{s,sl} = 305,2 + 94,6 = 399,8 \text{ kN}$$

$$F_{s,S}^{bui} = 20 \times 7,50 \times 0,788 = 118,2 \text{ kN} \quad (620)$$

$$F_{s,bo,S} = 788 + 118,2 = 906,2 \text{ kN}$$

Alle resultaten zijn in Tabel XXV-b verzameld.

### II.3. Plug in ligger en in verbreding

Leemhoudend fijnzand  $L_l = 3,50 \text{ m}$

$$F_{s,l}^{bi} = 112,2 \times 3,50 \times 1,537 = 603,6 \text{ kN} \quad (624)$$

Deze hypothese geeft volgens de aangevoerde berekeningsmethode à priori hogere waarden dan deze zonder plug. Diensvolgens is de berekening ervan overbodig.

**TABEL XXVI — Samenvatting van de resultaten der berekeningen uit diepsonderingen**

Paal	Diepsondering	Lengte m	Kenmerk	$Q_r$ kN
I	C	18	zonder plug met plug	3558,1 3225,8
II	D	15	zonder plug met plug	6907,9 6859,4
III	F	14,50	zonder plug met plug	4918,4 5011,3
IV	N	18	zonder plug met plug	4422,6 4500,8
V	H	18	zonder plug met plug	4439,5 4527,7
VI	E	14,25	zonder plug met plug	7137,9 7244,4
VII	J	19,00	zonder plug met plug	5843,4 5692,4
VIII	L	18,00	zonder plug met plug	5449,8 5912,7
IX	G	19,00	--	2757,5
X	I	19,00	zonder plug met plug	3379 3394
XI	K	19,00	zonder plug met plug ligger, geen plug ver- breiding met plug ligger en plug ver- breiding	4649,9 4266,4 4968,2
XII	M	19,00	zonder plug met plug ligger, niet in ver- breiding	4611,4 4260,5

Men vindt tenslotte

zonder plugvorming  $Q_r = 4611,4$  kN (645)

met plugvorming in ligger  
niet in verbreding  $Q_r = 4260,5$  kN (646)

De kleinste waarde bedraagt  $Q_r = 4260,5$  kN.

De grensdragvermogens welke volgens de aange-  
wende methode uit de resultaten der diepsonderingen  
zijn afgeleid, zijn in de Tabel XXVI verzameld.

### 3. Continue berekening van het grensdragvermogen in functie van de diepte, met de geschetste methode

Met de geschetste methode is het mogelijk het grensdragvermogen van een paal voor een willekeurige inheidiepte te bepalen. Wanneer het geval van plugvorming wordt beschouwd, dient men echter een veronderstelling te maken betreffende de laag en de diepte waar de plug zich vormt, en op welke wijze de plug zich gaandeweg tot haar grenswaarde verdikt. De toepassing voor enkele palen zal dit duidelijk maken.

**TABEL XXVII-a. — Continue berekening van het grensdragvermogen van Paal I (Ds. C)**

a) Paal steekt in de bovenlagen

1	2	3	4	5	6	7
Diepte	$d_g$	$q_{r,b}$	$Q_{r,b}$	$F_{s,CPT}$	$F_s$	$Q_{r,b} + F_s$
L	$D_c = 188 \text{ mm}$	$f_{175}$	$f_{176}$		$f_{648}$	
m	$\text{MN/m}^2$	$\text{MN/m}^2$	kN	kN	kN	kN
1,2	0,40	0,31	8,34	1,64	29,69	38,00
1,4	0,50	0,38	10,38	2,28	41,71	51,49
1,6	0,50	0,38	10,38	3,60	64,95	75,33
1,8	0,55	0,42	11,42	4,92	88,81	100,23
2,0	0,65	0,50	13,50	5,29	95,62	109,12
2,2	0,68	0,52	14,12	5,86	105,84	119,96
2,4	0,65	0,50	13,50	6,49	117,25	130,75
2,6	0,63	0,48	13,08	7,25	130,89	143,97
2,8	0,63	0,48	13,08	8,00	144,53	157,61
3,0	0,68	0,52	14,12	8,00	144,53	158,65
3,2	0,72	0,55	14,95	8,95	161,56	176,51
3,4	0,68	0,52	14,12	10,71	183,92	207,54
3,6	0,68	0,52	14,12	11,09	200,23	214,35
3,8	0,71	0,70	18,90	11,28	203,64	222,54
4,0	1,18	0,91	24,51	9,95	179,78	204,29
4,2	1,31	1,01	27,21	11,65	210,45	237,66
4,4	1,30	1,00	27,00	10,40	187,78	214,78
4,6	1,32	1,02	27,42	13,61	245,72	273,14
4,8	1,47	1,13	30,53	16,62	300,25	330,78
5,0	1,62	1,25	33,65	18,32	330,92	364,57
5,2	1,96	1,51	40,71	20,78	375,22	415,93
5,4	2,51	1,83	52,73	20,09	362,78	414,91
5,6	3,34	2,57	69,37	21,97	396,84	466,21
5,8	4,29	3,30	89,70	21,22	383,22	472,32
6,0	4,97	3,82	103,22	23,70	417,28	520,50
6,2	5,59	4,30	116,10	31,41	567,23	683,33
6,4	6,09	4,68	126,48	34,49	622,95	749,43
6,6	6,77	4,75	128,75	39,40	711,56	839,71
6,8	6,06	4,66	125,86	39,77	718,36	844,22
7,0	5,89	4,53	122,33	31,51	677,47	799,80
7,2	5,73	4,41	119,01	41,70	742,22	861,23
7,4	5,57	4,28	115,68	43,24	780,89	896,57
7,6	5,33	4,10	110,70	42,48	767,26	877,96
7,8	5,08	3,91	105,51	43,05	777,48	882,99
8,0	4,83	3,72	100,32	46,26	835,42	935,74
8,2	4,65	3,73	100,73	45,72	814,97	915,70

Paal I (diepsondering C).

Aangenomen wordt dat de plug zich volledig heeft gevormd wanneer het onderuiteinde 3 m in de dichtgepakte zandlaag is binnengedrongen, en dat de gemiddelde dikte van het aanklevend kwartsmateriaal alsdan  $e = \frac{1}{4}a = 4,71$  cm bedraagt. Bij indringing in de zandlaag over 3 m, varieert de dikte lineair met de diepte tussen 0 en 4,71 cm.

#### 1. Onderuiteinde in de slappe lagen

Zolang het onderuiteinde zich in de slappe lagen en in het leemhoudend fijnzand bevindt, is er bij

veronderstelling geen plugvorming. Men heeft  $\omega_s = 270 \text{ cm}^2$ ,  $D_e = 18,8 \text{ cm}$ . De waarden van  $d_g$  voor  $\varnothing 18,8 \text{ cm}$  zijn op de figuur 3C aangegeven, en op de tabel XXVII-a in kolom 2 hernomen.

De kolom 3 geeft  $q_{r,b} = \frac{d_g}{1,3}$  (175)

De kolom 4 geeft  $Q_{r,b} = q_{b,r} \omega_s$  (176)

De omtrek van het stalen profiel bedraagt:

$\chi_s = 2,1854 \text{ m}$

De zijdelingse wrijvingsweerstand  $F_{s,CPT}$  opgemeten in diepsondering C is in kolom 5 aangegeven.

Uit de formules (177) tot (200) volgt dat de mantelwrijving  $F_s$  voor een gegeven diepte ook wordt verkregen door

$F_s = F_{s,CPT} \frac{\chi_s}{\chi_{CPT}} \cdot \frac{1}{1,1}$  (647)

$F_s = F_{s,CPT} \frac{2,1854}{0,11 \times 1,1}$  (648)

De waarden van  $F_s$  zijn in kolom (6) aangegeven.

In de 7e kolom heeft men tenslotte het gezochte grensdragvermogen

$Q_r = Q_{r,b} + F_s$  (649)

2. Onderuiteinde minder dan 3 m diep in de vaste zandlaag  $S_1$

Verondersteld wordt een lineaire toename van de dikte van de aanhechting met de diepte  $z_s$  in de zandlaag.

Dus voor

$z_s = 0 \quad e = 0 \quad \omega = \omega_s = 270 \text{ cm}^2$

$z_s = 3 \text{ m} \quad e = 4,71 \text{ cm} \quad \omega_b = 572 \text{ cm}^2$

Voor  $0 < z < 3 \text{ m}$

$e = 4,71 \frac{z}{3,00} = 1,587 z_s$  (650)

$e$  in cm  $z_s$  in m.

Men heeft

$\omega_{plug} = \omega_s + 2eb$  (651)

$\omega_{plug} = \omega_s + 2 \times 1,587 b z_s$  (652)

$\omega_{plug} = \omega_s + 3,174 b z_s$  (653)

$b = 32,1 \text{ cm}$  (654)

$\omega_{plug} = \omega_s + 3,174 \times 32,1 z_s$  (655)

$\omega_{plug} = 270 + 100,66 z_s$  (656)

$\omega_{plug}$  in  $\text{cm}^2$   $z_s$  in m.

De waarden van  $\omega_{plug}$  zijn in functie van  $z_s$  in de 3e kolom der Tabel XXVII-b aangegeven.

TABEL XXVII-b. — Continue berekening van het grensdragvermogen van Paal I (Ds. C)

b) In de overgang in de grenslaag

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
Diepte $L$	Diepte $z_s$ in $S_1$	$\omega_{plug}$ f. 656	$D_e$ f. 657	$d_{g,D_e}$ f. 659	$q_{r,b}$ f. 660	$Q_{r,b}$ f. 662	$C_{k,d,m}$ over $z_s$	$f_{s,S,CPT}$ f. 662	$e$ f. 650	$\chi_{netto}$ f. 664	$F_{s,plug,S}$ f. 665	$Q_r$ f. 666
m	m	$\text{cm}^2$	cm	$\text{MN}/\text{m}^2$	$\text{MN}/\text{m}^2$	kN	$\text{MN}/\text{m}^2$	$\text{kN}/\text{m}^2$	cm	m	kN	kN
8,4	0	270,00	18,80	7,63	5,87	158,37	6,19	30,95	0	2,1854	0	937,34
8,6	0,2	290,13	19,22	12,01	9,24	268,03	18,27	91,35	0,12	2,1727	39,70	1122,70
8,8	0,4	310,27	19,88	15,22	11,78	365,60	21,79	108,95	0,63	2,1600	94,13	1274,70
9,0	0,6	330,40	20,51	18,11	13,93	460,24	23,74	118,70	0,95	2,1473	152,93	1428,14
9,2	0,8	350,53	21,13	20,44	15,72	551,18	25,21	126,05	1,27	2,1346	215,25	1581,41
9,4	1,0	370,67	21,72	22,11	17,00	630,28	26,19	130,95	1,59	2,1219	277,87	1723,12
9,6	1,2	390,80	22,31	22,73	17,49	683,32	27,11	135,55	1,90	2,1092	343,09	1841,38
9,8	1,4	410,93	22,87	22,86	17,58	722,61	26,67	133,35	2,22	2,0965	391,40	1928,88
10,0	1,6	431,07	23,43	23,06	17,74	764,69	26,53	132,65	2,54	2,0838	442,27	2021,93
10,2	1,8	451,20	23,97	23,64	18,18	820,34	26,53	131,75	2,86	2,0711	488,93	2124,25
10,4	2,0	471,33	24,50	24,19	18,61	877,15	26,47	132,15	3,17	2,0584	544,87	2236,98
10,6	2,2	491,47	25,02	24,74	18,57	912,46	26,73	133,65	3,49	2,0457	601,51	2328,94
10,8	2,4	511,60	25,52	23,80	18,31	936,61	27,30	136,50	3,81	2,0330	666,03	2477,61
11,0	2,6	531,73	26,02	24,30	18,69	993,81	27,04	135,20	4,13	2,0204	710,19	2578,97
11,2	2,8	551,87	26,51	24,96	19,20	1059,67	27,56	137,80	4,44	2,0077	774,63	2649,28
11,4	3,0	572,00	27,00	24,68	18,99	1086,09	27,97	139,85	4,76	1,9950	837,00	2737,89

De equivalente diameter wordt gegeven door

$$D_e = \sqrt{\frac{4}{\pi} \omega_{\text{plug}}} \quad (657)$$

(zie kolom 4 Tabel XXVII-b)

Men beschikt over de  $d_g$  waarden voor  $D_e = 18,8$  cm en  $D_e = 27,0$  cm.

Men interpoleert lineair tussen deze waarden

$$d_{g,D_e} = d_{g,27} + (d_{g,18,8} - d_{g,27}) \frac{27 - D_e}{27 - 18,8} \quad (658)$$

$$d_{g,D_e} = d_{g,27} + (d_{g,18,8} - d_{g,27}) \frac{27 - D_e}{8,2} \quad (659)$$

De waarden  $d_{g,D_e}$  zijn in de kolom 5 aangegeven.

Men berekent  $q_{r,b} = \frac{d_{g,D_e}}{1,3}$  (660)

en  $Q_{r,b} = q_r \omega_{\text{plug}}$  (661)

Deze waarden zijn respectievelijk in de kolommen (6) en (7) aangegeven.

Over de diepten  $z_s$  berekent men de gemiddelde waarde  $C_{k,d,m}$  aangegeven in de kolom 8, hieruit (zie kolom 9)

$$f_{s,s,CPT} = \frac{C_{k,d,m}}{200} \quad (662)$$

De waarden van  $e$  (formule 650) zijn in kolom 10 gegeven.

Ter plaatse van de plug is de te beschouwen netto omtrek  $\chi_{\text{netto}}$  gegeven door: (zie fig. 18, 19 en 20)

**TABEL XXVII-c. — Continue berekening van het grensdragvermogen van Paal I (Ds. C)**  
c) Paal steekt meer dan 3 m in de zandlaag

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
Diepte	$\lambda_z$	$d_g$	$q_{r,plug}$	$q_{r,plug}$	$(C_{k,d,m})_3$	$f_{s,plug,S}$	$f_{s,plug,S}$	$C_{k,d,m}$	$f_{s,s,CPT}$	$F_{s,S}^{bui}$	$F_{s,S}^{b1}$	$F_{s,S}$	$Q_r$
L	f. 6x4	$D_e = 270 \text{ mm}$	f. 668	f. 669		f. 670	f. 672	over $\lambda_z$	f. 673	f. 677	f. 680	f. 681	f. 682
m	m	MN/m <sup>2</sup>	MN/m <sup>2</sup>	kN	MN/m <sup>2</sup>	kN/m <sup>2</sup>	kN	MN/m <sup>2</sup>	kN/m <sup>2</sup>	kN	kN	kN	kN
11,4	0	24,68	18,98	1085,92	27,97	119,85	817,00	6,79	30,95	0	0	0	2737,89
11,6	0,2	24,23	18,64	1066,12	28,84	119,20	822,96	18,27	31,35	14,90	6,85	21,25	2795,30
11,8	0,4	23,53	18,10	1035,32	30,08	150,90	900,74	21,79	108,95	34,34	16,34	50,68	2803,85
12,0	0,6	22,60	17,38	994,40	30,72	150,85	902,84	23,74	118,70	56,12	26,71	82,83	2795,77
12,2	0,8	21,60	16,62	950,40	30,11	150,55	901,04	25,21	126,05	79,46	37,82	112,28	2783,69
12,4	1,0	20,63	15,87	907,72	29,87	149,35	892,86	26,19	130,95	103,19	49,11	152,29	2768,84
12,6	1,2	19,73	15,18	868,12	29,52	147,60	883,19	27,11	135,35	128,78	61,00	189,17	2755,65
12,8	1,4	18,84	14,47	827,64	29,19	145,95	873,51	26,67	133,55	147,71	70,01	212,12	2733,24
13,0	1,6	17,67	13,59	777,48	29,53	147,65	883,69	26,53	132,65	167,25	79,59	246,84	2722,97
13,2	1,8	16,54	12,72	727,76	29,44	147,05	880,09	26,23	131,75	186,02	88,53	274,55	2697,37
13,4	2,0	15,68	12,05	689,92	29,23	146,75	879,71	26,97	122,35	208,58	99,26	307,85	2687,44
13,6	2,2	14,98	11,52	659,12	28,66	143,30	857,65	26,73	123,65	231,70	110,26	341,96	2673,70
13,8	2,4	14,24	10,93	625,24	28,75	140,75	842,19	27,30	126,50	258,15	122,85	381,00	2663,60
14,0	2,6	13,42	10,32	590,48	27,76	135,80	812,76	27,04	125,20	277,00	131,82	408,82	2627,03
14,2	2,8	12,26	10,20	583,44	26,50	132,50	793,01	27,56	127,80	304,04	144,69	448,73	2640,75
14,4	3,0	11,94	10,72	613,36	25,37	126,85	759,20	27,97	129,85	330,61	157,23	487,94	2675,46
14,6	3,2	11,47	11,36	649,88	24,39	121,95	729,87	28,45	142,70	359,83	171,24	531,07	2725,79
14,8	3,4	11,41	11,85	678,04	23,33	116,65	698,75	28,56	142,80	382,59	182,07	564,66	2755,82
15,0	3,6	11,97	12,28	702,68	22,34	111,70	668,52	28,55	142,75	404,95	192,70	597,67	2783,84
15,2	3,8	11,34	12,57	718,96	21,63	108,15	647,28	28,49	142,45	426,55	202,99	629,54	2810,75
15,4	4,0	10,50	12,63	726,00	20,91	104,55	625,73	28,35	141,75	446,80	212,63	659,42	2826,72
15,6	4,2	10,62	12,78	737,28	20,25	101,25	605,98	28,31	141,55	468,47	222,94	691,42	2843,65
15,8	4,4	10,64	12,80	732,16	19,76	98,80	594,32	28,33	141,65	491,73	233,72	724,85	2863,30
16,0	4,6	10,58	12,75	729,52	19,26	96,30	578,36	28,73	140,65	509,83	242,62	752,45	2873,29
16,2	4,8	10,45	12,65	723,80	18,65	93,25	558,70	27,83	139,75	526,32	250,47	776,79	2873,66
16,4	5,0	10,24	12,49	714,56	18,40	92,00	550,62	27,53	137,65	542,34	258,09	800,43	2880,58
16,6	5,2	10,31	12,55	717,64	18,12	90,60	542,24	27,30	136,50	559,32	266,78	825,50	2900,35
16,8	5,4	10,52	12,71	726,88	18,02	90,70	539,25	26,98	134,90	574,03	273,77	847,20	2928,30
17,0	5,6	10,57	12,70	726,44	17,81	89,05	532,96	26,50	132,50	584,70	278,25	862,95	2937,32
17,2	5,8	10,56	12,74	728,64	17,70	88,50	529,67	26,77	130,85	598,04	284,60	882,14	2955,92
17,4	6,0	10,77	12,90	737,88	17,94	89,70	536,85	25,92	129,60	612,75	291,60	904,15	2994,05
17,6	6,2	10,92	13,02	744,48	18,01	90,05	538,95	25,71	128,55	628,04	298,88	926,92	3025,32
17,8	6,4	10,92	13,02	744,48	18,01	90,05	538,95	25,49	124,45	642,78	305,88	948,64	3047,04
18,0	6,6	10,87	12,98	742,28	17,95	89,75	537,75	25,30	122,50	657,90	313,09	970,99	3065,19

$$\chi_s - 4e \quad (663)$$

$$\chi_{\text{netto}} = 2,1854 - 4e \quad (664)$$

De waarden van  $\chi_{\text{netto}}$  zijn in de kolom (11) gegeven. De wrijvingskracht over de hoogte van de plug wordt gegeven door:

$$F_{s,S,\text{plug}} = f_{s,S,\text{CPT}} \chi_{\text{netto}} z_S \quad (665)$$

Deze waarden zijn in de kolom (12) gegeven. Tenslotte wordt de totale weerstand  $Q_r$  gegeven door:

$$Q_r = Q_{r,b} + F_{s,l+sl} + F_{s,S,\text{plug}} \quad (666)$$

met (zie tabel XXVII-a)

$$F_{s,l+sl} = 814,97 \text{ kN}$$

De waarden van  $Q_r$  zijn in de 13e kolom gegeven.

### 3. Onderuiteinde steekt men dan 3 m onder de bovenkant van de zandlaag $S_1$

De plug is gevormd.

In de tabel XXVII-c zijn alle gegevens verzameld.

3e kolom: de waarden van  $d_g$  voor

$$D_e = 27 \text{ cm (fig. 3 C)}$$

4e kolom: de waarden van  $q_r$

$$q_{r,\text{plug}} = \frac{d_g}{1,3} \quad (668)$$

5e kolom:  $Q_{r,\text{plug}} = q_r \omega_{\text{plug}} \quad (669)$

6e kolom: De gemiddelde waarde van de conusweerstand  $C_{k,d}$ , over de onderste 3 m

$$(C_{k,d,m})_3$$

7e kolom:

$$f_{s,\text{plug},S} = \frac{(C_{k,d,m})_3}{200} \quad (670)$$

$$\chi_{\text{netto}} = 2,1854 - 4 \times 0,0471 = 1,995 \text{ m} \quad (671)$$

8e kolom:

$$F_{s,\text{plug},S} = f_{s,S} \times 3,00 \times 1,995 \quad (672)$$

In de 9e kolom zijn de gemiddelde waarden gegeven van de conusweerstand  $C_{k,d}$  opgemeten vanaf de bovenkant van de zandlaag tot 3 m boven het beneduiteinde van de paal.

In de 10e kolom zijn de waarden aangegeven:

$$f_{s,S,\text{CPT}} = \frac{C_{k,d,m}}{200} \quad (673)$$

$$\text{Men heeft } \lambda_z = z_S - 3,00 \quad (674)$$

$z_S$  = diepte van het onderuiteinde onder de bovenkant van de zandlaag.

Wrijving op de buitenvlakken van de flenzen:

$$\chi^{\text{bui}} = 0,788 \text{ m} \quad (675)$$

$$f_{s,S}^{\text{bui}} = f_{s,S,\text{CPT}} \quad (676)$$

$$F_{s,S}^{\text{bui}} = f_{s,S,\text{CPT}} \times \lambda_z \times 0,788 \quad (677)$$

De waarden van  $F_{s,S}^{\text{bui}}$  zijn in de 11e kolom gegeven.

Wrijving in de grond binnen de flenzen:

$$f_{s,S}^{\text{bi}} = \frac{1}{2} f_{s,S,\text{CPT}} \quad (678)$$

$$\chi^{\text{bi}} = 0,75 \text{ m} \quad (679)$$

$$F_{s,S}^{\text{bi}} = \frac{1}{2} f_{s,S,\text{CPT}} \times \lambda_z \times 0,75 \quad (680)$$

De waarden  $F_{s,S}^{\text{bi}}$  zijn in de 12e kolom gegeven.

Verder in de 13e kolom:

$$F_{s,S} = F_{s,S}^{\text{bui}} + F_{s,S}^{\text{bi}} \quad (681)$$

en tenslotte:

$$Q_r = Q_{r,\text{plug}} + F_{s,l+sl} + F_{s,\text{plug},S} + F_{s,S} \quad (682)$$

Deze waarden zijn in de kolom 14 gegeven.

De waarden van  $Q_r$  zijn in functie van de diepte op figuur 25 uitgezet.

Op dezelfde figuur zijn aangegeven op 18 m diepte:

de grenslast  $Q_l$

de conventionele breuklast  $Q_r^{\text{conv}}$

de voorspelde grenslast volgens Cap wap

$$Q_l^{\text{Cap wap}}$$

de voorspelde grenslast volgens Case

met  $J_c = 0,3$

met  $J_c = 0,1$

de voorspelde breuklast volgens TNO.

Op de figuur zijn ook de voorspelde grenslasten met de case methode met  $J_c = 0,1$  resp.  $J_c = 0,3$  ook op enkele andere diepten aangegeven.

Door Goble werden uit de case methode, gecorrigeerd op Cap-Wap met  $J_c = 0,3$  de volgende waarden aangegeven:

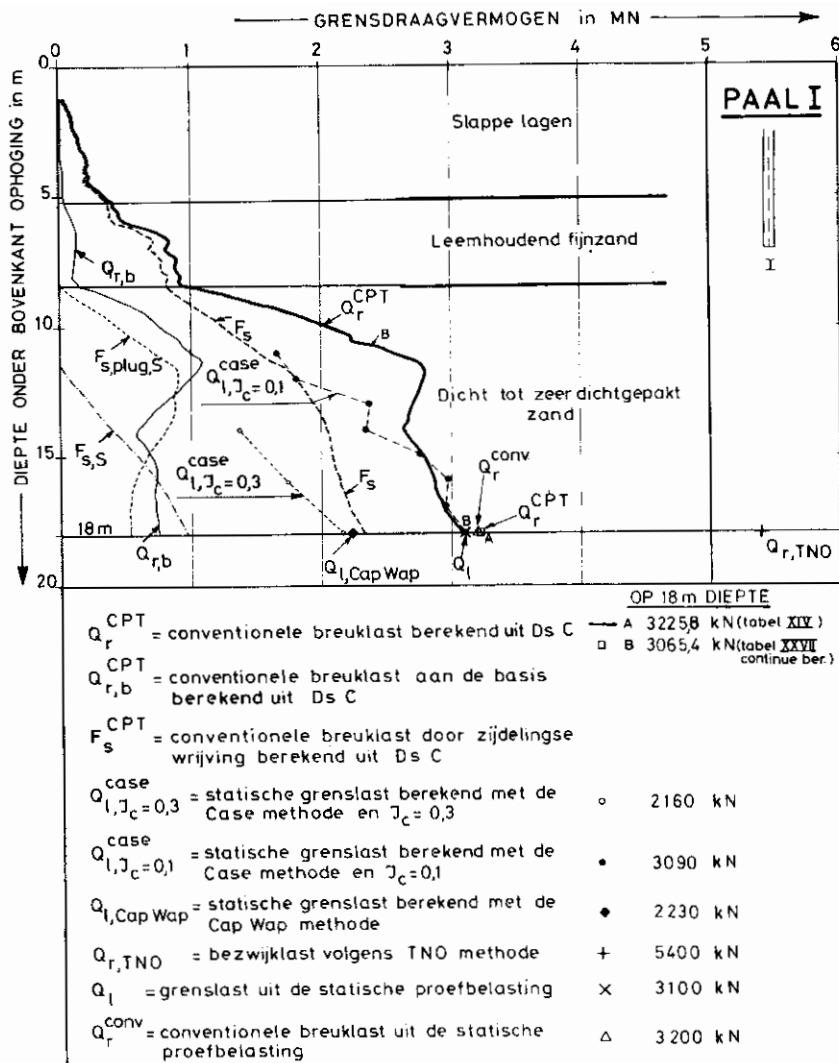


Fig. 25

op 14 m	$Q_{l,J_c=0,3}^{case}$	= 1370 kN
16 m		= 1740 kN
18 m		= 2160 kN

Daar de voorspelling van Goble t.o.v. de opgemeten waarden te lage waarden geeft werd door Arbed het statisch grensdraagvermogen volgens de Case methode bepaald, doch met invoering van de dempingfactor  $J_c = 0,1$ . De aldus gevonden waarden  $Q_{l,J_c=0,1}$  zijn op figuur 25 getekend.

Vanaf een diepte van 14 m blijkt er een behoorlijke overeenstemming tussen  $Q_{l,J_c=0,1}^{case}$  en  $Q_{r,CPT}$  te bestaan.

Integendeel op de diepten gaande van 11 tot 14 m geeft de case methode systematisch lagere waarden, dan deze voorspeld uit de diepsondering.

Volgens de hier beschreven methode van voorspelling uit de diepsonderingen, blijkt dat de meeste voordelige inheidiepte voor de liggerpaal PI zonder verbredingen, 11,60 m onder het oppervlak van de ophoging bedraagt, hetzij 3,20 m in het dichtgepakte zand  $S_1$ .

Inderdaad tussen 11,60 m en 18 m diepte is de toename van het grensdraagvermogen  $Q_r$  vrij gering.

Paal II (diepsondering D).

Paal II heeft een verbredingsplaat op 3 m boven het benedenuiteinde van de paal, en deze plaat is voorzien van een opstaande mantel over een hoogte van 2 m.

Men dient thans verschillende gevallen te onderscheiden.



- 1°) de paal steekt minder dan 3,00 m in de grond.  
De verbreding speelt geen rol.
- 2°) De paal steekt tussen 3,00 en 5,00 m in de grond.  
De verbreding komt geleidelijk in werking.
- 3°) De inheidiepte is begrepen tussen 5,00 en 8,40 m.  
De paal steekt volledig in de bovenste slappe lagen en in het leemhoudend fijnzand.  
In al deze standen is er bij veronderstelling geen plugvorming.
- 4°) De paal steekt minder dan 3,00 m in het vaste zand. Er is geleidelijk plugvorming.
- 5°) De paal steekt meer dan 3,00 m in het vaste zand. De plug heeft haar uiteindelijke vorm bereikt.

a) De paal steekt volledig in de bovenlagen

Men heeft  $\omega_s = 270 \text{ cm}^2$   $D_e = 18,8 \text{ cm}$

De waarden van  $d_g$  voor  $D_e = 18,8 \text{ cm}$  zijn op figuur 3 D getekend en in de 2de kolom van Tabel XXVIII-a opgenomen.

Men heeft  $q_{r,b} = \frac{d_g}{1,3}$  (Zie kolom 3) (683)

Kolom 4  $Q_{r,b} = q_{r,b} \omega_s$  (684)

Zij  $L$  = de totale lengte van de paal in de grond.

$L_{be}$  = lengte van het stuk onder de verbreding

$L_v$  = lengte van de verbreding

$L_{bo}$  = lengte van het stuk boven de verbreding (zie fig. 26)

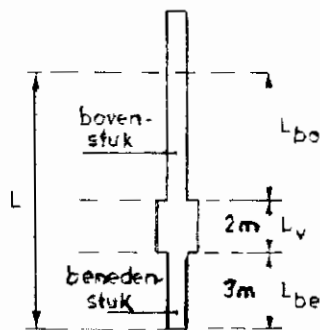


Fig. 26

Elk van deze deellengten kan geheel of gedeeltelijk in een bepaalde grondlaag zijn gelegen b.v.

$L_{be,sl}$  = gedeelte van  $L_{be}$  gelegen in de slappe laag  
... enz.

De waarden  $L_{be,sl}$  zijn in de kolom 5 aangegeven.

In de diepsondering is om de 0,20 m de totale wrijving  $F_{s,CPT}$  bepaald. Wegens het afbreken van de wrijvingsweerstand in de bovenste lagen naarmate de diepsondering voortschrijdt, wordt soms een vrij onregelmatig diagram, met zelfs teruglopende waarden verkregen. Meestal is het echter mogelijk de onregelmatig verlopende waarden, over bepaalde diepten door een nagenoeg rechtlijnige wet voor te stellen.

De diepsonderingen zijn uitgevoerd toen de ophoging van 1 m diepte nog niet bestond.

Zij  $z_{CPT}$  de diepte onder het maaiveld ten tijde van de diepsonderingen. In de diepsondering  $D$  kunnen tussen  $z = 0$  en  $z_{CPT} = 2,50 \text{ m}$  de opgemeten totale wrijvingsweerstand door een rechtlijnige wet worden benaderd.

Voor  $z_{CPT} = 2,50 \text{ m}$ ,  $L = 3,50 \text{ m}$  heeft men

$$F_{s,CPT} = 12,5 \text{ kN}$$

Verwijzend naar de formules 177 en 179 heeft men

$$f_{s,sl,CPT} = \frac{12,5}{2,50 \times 0,11} = 45,45 \text{ kN/m}^2 \quad (685a)$$

$$f_{s,be,sl} = \frac{f_{s,sl,CPT}}{1,1} = \frac{45,45}{1,1} = 41,32 \text{ kN/m}^2 \quad (685b)$$

Deze waarden zijn geldig voor  $L \leq 3,50 \text{ m}$ .

Voor  $2,50 \text{ m} \leq z_{CPT} \leq 4,00 \text{ m}$  is  $F_{s,CPT}$  nagenoeg constant en gelijk aan 12,5 kN.

Voor  $z_{CPT} = 4,00 \text{ m}$  ( $L = 5,00 \text{ m}$ ) heeft men:

$$f_{s,sl,CPT} = \frac{12,5}{4,00 \times 0,11} = 28,4 \text{ kN/m}^2$$

$$f_{s,be,sl} = \frac{28,4}{1,1} = 25,83 \text{ kN/m}^2$$

Voor  $2,50 \text{ m} < z_{CPT} < 4,00 \text{ m}$  of  
 $3,50 \text{ m} < L < 5,00 \text{ m}$

heeft men

$$f_{s,sl,CPT} = \frac{12,5}{z_{CPT} \times 0,11} = \frac{114}{z_{CPT}} = \frac{114}{L - 1,00} \quad (685c)$$

$$f_{s,be,sl} = \frac{114}{1,1 z_{CPT}} = \frac{103,32}{z_{CPT}} = \frac{103,32}{L - 1,00} \quad (685d)$$

De waarden  $f_{s,be,sl}$  zijn in kolom 6 gegeven.

TABEL XXVIII-a. — Continue berekening van het grensdragvermogen van Paal II (Ds. D)

a) Paal steekt volledig in de bovenlagen

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29						
Diepte L	$d_g$ $D_e = 168 \text{ mm}$	$q_{r,b}$ f 683	$q_{r,b}$ f 684	$L_{be,s,l}$	$f_{s,be,s,l}$ f 685a	$f_{s,be,s,l}$ f 685d	$L_{be,l}$	$f_{s,be,l}$ f 687b	$f_{s,be,l}$ f 687c	$f_{s,be}$ f 688	$d_g$ $D_e = 168,5 \text{ mm}$	$q_{r,v}$ f 689	$q_{r,v}$ f 690a	$L_{v,s,l}$	$f_{s,v,s,l}$ f 685a	$f_{s,v,s,l}$ f 685c	$L_{v,l}$	$f_{s,v,l}$ f 687a	$f_{s,v,l}$ f 687c	$F_{s,v}$ f 694	$L_{bq,s,l}$	$f_{s,s,l,CPT}$ f 685a	$f_{s,bq,s,l}^{bu}$ f 685c	$F_{s,bq,s,l}$ f 698	$F_{s,bq,s,l}$ f 699	$F_{s,bq,s,l}$ f 700	$F_{s,bq,s,l}$ f 701	$F_s$ f 703	$Q_r$					
m	$\text{MN/m}^2$	$\text{MN/m}^2$	kN	m	$\text{kN/m}^2$	kN	m	$\text{kN/m}^2$	kN	kN	$\text{MN/m}^2$	$\text{MN/m}^2$	kN	m	$\text{kN/m}^2$	$\text{kN/m}^2$	m	$\text{kN/m}^2$	$\text{kN/m}^2$	kN	m	$\text{kN/m}^2$	$\text{kN/m}^2$	kN	kN	kN	kN	kN	kN					
1,2	0,40	0,31	8,31	1,2	47,32	108,36				108,36																		108,36	116,57					
1,4	0,50	0,38	10,38	1,4	"	126,92				126,92																		126,92	136,80					
1,6	0,60	0,46	12,46	1,6	"	144,98				144,98																		144,98	150,94					
1,8	0,70	0,54	14,54	1,8	"	162,54				162,54																		162,54	167,08					
2,0	0,79	0,61	16,61	2,0	"	180,60				180,60																		180,60	187,01					
2,2	0,77	0,59	15,99	2,2	"	178,66				178,66																		178,66	214,59					
2,4	0,74	0,57	15,29	2,4	"	216,72				216,72																		216,72	232,09					
2,6	0,67	0,52	13,92	2,6	"	234,78				234,78																		234,78	248,70					
2,8	0,67	0,52	13,92	2,8	"	252,84				252,84																		252,84	266,76					
3,0	0,76	0,58	15,78	3,0	"	270,90				270,90	0	0	0	0	43,45	0				0							270,90	286,58						
3,2	0,88	0,68	18,68	3,0	"	270,90				270,90	0,12	0,11	28,73	0,2	43,45	21,45												286,15	319,26					
3,4	0,99	0,76	20,56	3,0	"	270,90				270,90	0,12	0,12	31,32	0,4	43,45	42,90												313,30	367,88					
3,6	1,07	0,82	22,22	3,0	29,73	240,48				240,48	0,16	0,14	34,31	0,6	43,70	61,45												321,33	382,46					
3,8	1,10	0,85	22,85	3,0	36,89	241,86				241,86	0,18	0,18	43,70	0,8	40,58	76,62												318,98	384,43					
4,0	1,06	0,82	22,02	3,0	44,44	225,80				225,80	0,20	0,18	47,88	1,0	37,88	89,40												315,20	385,70					
4,2	1,18	0,91	24,51	3,0	42,28	241,63				241,63	0,24	0,21	57,96	1,2	35,54	100,00												314,63	433,60					
4,4	1,35	1,04	28,04	3,0	30,38	299,78				299,78	0,28	0,25	67,04	1,4	33,31	110,06													309,24	404,32				
4,6	1,39	1,07	28,97	3,0	28,70	288,76				288,76	0,32	0,28	76,61	1,6	31,54	119,21													307,37	472,85				
4,8	1,44	1,11	29,57	3,0	27,79	278,26				278,26	0,36	0,32	86,19	1,8	29,91	127,06													305,32	421,42				
5,0	1,70	1,33	35,33	3,0	25,83	263,35	0	48,61	0	263,35	0,40	0,35	95,77	2,0	28,47	134,70								0	0	0		303,95	435,75					
5,2	2,35	1,81	48,81	2,8	"	258,06	0,2	"	"	21,45	279,21	0,46	0,40	118,73	"	"	"	"	"	"				0,2	"	"	3,59	3,00	6,59	320,00	448,94			
5,4	3,05	2,35	63,35	2,6	"	244,77	0,4	"	"	42,89	289,26	0,52	0,46	144,30	"	"	"	"	"	"				0,4	"	"	7,79	6,00	13,79	316,35	524,50			
5,6	4,00	3,08	81,08	2,4	"	235,48	0,6	"	"	63,24	293,22	0,58	0,51	168,86	"	"	"	"	"	"				0,6	"	"	10,78	9,00	19,78	313,70	575,04			
5,8	5,21	4,02	108,02	2,2	"	224,73	0,8	"	"	84,99	293,78	0,64	0,56	193,23	"	"	"	"	"	"				0,8	"	"	14,28	12,00	26,28	313,66	637,34			
6,0	5,89	4,53	121,33	2,0	"	212,90	1,0	"	"	106,23	279,73	0,70	0,61	217,59	"	"	"	"	"	"				1,0	"	"	18,37	15,00	33,37	312,20	676,76			
6,2	5,88	4,52	122,72	1,8	"	201,61	1,2	"	"	127,68	268,89	0,76	0,67	241,96	"	"	"	"	"	"									21,57	18,00	39,57	402,76	706,84	
6,4	5,65	4,35	117,35	1,6	"	200,42	1,4	"	"	148,73	249,05	0,82	0,72	266,31	"	"	"	"	"	"									25,76	21,00	46,76	418,11	732,99	
6,6	5,24	4,04	109,24	1,4	"	209,33	1,6	"	"	169,97	249,00	0,88	0,77	290,28	"	"	"	"	"	"									28,76	24,00	52,76	415,86	754,76	
6,8	4,80	3,63	99,63	1,2	"	217,24	1,8	"	"	191,26	238,96	0,94	0,82	314,66	"	"	"	"	"	"									32,23	27,00	59,23	412,97	772,76	
7,0	5,06	3,89	102,89	1,0	"	216,46	2,0	"	"	216,46	228,31	1,00	0,88	338,92	"	"	"	"	"	"									35,95	30,00	65,95	408,36	873,27	
7,2	5,51	4,24	116,44	0,8	"	233,71	2,2	"	"	233,71	228,97	1,16	1,02	377,73	"	"	"	"	"	"										45,64	33,00	78,64	417,98	917,98
7,4	5,52	4,25	116,65	0,6	"	234,96	2,4	"	"	254,96	228,83	1,22	1,07	422,89	"	"	"	"	"	"										51,74	36,00	87,74	502,07	968,89
7,6	5,39	4,15	114,15	0,4	"	244,20	2,6	"	"	244,20	228,78	1,27	1,15	473,94	"	"	"	"	"	"										56,73	39,00	95,73	518,04	994,70
7,8	5,09	3,92	103,92	0,2	"	257,45	2,8	"	"	257,45	228,74	1,32	1,19	531,81	"	"	"	"	"	"										60,33	42,00	92,33	515,77	982,84
8,0	4,78	3,68	93,68	0	"	0	3,0	"	"	318,70	218,70	1,43	1,28	606,62	"	"	"	"	"	0									62,92	45,00	97,92	537,72	1031,62	
8,2	4,77	3,67	93,07	0	"	0	3,0	"	"	318,70	218,70	2,05	1,80	690,81	7,8	"	"	"	"											57,52	48,00	105,52	510,75	1100,03
8,4	6,76	4,74	127,74	0	"	0	3,0	"	"	318,70	218,70	2,88	2,78	834,20	16	"	"	"	"											61,71	51,00	112,71	588,57	1212,77

Verwijzend naar (178):

$$F_{s,be,sl} = f_{s,be,sl} \times L_{be,sl} \times \chi_s \quad (686)$$

met  $\chi_s = 2,1854$  m.

De waarden van  $F_{s,be,sl}$  zijn in de kolom 7 gegeven.

In de kolom 8 vindt men de waarden van  $L_{be,l}$ .

Ook in het leemhoudend fijnzand kunnen de geregistreerde  $F_{s,CPT}$  waarden door een rechtlijnig verloop worden vervangen.

Voor  $z_{CPT} = 4,00$  m heeft men  $F_{s,CPT} = 12,5$  kN

Voor  $z_{CPT} = 7,40$  m  $F_{s,CPT} = 32,5$  kN

Hieruit:

$$f_{s,l,CPT} = \frac{32,5 - 12,5}{(7,40 - 4,00) \times 0,11} = 53,47 \text{ kN/m}^2 \quad (687a)$$

$$f_{s,be,l} = \frac{53,47}{1,1} = 48,61 \text{ kN/m}^2 \quad (687b)$$

Deze waarde is in de kolom 9 gegeven.

$$F_{s,be,l} = f_{s,be,l} \times L_{be,l} \times \chi_s \quad (\text{kolom 10}) \quad (687c)$$

$$F_{s,be} = F_{s,be,sl} + F_{s,be,l} \quad (\text{kolom 11}) \quad (688)$$

Men heeft voor de verbreding

$$\omega_v = 3000 \text{ cm}^2; \quad D_{e,v} = 61,95 \text{ cm} \quad (87)$$

De waarden van  $d_g$  voor  $D_{e,v} = 61,95$  cm zijn in de kolom 12 gegeven.

Men heeft  $q_{r,v} = 0,877 d_g$  zie kolom (13) (689)

Men heeft  $\omega_{v,netto} = 2730 \text{ cm}^2$

(geen plugvorming in de slappe lagen)

$$Q_{r,v} = \omega_{v,netto} \times d_g \quad (690)$$

en hier  $Q_{r,v} = 0,273 d_g$  (zie kolom 14) (690a)

$$\text{In de 15e kolom vindt men } L_{v,sl} \quad (691)$$

$$\text{Men heeft } f_{s,v,sl} = f_{s,sl,CPT}$$

De waarden  $f_{s,sl,CPT}$  worden door de formules 685a en 685c gegeven en zijn in kolom 16 vermeld.

Men heeft

$$F_{s,v,sl} = f_{s,v,sl} \times L_{v,sl} \times \chi_v \quad (\text{kolom 17}) \quad (691a)$$

$$\text{met } \chi_v = 2,36 \text{ m} \quad (95)$$

De waarden  $L_{v,l}$  vindt men in kolom 18.

$$\text{Men heeft } f_{s,v,l} = f_{s,l,CPT} \quad (692)$$

$$f_{s,l,CPT} = 53,47 \text{ kN/m}^2 \quad (687a)$$

Deze waarde is in kolom 19 gegeven

$$F_{s,v,l} = f_{s,v,l} \times L_{v,l} \times \chi_v \quad (\text{kolom 20}) \quad (693)$$

$$F_{s,v} = F_{s,v,sl} + F_{s,v,l} \quad (\text{kolom 21}) \quad (694)$$

In kolom 22  $L_{bo,sl}$

Men dient thans onderscheid te maken, tussen de wrijving op de buitenwand van de flenzen, en de wrijving in de grond gelegen binnen de flenzen.

buiten: De formule (212) wordt toegepast:

$$f_{s,bo,sl}^{bui} = f_{s,sl,CPT} - (f_{s,sl,CPT} - 20) \left( 1 - \frac{\chi_{o,w}}{\chi_v} \right) \quad (695)$$

De waarde  $f_{s,sl,CPT}$  wordt gegeven door de formules 685a en 685c. Men heeft

$$\frac{\chi^{bui}}{\chi_v} = \frac{0,788}{2,36} = 0,334 \quad (696)$$

$$1 - 0,334 = 0,666 \quad (697)$$

$$f_{s,bo,sl}^{bui} = f_{s,sl,CPT} - (f_{s,sl,CPT} - 20) 0,666 \quad (698)$$

De waarden van  $f_{s,sl,CPT}$  en van  $f_{s,bo,sl}^{bui}$  zijn respectievelijk in de kolommen 23 en 24 gegeven.

Men vindt vervolgens  $F_{s,bo,sl}^{bui}$  door

$$F_{s,bo,sl}^{bui} = f_{s,bo,sl}^{bui} \times L_{bo,sl} \times 0,788 \quad (699)$$

zie kolom 25.

Voor de wrijving op de grond binnen de flenzen heeft men

$$F_{s,bo,sl}^{bi} = 20 \times L_{bo,sl} \times 0,75 \quad (700)$$

zie kolom 26

Hieruit:

$$F_{s,bo,sl} = F_{s,bo,sl}^{bui} + F_{s,bo,sl}^{bi} \quad (701)$$

zie kolom 27.

De kolom 28 geeft

$$F_s = F_{s,be} + F_{s,v} + F_{s,bo,sl}$$

Tenslotte maakt men de som

$$Q_r = Q_{r,b} + F_{s,be} + Q_{r,v} + F_{s,v} + F_{s,bo,sl} \quad (703)$$

zie kolom 29.

b) Paal steekt minder dan 3 m in de zandlaag

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20
Diepte L	Diepte Z in S	$W_v$ f. 656	$D_e$ f. 657	$d_g, D_e$ f. 659	$q_{r,plug}$ f. 660	$q_{r,plug}$ f. 661	$C_{k,d,m}$ over plug	$f_{s,CPT}$ f. 662	$c$ f. 650	$X_{netto}$ f. 664	$F_{s,plug}$ f. 665	$L_{be,l}$	$f_{s,be,l}$ f. 687b	$F_{s,be,l}$ f. 687c	$d_g$ $D_e =$ 619,5mm	$q_{r,v}$ f. 689	$q_{r,v}$ f. 690	$L_{v,sl}$	$f_{s,v,sl}$ f. 685d
m	m	cm <sup>2</sup>	cm	MN/m <sup>2</sup>	MN/m <sup>2</sup>	kN	MN/m <sup>2</sup>	MN/m <sup>2</sup>	cm	m	kN	m	kN/m <sup>2</sup>	kN	MN/m <sup>2</sup>	MN/m <sup>2</sup>	kN	m	kN/m <sup>2</sup>
8,4	0	270,00	18,80	6,76	4,74	127,94	5,93	27,15	0	2,1854	0	3,0	48,61	318,70	2,49	2,18	596,2	1,60	28,47
8,6	0,2	290,13	19,22	9,26	7,13	206,77	11,47	57,35	0,32	2,1727	24,92	2,8	"	297,45	2,96	2,60	703,5	1,40	"
8,8	0,4	310,27	19,88	12,24	9,41	292,02	16,25	81,25	0,63	2,1600	70,20	2,6	"	276,20	3,98	3,05	820,9	1,20	"
9,0	0,6	330,40	20,54	14,44	11,11	366,94	18,08	90,40	0,95	2,1473	116,47	2,4	"	254,26	3,97	3,48	829,5	1,00	"
9,2	0,8	350,53	21,13	16,34	12,57	440,51	19,40	97,00	1,27	2,1346	165,65	2,2	"	233,71	4,31	3,78	1001,5	0,80	"
9,4	1,0	370,67	21,72	18,02	13,86	513,76	20,41	102,05	1,59	2,1219	216,54	2,0	"	212,46	4,54	3,98	1046,9	0,60	"
9,6	1,2	390,80	22,31	19,37	14,90	582,24	21,29	106,45	1,90	2,1092	269,43	1,8	"	191,22	4,75	4,17	1086,9	0,40	"
9,8	1,4	410,93	22,87	20,27	15,59	640,69	21,81	109,05	2,22	2,0965	320,08	1,6	"	169,97	4,76	4,17	1080,8	0,20	"
10,0	1,6	431,07	23,43	21,01	16,16	696,64	22,09	110,45	2,54	2,0838	368,25	1,4	"	148,73	4,80	4,21	1081,4	0	"
10,2	1,8	451,20	23,97	21,82	16,79	757,41	22,42	112,70	2,86	2,0711	417,91	1,2	"	127,48	4,83	4,24	1073,4	"	"
10,4	2,0	471,33	24,50	22,66	17,43	821,45	22,80	114,00	3,17	2,0584	469,32	1,0	"	106,23	4,80	4,21	1064,4	"	"
10,6	2,2	491,47	25,02	23,50	18,08	888,53	23,18	115,90	3,49	2,0457	521,62	0,8	"	84,99	4,76	4,17	1047,2	"	"
10,8	2,4	511,60	25,52	24,30	18,69	956,35	23,59	117,35	3,81	2,0330	575,52	0,6	"	63,74	4,74	4,16	1034,4	"	"
11,0	2,6	531,73	26,02	24,90	19,16	1028,67	23,94	119,70	4,13	2,0204	628,77	0,4	"	42,49	5,96	5,23	1290,1	"	"
11,2	2,8	551,87	26,51	25,72	19,78	1091,82	24,77	120,85	4,44	2,0077	679,35	0,2	"	21,25	5,98	4,72	1155,1	"	"
11,4	3,0	572,00	27,00	26,35	20,73	1185,80	24,70	123,50	4,76	1,9950	739,73	0	"	0	6,07	5,27	1279,7	"	"

21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	31	32	33	34	35	36	37	38	39	40
$f_{s,v,sl}$	$L_{v,l}$	$f_{s,v,l}$	$f_{s,v,l}$	$f_{s,v}$	$L_{bo,sl}$	$f_{s,sl,CPT}$	$f_{s,bo,sl}$	$f_{s,bo,sl}$	$f_{s,bo,sl}$	$f_{s,bo,sl}$	$L_{bo,l}$	$f_{s,l,CPT}$	$f_{s,bo,l}$	$f_{s,bo,l}$	$f_{s,bo,l}$	$f_{s,bo,l}$	$f_{s,bo}$	$F_s$	$Q_r$
f. 693	m	f. 692	f. 693	f. 694	m	f. 695	f. 698	f. 699	f. 700	f. 701	m	f. 687a	f. 698	f. 699	f. 700	f. 701	f. 702	f. 704	f. 705
kN	m	kN/m <sup>2</sup>	kN	kN	m	kN/m <sup>2</sup>	kN/m <sup>2</sup>	kN	kN	kN	m	kN/m <sup>2</sup>	kN/m <sup>2</sup>	kN	kN	kN	kN	kN	kN
107,28	0,4	53,47	50,48	157,76	3,4	28,47	22,81	67,11	51,00	112,71							112,71	588,57	1312,71
93,87	0,6	"	75,71	169,58	3,6	"	"	64,70	54,00	118,70							118,70	670,65	1520,92
80,46	0,8	"	100,95	181,41	3,8	"	"	68,30	57,00	125,30							125,30	653,71	1766,03
67,05	1,0	"	126,19	196,24	4,0	"	"	71,89	60,00	131,89							131,89	638,86	1995,30
53,64	1,2	"	151,43	205,07	4,2	"	"	75,49	63,00	138,49							138,49	742,92	2184,93
40,23	1,4	"	176,66	216,89	4,4	"	"	79,08	66,00	145,08							145,08	790,97	2357,63
26,82	1,6	"	201,90	228,72	4,6	"	"	82,68	69,00	151,68							151,68	847,05	2510,19
13,41	1,8	"	227,14	240,55	4,8	"	"	86,27	72,00	158,27							158,27	888,87	2670,36
0	2,0	"	252,38	252,38	5,0	"	"	89,87	75,00	164,87	0	53,47	37,18	0	0	0	164,87	934,23	2702,27
"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	0,2	"	"	4,91	3,00	7,91	172,78	970,55	2807,36
"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	0,4	"	"	9,83	6,00	15,83	180,70	1008,63	2894,48
"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	0,6	"	"	14,74	9,00	23,74	188,61	1047,60	2983,33
"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	0,8	"	"	19,66	12,00	31,66	196,53	1088,77	3078,92
"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	1,0	"	"	24,57	15,00	39,57	204,44	1128,08	3136,85
"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	1,2	"	"	29,48	18,00	47,48	212,55	1165,53	3172,45
"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	1,4	"	"	34,40	21,00	55,40	220,27	1211,20	3677,30

b) *Onderuiteinde minder dan 3 m diep in de vaste zandlaag S<sub>1</sub>*

Alle berekeningen zijn samengevat in tabel XXVIII-b.

Voor de berekening van de weerstand onder de plug en de zijdelingse wrijving op de plug (kolommen 2 t/m 12) verloopt alles zoals voor de paal I.

*wrijving op het benedengedeelte in het leemhoudend fijnzand*

In kolom 13 zijn de lengten  $L_{be,l}$  aangegeven.

In kolom 14 vindt men de waarde  $f_{s,be,l}$  (cfr. formule 687b); in kolom 15 de waarde van  $F_{s,be,l}$  (cfr. formule 687c).

*weerstand onder de verbredingsplaat*

In kolom 16 vindt men de waarde van  $d_g$  voor  $D_e = 61,95$  cm; in kolom 17 de waarde van  $q_{r,v}$  (form. 689); in kolom 18 de waarde van  $Q_{r,v}$  (form. 690).

*wrijving op de verbreding*

De kolom 19 geeft de waarde van  $L_{v,sl}$ ; kolom 20 de waarde van  $f_{s,v,sl}$  (cfr. form. 685d); de kolom 21 de waarde van  $F_{s,v,sl}$  (cfr. form. 693).

De kolommen 22, 23 en 24 geven  $L_{v,l}$ ;  $f_{s,v,l}$  (cfr. form. 692) en  $F_{s,v,l}$  (cfr. form. 693).

De kolom 25 geeft de totale wrijving  $F_{s,v}$  op de verbreding (form. 694).

*wrijving boven de verbreding*

De kolom 26 geeft  $L_{bo,sl}$ ; de kolom 27  $f_{s,sl,CPT}$  (form. 695); de kolom 28  $f_{s,bo,sl}^{bui}$  geldig voor de buitenkant der flenzen (form. 698); de kolom 29 geeft  $F_{s,bo,sl}^{bui}$  (formule 699).

Kolom 30 geeft  $F_{s,bo,sl}^{bi}$  (form. 700) en kolom 31  $F_{s,bo,sl}$  (form. 701).

De kolommen 32 t/m 38 geven resp.

$L_{bo,l}$ ,  $f_{s,l,CPT}$  (cfr. form. 687a),

$f_{s,bo,l}^{bui}$  (cfr. form. 698),

$F_{s,bo,l}^{bui}$  (cfr. form. 699),

$F_{s,bo,l}^{bi}$  (cfr. form. 700) en

$F_{s,bo,l}$  (cfr. form. 701).

De kolom 38 geeft  $F_{s,bo}$  (cfr. form. 702).

De kolom 39 geeft de totale mantelwrijving:

$$F_s = F_{s,plug} + F_{s,be,l} + F_{s,v} + F_{s,bo} \quad (\text{form. 704})$$

De kolom 40 geeft tenslotte de totale weerstand:

$$Q_r = Q_{r,b} + Q_{r,v} + F_s \quad (\text{formule 705})$$

c) *onderuiteinde meer dan 3 m diep in de zandlaag*

De resultaten van de berekeningen zijn in de tabel XXVIII-c verzameld.

Kolom 1 : diepten  $L$

Berekening puntweerstand aan het onderuiteinde

Kolom 2 :  $d_g$  voor  $D_e = 27$  cm

Kolom 3 :  $q_{r,b}$  (form. 668)

Kolom 4 :  $Q_{r,b}$  (form. 669)

Wrijving op het benedenstuk  $L_{be}$  (plug)

Kolom 5 : gemiddelde waarde van de konusweerstand  $C_{k,d}$  over de onderste 3 m  $(C_{k,d,m})_{3,00}$

Kolom 6 :  $f_s$  (form. 670)

Kolom 7 :  $F_{s,plug}$  (form. 672)

— weerstand onder de verbredingsplaat

Kolom 8 :  $d_g$  voor  $D_e = 61,95$  cm

Kolom 9 :  $q_{r,v}$  formule 689

Kolom 10 :  $Q_{r,v}$  formule 690

— Wrijving op de verbreding  $L_v$

Kolom 11 : lengte  $L_{v,l}$  van de verbreding in het leemhoudend fijnzand

Kolom 12 :  $f_{s,v,l}$  formule (692 en 687a)

Kolom 13 :  $F_{s,v,l}$  formule (693)

Kolom 14 : lengte  $L_{v,S}$  van de verbreding in het dichtgepakte zand ( $S = \text{zand}$ )

Kolom 15 : de gemiddelde waarde van de konusweerstand  $C_{k,d,m}$  over de lengte  $L_{v,S}$

$$\text{Kolom 16 : } f_{v,S} = f_{v,CPT} = \frac{(C_{k,d,m})^{(L_{v,S})}}{200} \quad (706)$$

$$\text{Kolom 17 : } F_{s,v,S} = f_{v,S} \times L_{v,S} \times 2,36 \quad (707)$$

$$\text{Kolom 18 : } F_{s,v} = F_{s,v,l} + F_{s,v,S} \quad (708)$$

— Wrijving boven de verbreding

Kolom 19 : lengte  $L_{bo,S}$  van de ligger boven de verbreding in het zand

Kolom 20 : gemiddelde waarde van de konusweerstand  $C_{k,d,m}$  over de lengte  $L_{bo,S}$

TABEL XXVIII-c. — Continue berekening van het grensdragvermogen van Paal II (Ds. D)

c) De paal steekt meer dan 3 m in de zandlaag

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17
Diepte L	$d_g$ $D_c = 270 \text{ mm}$	$q_{n,b}$ f. 668	$q_{r,b}$ f. 669	$C_{k,d,m}$ over onderste 3 m	$f_s$ f. 670	$F_{s,plug}$ f. 672	$d_g$ $D_c = 679,5 \text{ mm}$	$q_{n,v}$ f. 689	$q_{r,v}$ f. 690	$L_{v,l}$	$f_{s,v,l}$ f. 692 en f. 687a	$F_{s,v,l}$ f. 693	$L_{v,s}$	$C_{k,d,m}$ over $L_{v,s}$	$f_{s,v,s}$ f. 706	$F_{s,v,s}$ f. 707
m	$\text{MN/m}^2$	$\text{MN/m}^2$	kN	$\text{MN/m}^2$	$\text{kN/m}^2$	kN	$\text{MN/m}^2$	$\text{MN/m}^2$	kN	m	$\text{kN/m}^2$	kN	m	$\text{MN/m}^2$	$\text{kN/m}^2$	kN
11,4	26,95	20,73	1185,80	24,70	123,50	739,75	6,01	5,27	1279,7	2,0	53,47	252,38	0	5,43	27,75	0
11,6	28,70	27,62	1236,40	26,54	132,70	794,24	6,82	5,98	1452,2	1,8	"	227,74	0,2	11,47	57,35	27,07
11,8	28,78	22,74	1266,32	27,48	137,40	822,34	7,59	6,66	1616,2	1,6	"	207,90	0,4	16,25	81,25	76,70
12,0	28,36	22,28	1274,24	28,07	140,05	838,20	8,36	7,33	1780,1	1,4	"	176,66	0,6	18,08	90,40	128,07
12,2	28,76	22,72	1265,44	28,90	144,50	864,83	9,70	7,98	1937,7	1,2	"	151,93	0,8	19,40	97,00	183,74
12,4	28,33	27,79	1246,52	29,78	148,90	891,77	9,81	8,60	2088,9	1,0	"	126,79	1,0	20,41	102,05	240,84
12,6	27,88	27,29	1277,92	30,44	152,20	910,92	10,50	9,21	2235,8	0,8	"	100,95	1,2	21,29	106,45	307,47
12,8	26,81	20,62	1179,64	31,04	155,20	928,87	11,78	9,80	2380,6	0,6	"	75,71	1,4	21,81	109,05	360,30
13,0	25,73	19,79	1132,72	31,63	158,75	946,53	11,88	10,42	2529,7	0,4	"	50,48	1,6	22,09	110,45	417,05
13,2	24,56	18,89	1080,64	32,15	160,75	962,09	12,58	11,03	2678,7	0,2	"	25,24	1,8	22,42	112,10	476,20
13,4	23,32	17,94	1026,08	32,60	163,00	975,56	13,26	11,63	2823,5	0	"	0	2,0	22,80	114,00	538,08
13,6	21,99	16,92	967,56	32,89	164,45	984,23	13,97	12,25	2974,7	0	"	0	2,0	24,79	123,95	585,04
13,8	20,93	16,70	920,92	32,84	164,20	982,74	14,71	12,90	3132,3	0	"	0	2,0	25,79	128,95	608,64
14,0	20,06	15,43	882,64	32,73	163,65	979,45	15,47	13,57	3294,1	0	"	0	2,0	26,03	130,15	674,37
14,2	19,03	14,64	837,32	32,66	163,30	977,35	16,26	14,26	3462,3	0	"	0	2,0	26,38	131,90	622,57
14,4	17,84	13,92	784,96	32,24	161,20	964,78	17,07	14,97	3634,8	0	"	0	2,0	27,70	145,50	639,56
14,6	17,45	13,92	767,80	31,27	158,35	935,75	17,89	15,69	3809,4	0	"	0	2,0	27,96	139,80	659,86
14,8	17,39	13,84	791,56	30,33	157,65	907,63	18,61	16,32	3982,7	0	"	0	2,0	28,52	142,60	673,07
15,0	18,45	14,19	811,80	29,63	148,75	886,68	19,74	16,79	4075,6	0	"	0	2,0	29,31	146,55	691,77

18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	31	32	33
$F_{s,v}$	$L_{bo,s}$	$C_{k,d,m}$ over $L_{bo,s}$	$f_{s,bo,s,CPT}$	$f_{s,bui}$	$F_{s,bo,s}$	$F_{s,bi}$	$F_{s,bo,s}$	$L_{bo,l}$	$f_{s,bo,l}$	$F_{s,bo,l}$	$F_{s,bi}$	$F_{s,bo,l}$	$F_{s,bo}$	$F_s$	$Q_r$
f.708		f.709	f.710	f.711	f.712	f.713			f.715	f.716	f.717	f.718	f.719	f.721	f.722
kN	m	$\text{MN/m}^2$	$\text{kN/m}^2$	$\text{kN/m}^2$	kN	kN	kN	m	$\text{kN/m}^2$	kN	kN	kN	kN	kN	kN
252,38								1,4	31,78	34,40	21,00	55,40	220,22	1211,80	3677,30
254,21								1,6	"	39,37	24,00	63,37	228,78	1276,78	3965,20
278,60								1,8	"	44,22	27,00	71,22	236,09	1337,03	4279,55
304,67								2,0	"	49,74	30,00	79,74	244,07	1386,88	4497,22
334,57								2,2	"	54,05	33,00	87,05	251,92	1437,32	4654,46
367,03								2,4	"	58,97	36,00	94,97	259,84	1488,04	4833,46
402,42								2,6	"	63,88	39,00	102,88	267,75	1538,09	5034,81
436,01								2,8	"	68,79	42,00	110,79	275,66	1584,54	5200,78
467,54								3,0	"	73,71	45,00	118,71	283,58	1637,65	5359,47
501,44								3,2	"	78,62	48,00	126,62	291,49	1685,02	5574,36
538,08	0	5,43	27,75	22,39	0	0	0	3,4	"	83,53	51,00	134,33	299,20	1727,84	5662,42
585,04	0,2	11,47	57,35	32,77	5,72	3,00	8,72	3,4	"	"	"	"	307,32	1876,49	5878,75
608,64	0,4	16,25	81,25	40,46	12,75	6,00	18,75	3,4	"	"	"	"	317,95	1909,33	5962,55
674,37	0,6	18,08	90,40	43,57	20,57	3,00	29,57	3,4	"	"	"	"	328,77	1922,53	6099,27
622,57	0,8	19,40	97,00	45,72	28,82	12,00	40,82	3,4	"	"	"	"	340,02	1939,93	6239,55
639,56	1,0	20,41	102,05	47,40	37,35	15,00	52,35	3,4	"	"	"	"	351,55	1955,89	6375,65
659,86	1,2	21,29	106,45	48,87	46,122	18,00	64,22	3,4	"	"	"	"	363,42	1959,03	6516,23
673,07	1,4	21,81	109,05	49,88	55,02	21,00	76,02	3,4	"	"	"	"	375,57	1956,24	6770,97
697,77	1,6	22,09	110,45	50,27	63,32	24,00	87,32	3,4	"	"	"	"	388,57	1964,90	6852,30

Kolom 21 :  $f_{s,bo,s,CPT} = \frac{(C_{k,d,m})^{(L_{bo,s})}}{200}$  (709)

Kolom 22 : eenheidswrijving voor de buitenvlakken der flenzen

$f_{s,bo,s} = f_{s,bo,s,CPT} - (f_{s,bo,s,CPT} - 20) \cdot 0,666$  (710)

Kolom 23 :  $F_{s,bo,s}^{bui} = f_{s,bo,s}^{bui} \times L_{bo,s} \times 0,788$  (711)

Kolom 24 : wrijving in grond binnen de flenzen :

$F_{s,bo,s}^{bi} = 20 \times L_{bo,s} \times 0,75$  (712)

Kolom 25 :  $F_{s,bo,s} = F_{s,bo,s}^{bui} + F_{s,bo,s}^{bi}$  (713)

Kolom 26 : lengte  $L_{bo,l}$  van de ligter boven de verbreding in het leemhoudend fijnzand

Kolom 27 : Men heeft

$$f_{s,bo,l,CPT} = 53,47 \text{ kN/m}^2 \quad (\text{formule } 687a)$$

$$f_{s,bo,l}^{bui} = f_{s,bo,l,CPT} - (f_{s,bo,l,CPT} - 20) \cdot 0,666 \quad (715)$$

$$\text{Kolom 28: } F_{s,bo,l}^{bui} = f_{s,bo,l}^{bui} \times L_{bo,l} \times 0,788 \quad (716)$$

$$\text{Kolom 29: } F_{s,bo,l}^{bi} = 20 \times L_{bo,l} \times 0,75 \quad (717)$$

$$\text{Kolom 30: } F_{s,bo,l} = F_{s,bo,l}^{bui} + F_{s,bo,l}^{bi} \quad (718)$$

$$\text{Kolom 31: } F_{s,bo} = F_{s,bo,S} + F_{s,bo,l} + F_{s,bo,sl} \quad (719)$$

$$\text{Men heeft } F_{s,bo,sl} = 164,87 \text{ kN} \quad (720)$$

cfr. tabel XXVIII-b – kolom 31

Kolom 32: totale wrijving:

$$F_s = F_{s,plug} + F_{s,v} + F_{s,bo} \quad (721)$$

Kolom 33: totale weerstand:

$$Q_r = Q_{r,b} + Q_{r,v} + F_s \quad (722)$$

De waarden van  $Q_r$  zijn in functie van de diepte uitgezet op de figuur 27. Op dezelfde figuur zijn ook aangegeven voor de diepte van 15 m

$Q_r^{cap\ wap}$

$Q_r^{case}$  (Goble) met  $J_c = 0,3$

$Q_r^{case}$  (Arbed) met  $J_c = 0,1$

de voorspelling TNO; de grenslast en conventionele breuklast afgeleid uit de statische proefbelasting. Uit de figuur blijken dadelijk de punten van overeenstemming en afwijking.

Het blijkt dat de breuklast  $Q_r$  steeds met de diepte toeneemt, en dat de heidiepte van 15,00 m, voor de gekozen geometrie van de paal, de maximale weerstand geeft.

Paal III –  $L = 14,50 \text{ m}$  – diepsondering F

De paal III heeft een verbredingsplaat op 3 m boven het onderuiteinde; deze verbredingsplaat heeft geen opstaande mantel.

Alle berekeningen zijn samengevat in tabel XXIX.

a) de paal steekt volledig in de bovenlagen (tabel XXIX-a)

Kolom 1: diepte van de paal  $L$  in m

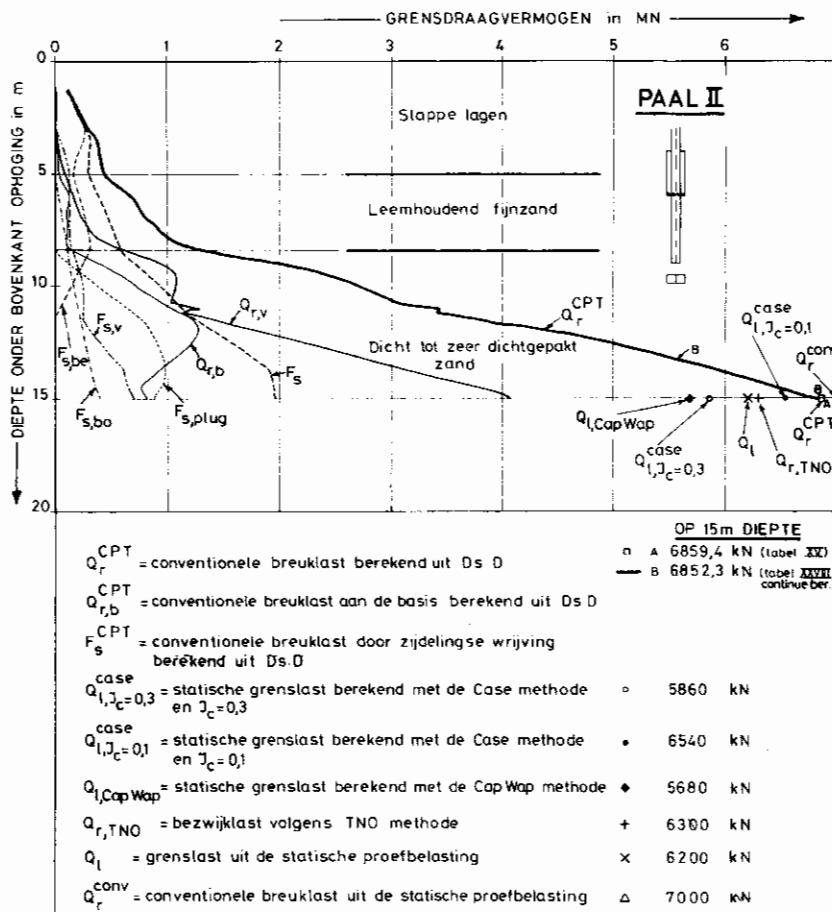


Fig. 27

Kolom 2:  $d_g$  voor  $D_e = 18,8$  cm

Kolom 3:  $q_{r,b}$  (formule 683)

Kolom 4:  $Q_{r,b}$  (formule 684)

Kolom 5: lengte  $L_{be,sl}$  van het liggerstuk onder de verbredingsplaat, in de slappe laag

Kolom 6: op de diepte  $z_{CPT} = 4,00$  m heeft men  $F_{s,sl,CPT} = 11$  kN waaruit

$$f_{s,sl,CPT} = \frac{11}{4,00 \times 0,11} = 25,0 \text{ kN/m}^2 \quad (722a)$$

Bij benadering wordt deze waarde als constant beschouwd over de dikte van de slappe laag:

$$f_{s,be,sl} = \frac{25,0}{1,1} = 22,73 \text{ kN/m}^2 \quad (722b)$$

Kolom 7:  $F_{s,be,sl}$  (formule 686)

Kolom 8:  $L_{be,l}$

Kolom 9:

$$f_{s,l,CPT} = \frac{37,5 - 11,0}{(7,40 - 4,00) 0,11} = 70,85 \text{ kN/m}^2 \quad (722c)$$

$$f_{s,be,l} = \frac{70,85}{1,1} = 64,41 \text{ kN/m}^2 \quad (722d)$$

Kolom 10:  $F_{s,be,l}$  (formule 687c)

Kolom 11:  $F_{s,be}$  (formule 688)

Kolom 12:  $d_g$  voor  $D_e = 61,95$  cm

Kolom 13:

$$q_{r,v} = \frac{\alpha d_g}{s} \quad (263)$$

met  $\alpha = 1:1,32$  (262)

en  $i:s = 0,875$

$$q_{r,v} = 0,665 d_g \quad (722e)$$

De kolommen 14 t/m 22 vereisen geen nadere uitleg. De kolommen 23 t/m 26 worden resp. verkregen door de formules 698 t/m 701, in dewelke men het subscript  $sl$  door  $l$  vervangt.

Kolom 27:

$$F_{s,bo} = F_{s,bo,sl} + F_{s,bo,l} \quad (722f)$$

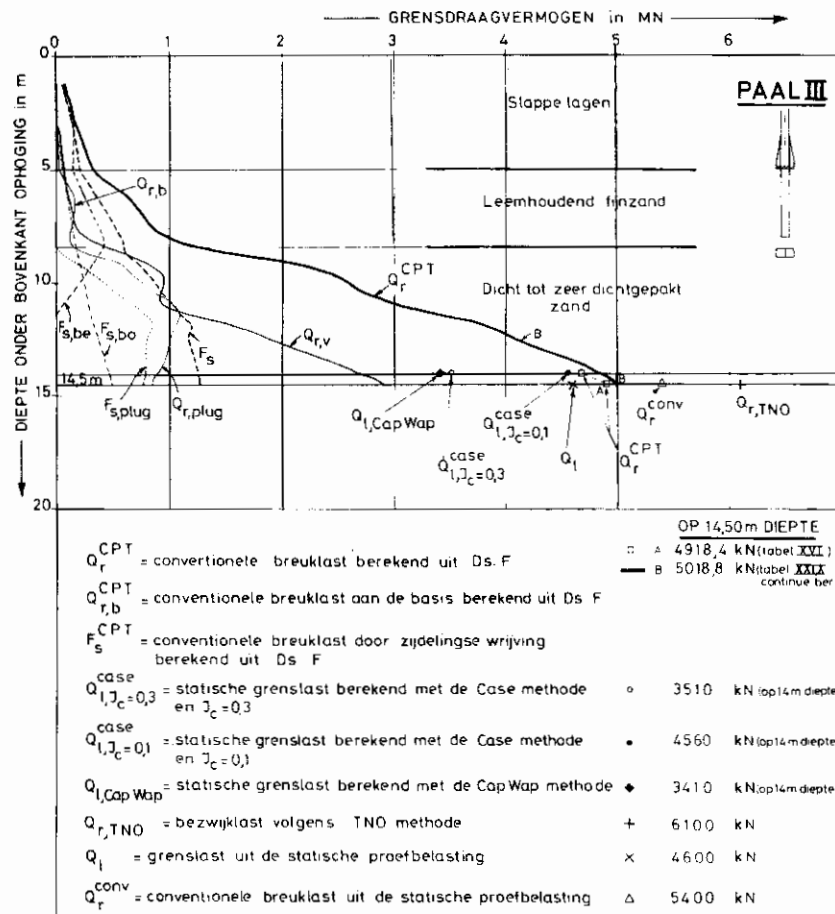


Fig. 28



TABEL XXIX-a. — Continue berekening van het grensdragvermogen van Paal III (Ds. F)

a) De paal steekt volledig in de bovenlagen

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29
Diepte L	$d_g$	$q_{r,b}$	$q_{r,b}$	$t_{be,sl}$	$f_{s,be,sl}$	$f_{s,be,sl}$	$t_{be,l}$	$f_{s,be,l}$	$f_{s,be,l}$	$f_{s,be}$	$d_g$	$q_{r,v}$	$q_{r,v}$	$t_{bo,sl}$	$f_{s,sl,CPT}$	$f_{s,bo,sl}^{(bu)}$	$f_{s,bo,sl}^{(bu)}$	$f_{s,bo,sl}^{(bi)}$	$f_{s,bo,sl}$	$t_{bo,l}$	$f_{s,l,CPT}$	$f_{s,bo,l}^{(bu)}$	$f_{s,bo,l}^{(bu)}$	$f_{s,bo,l}^{(bi)}$	$f_{s,bo,l}$	$f_{s,bo}$	$f_s$	$Q_r$
m	$\frac{MN}{m^2}$	$\frac{MN}{m^2}$	kN	m	$\frac{kN}{m^2}$	kN	m	$\frac{kN}{m^2}$	kN	kN	$\frac{MN}{m^2}$	$\frac{MN}{m^2}$	kN	m	$\frac{kN}{m^2}$	$\frac{kN}{m^2}$	kN	kN	kN	m	$\frac{kN}{m^2}$	$\frac{kN}{m^2}$	kN	kN	kN	kN	kN	kN
1,2	0,50	0,38	10,38	1,20	22,73	53,61				53,61																	53,61	63,39
1,4	0,50	0,36	12,36	1,40	"	49,54				63,34																	63,34	82,00
1,6	0,50	0,34	14,34	1,60	"	45,48				77,08																	77,08	100,61
1,8	0,50	0,32	16,32	1,80	"	41,41				90,81																	90,81	119,22
2,0	0,50	0,30	18,30	2,00	"	37,35				104,55																	104,55	137,83
2,2	0,50	0,28	20,28	2,20	"	33,29				118,29																	118,29	156,44
2,4	0,50	0,26	22,26	2,40	"	29,22				132,02																	132,02	175,05
2,6	0,50	0,24	24,24	2,60	"	25,15				145,75																	145,75	193,66
2,8	0,50	0,22	26,22	2,80	"	21,09				159,49																	159,49	212,27
3,0	0,50	0,20	28,20	3,00	"	17,02				173,22	0	0	0	25,00	24,67	0	0	0	0							0	173,22	230,88
3,2	0,50	0,18	30,18	3,20	"	12,95				186,95	0,25	0,10	27,24	0,20	"	"	3,92	3,00	6,92							6,92	192,49	249,49
3,4	0,50	0,16	32,16	3,40	"	8,88				200,68	0,28	0,12	29,48	0,20	"	"	6,84	6,00	12,84							12,84	211,30	268,10
3,6	0,50	0,14	34,14	3,60	"	4,81				214,41	0,31	0,14	31,72	0,20	"	"	10,25	9,00	19,25							19,25	223,11	286,71
3,8	0,50	0,12	36,12	3,80	"	0,74				228,14	0,34	0,16	33,96	0,20	"	"	13,16	12,00	27,16							27,16	234,92	305,32
4,0	0,50	0,10	38,10	4,00	"	-3,33				241,87	0,37	0,18	36,20	0,20	"	"	16,08	15,00	31,08							31,08	246,73	323,93
4,2	0,50	0,08	40,08	4,20	"	-7,40				255,60	0,40	0,20	38,44	0,20	"	"	20,00	18,00	38,00							38,00	258,54	342,54
4,4	0,50	0,06	42,06	4,40	"	-11,47				269,33	0,43	0,22	40,68	0,20	"	"	24,92	21,00	45,92							45,92	270,35	361,15
4,6	0,50	0,04	44,04	4,60	"	-15,54				283,06	0,46	0,24	42,92	0,20	"	"	29,84	24,00	51,84							51,84	282,16	379,76
4,8	0,50	0,02	46,02	4,80	"	-19,61				296,79	0,49	0,26	45,16	0,20	"	"	34,76	27,00	57,76							57,76	293,97	398,37
5,0	0,50	0,00	48,00	5,00	"	-23,68				310,52	0,52	0,28	47,40	0,20	"	"	39,68	30,00	63,68							63,68	305,78	416,98
5,2	0,50	0,00	50,00	5,20	"	-27,75				324,25	0,55	0,30	49,64	0,20	"	"	44,60	33,00	69,60							69,60	317,59	435,59
5,4	0,50	0,00	52,00	5,40	"	-31,82				337,98	0,58	0,32	51,88	0,20	"	"	49,52	36,00	75,52							75,52	329,40	454,20
5,6	0,50	0,00	54,00	5,60	"	-35,89				351,71	0,61	0,34	54,12	0,20	"	"	54,44	39,00	81,44							81,44	341,21	472,81
5,8	0,50	0,00	56,00	5,80	"	-39,96				365,44	0,64	0,36	56,36	0,20	"	"	59,36	42,00	87,36							87,36	353,02	491,42
6,0	0,50	0,00	58,00	6,00	"	-44,03				379,17	0,67	0,38	58,60	0,20	"	"	64,28	45,00	93,28							93,28	364,83	510,03
6,2	0,50	0,00	60,00	6,20	"	-48,10				392,90	0,70	0,40	60,84	0,20	"	"	69,20	48,00	99,20							99,20	376,64	528,64
6,4	0,50	0,00	62,00	6,40	"	-52,17				406,63	0,73	0,42	63,08	0,20	"	"	74,12	51,00	105,12							105,12	388,45	547,25
6,6	0,50	0,00	64,00	6,60	"	-56,24				420,36	0,76	0,44	65,32	0,20	"	"	79,04	54,00	111,04							111,04	400,26	565,86
6,8	0,50	0,00	66,00	6,80	"	-60,31				434,09	0,79	0,46	67,56	0,20	"	"	83,96	57,00	116,96							116,96	412,07	584,47
7,0	0,50	0,00	68,00	7,00	"	-64,38				447,82	0,82	0,48	69,80	0,20	"	"	88,88	60,00	122,88							122,88	423,88	603,08
7,2	0,50	0,00	70,00	7,20	"	-68,45				461,55	0,85	0,50	72,04	0,20	"	"	93,80	63,00	128,80							128,80	435,69	621,69
7,4	0,50	0,00	72,00	7,40	"	-72,52				475,28	0,88	0,52	74,28	0,20	"	"	98,72	66,00	134,72							134,72	447,50	640,30
7,6	0,50	0,00	74,00	7,60	"	-76,59				489,01	0,91	0,54	76,52	0,20	"	"	103,64	69,00	140,64							140,64	459,31	658,91
7,8	0,50	0,00	76,00	7,80	"	-80,66				502,74	0,94	0,56	78,76	0,20	"	"	108,56	72,00	146,56							146,56	471,12	677,52
8,0	0,50	0,00	78,00	8,00	"	-84,73				516,47	0,97	0,58	81,00	0,20	"	"	113,48	75,00	152,48							152,48	482,93	696,13
8,2	0,50	0,00	80,00	8,20	"	-88,80				530,20	1,00	0,60	83,24	0,20	"	"	118,40	78,00	158,40							158,40	494,74	714,74
8,4	0,50	0,00	82,00	8,40	"	-92,87				543,93	1,03	0,62	85,48	0,20	"	"	123,32	81,00	164,32							164,32	506,55	733,35
8,6	0,50	0,00	84,00	8,60	"	-96,94				557,66	1,06	0,64	87,72	0,20	"	"	128,24	84,00	170,24							170,24	518,36	751,96
8,8	0,50	0,00	86,00	8,80	"	-101,01				571,39	1,09	0,66	89,96	0,20	"	"	133,16	87,00	176,16							176,16	530,17	770,57
9,0	0,50	0,00	88,00	9,00	"	-105,08				585,12	1,12	0,68	92,20	0,20	"	"	138,08	90,00	182,08							182,08	541,98	789,18
9,2	0,50	0,00	90,00	9,20	"	-109,15				598,85	1,15	0,70	94,44	0,20	"	"	143,00	93,00	188,00							188,00	553,79	807,79
9,4	0,50	0,00	92,00	9,40	"	-113,22				612,58	1,18	0,72	96,68	0,20	"	"	147,92	96,00	193,92							193,92	565,60	826,40
9,6	0,50	0,00	94,00	9,60	"	-117,29				626,31	1,21	0,74	98,92	0,20	"	"	152,84	99,00	199,84							199,84	577,41	845,01
9,8	0,50	0,00	96,00	9,80	"	-121,36				640,04	1,24	0,76	101,16	0,20	"	"	157,76	102,00	205,76							205,76	589,22	863,62
10,0	0,50	0,00	98,00	10,00	"	-125,43				653,77	1,27	0,78	103,40	0,20	"	"	162,68	105,00	211,68							211,68	601,03	882,23
10,2	0,50	0,00	100,00	10,20	"	-129,50				667,50	1,30	0,80	105,64	0,20	"	"	167,60	108,00	217,60							217,60	612,84	900,84
10,4	0,50	0,00	102,00	10,40	"	-133,57				681,23	1,33	0,82	107,88	0,20	"	"	172,52	111,00	223,52							223,52	624,65	919,45
10,6	0,50	0,00	104,00	10,60	"	-137,64				694,96	1,36	0,84	110,12	0,20	"	"	177,44	114,00	229,44							229,44	636,46	938,06
10,8	0,50	0,00	106,00	10,80	"	-141,71				708,69	1,39	0,86	112,36	0,20	"	"	182,36	117,00	235,36							235,36	648,27	956,67
11,0	0,50	0,00	108,00	11,00	"	-145,78				722,42	1,42	0,88	114,60	0,20	"	"	187,28	120,00	241,28							241,28	660,08	975,28
11,2	0,50	0,00	110,00	11,20	"	-149,85				736,15	1,45	0,90	116,84	0,20	"	"	192,20	123,00	247,20							247,20	671,89	993,89
11,4	0,50	0,00	112,00	11,40	"	-153,92				749,88	1,48	0,92	119,08	0,20	"	"	197,12	126,00	253,12							253,12	68	

Kolom 28 :

$$F_s = F_{s,be} + F_{s,bo} \quad (723)$$

Kolom 29 :

$$Q_r = Q_{r,b} + Q_{r,v} + F_s \quad (724)$$

b) Paal minder dan 3 m in de zandlaag  
(Tabel XXIX-b)

De kolommen 1 t/m 12; 14 t/m 18; 20 t/m 24; 26;  
31 t/m 33 vereisen geen bijkomende verklaring.

Kolom 13 : lengte van het onderstuk van de ligger in  
de leemlaag  $L_{be,l}$

Kolom 19 : lengte van het bovenstuk van de ligger in  
de slappe laag  $L_{bo,sl}$

Kolom 25 : lengte van het bovenstuk van de ligger in  
het leemhoudend fijnzand  $L_{bo,l}$

De kolommen 27 t/m 30 worden resp. verkregen  
door de formules 698 t/m 701, in dewelke men het  
subscript  $sl$  door  $l$  vervangt.

TABEL XXIX-b. — Continue berekening van het grensdragvermogen van Paal III (Ds. F)

b) Overgang in de zandlaag  $S_1$

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17
Diepte $L$	Diepte $Z$ in $S_1$	$\omega_{plug}$ f. 656	$D_e$ f. 657	$d_{g,D_e}$ f. 659	$q_{r,plug}$ f. 660	$q_{r,plug}$ f. 661	$C_{k,d,m}$ overplug	$f_{s,S,CPT}$ f. 662	$e$ f. 650	$\chi_{netto}$ f. 664	$f_{s,plug,sl}$ f. 665	$L_{be,l}$	$f_{s,be,l}$ f. 722d	$F_{s,be,l}$ f. 687c	$d_g$ $D_e = 679,5mm$	$q_{r,v}$ f. 722e
m	m	$cm^2$	cm	$MN/m^2$	$kN/m^2$	kN	$MN/m^2$	$kN/m^2$	cm	m	kN	m	$kN/m^2$	kN	$MN/m^2$	$MN/m^2$
8,4	0	270,00	18,80	7,19	5,53	143,12	8,45	42,25	0	2,7854	0	3,0	64,41	422,28	2,49	1,65
8,6	0,2	290,73	19,22	10,73	7,79	226,03	11,88	56,40	0,32	2,7727	24,51	2,8	"	394,13	3,07	2,04
8,8	0,4	310,27	19,88	15,05	11,58	353,78	17,38	86,90	0,63	2,7600	75,08	2,6	"	365,98	3,64	2,41
9,0	0,6	330,40	20,51	19,26	14,81	483,46	23,45	117,25	0,95	2,7473	151,06	2,4	"	337,83	4,21	2,79
9,2	0,8	350,53	21,13	21,74	16,73	586,31	25,51	127,55	1,27	2,7346	217,82	2,2	"	309,68	4,71	3,12
9,4	1,0	370,67	21,72	21,99	16,92	627,70	25,57	127,85	1,59	2,7219	271,29	2,0	"	281,52	5,12	3,39
9,6	1,2	390,80	22,31	22,10	17,00	664,33	26,03	130,15	1,90	2,7092	323,42	1,8	"	253,37	5,43	3,60
9,8	1,4	410,93	22,87	22,54	17,14	712,52	25,72	128,60	2,22	2,6965	377,46	1,6	"	225,22	5,57	3,69
10,0	1,6	431,07	23,43	22,93	17,64	760,79	25,73	128,65	2,54	2,6838	428,94	1,4	"	197,07	5,61	3,72
10,2	1,8	451,20	23,97	23,08	17,76	801,11	25,63	128,15	2,86	2,6711	477,75	1,2	"	168,91	5,58	3,70
10,4	2,0	471,33	24,50	23,12	18,24	859,93	25,44	127,20	3,17	2,6584	523,67	1,0	"	140,76	5,52	3,66
10,6	2,2	491,47	25,02	24,88	19,14	940,58	25,29	128,35	3,49	2,6457	580,36	0,8	"	112,61	5,52	3,66
10,8	2,4	511,60	25,52	24,45	19,58	1001,53	26,20	131,00	3,81	2,6330	639,79	0,6	"	84,44	5,59	3,71
11,0	2,6	531,73	26,02	25,33	19,49	1036,75	26,55	132,75	4,13	2,6204	697,32	0,4	"	56,30	5,83	3,86
11,2	2,8	551,87	26,51	25,09	19,30	1063,07	26,60	133,00	4,44	2,6077	747,65	0,2	"	28,15	6,46	4,28
11,4	3,0	572,00	27,00	24,80	19,08	1091,20	26,61	133,05	4,76	2,5950	796,10	0	"	0	7,31	4,85

18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	31	32	33
$q_{r,v}$	$L_{bo,sl}$	$f_{s,sl,CPT}$	$f_{s,bo,sl}^{bui}$	$F_{s,bo,sl}^{bui}$	$F_{s,bo,sl}^{bi}$	$F_{s,bo,sl}$	$L_{bo,l}$	$f_{s,l,CPT}$	$f_{s,bo,l}^{bui}$	$F_{s,bo,l}^{bui}$	$F_{s,bo,l}^{bi}$	$F_{s,bo,l}$	$F_{s,bo}$	$F_s$	$Q_r$
f. 690		f. 722a	f. 698	f. 699	f. 700	f. 701		f. 722c	f. 698	f. 699	f. 700	f. 701	f. 702	f. 723	f. 724
kN	m	$kN/m^2$	$kN/m^2$	kN	kN	kN	m	$kN/m^2$	$kN/m^2$	kN	kN	kN	kN	kN	kN
450,61	5,0	25,0	21,67	85,38	75,00	160,38	0,40	70,85	36,98	11,66	6,00	17,66	178,04	600,12	1200,05
531,47	"	"	"	"	"	"	0,60	"	"	14,49	9,00	26,49	186,87	605,51	1383,01
643,00	"	"	"	"	"	"	0,80	"	"	23,31	12,00	35,31	195,69	636,75	1644,33
745,01	"	"	"	"	"	"	1,00	"	"	29,74	15,00	44,74	204,52	693,47	1927,88
827,21	"	"	"	"	"	"	1,20	"	"	34,37	18,00	52,37	213,35	740,85	2154,37
892,38	"	"	"	"	"	"	1,40	"	"	40,80	21,00	61,80	222,18	774,99	2294,47
933,76	"	"	"	"	"	"	1,60	"	"	46,63	24,00	70,63	231,01	813,80	2477,29
955,95	"	"	"	"	"	"	1,80	"	"	52,46	27,00	79,46	239,84	842,52	2570,99
955,12	"	"	"	"	"	"	2,00	"	"	58,29	30,00	88,29	248,67	874,68	2590,19
942,77	"	"	"	"	"	"	2,20	"	"	64,12	33,00	97,12	257,50	904,76	2648,04
925,26	"	"	"	"	"	"	2,40	"	"	69,94	36,00	105,94	266,32	930,75	2715,94
917,89	"	"	"	"	"	"	2,60	"	"	75,77	39,00	114,77	275,15	968,12	2826,59
922,07	"	"	"	"	"	"	2,80	"	"	81,60	42,00	123,60	283,98	1007,81	2931,41
953,88	"	"	"	"	"	"	3,00	"	"	87,43	45,00	132,43	292,81	1046,43	3036,47
1048,34	"	"	"	"	"	"	3,20	"	"	93,26	48,00	141,26	301,64	1077,44	3190,85
1176,52	"	"	"	"	"	"	3,40	"	"	99,09	51,00	150,09	310,47	1106,77	3374,49

c) de paal steekt meer dan 3 m in de zandlaag (Tabel XXIX-c)

De kolommen 1 t/m 4; 6 t/m 10; 13 t/m 17; 19 vereisen geen nadere verklaring.

Kolom 5: gemiddelde waarde van de conusweerstand over de onderste 3 m.  $C_{k,d,m}$

Kolom 11: lengte van het bovenstuk van de ligger in de zandlaag  $L_{bo,S}$

Kolom 12: gemiddelde waarde van de conusweerstand  $C_{k,d,m}$  over de lengte  $L_{bo,S}$

Kolom 18:

$$F_s = F_{s,bo,S} + F_{s,bo,l} + F_{s,bo,l} \quad (723a)$$

TABEL XXIX-c. — Continue berekening van het grensdragvermogen van Paal III (Ds. F)  
c) Paal steekt meer dan 3 m in de zandlaag

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19
Diepte L	$d_g$	$q_{r,plug}$	$Q_{r,plug}$	$C_{k,d,m}$	$f_{s,plug,S}$	$F_{s,plug,S}$	$d_g$	$q_{r,v}$	$Q_{r,v}$	$L_{bo,S}$	$C_{k,d,m}$ over $L_{bo,S}$	$f_{s,bo,S,CPT}$	$f_{s,bo,S}^{bui}$	$F_{s,bo,S}$	$F_{s,bo,S}^{bi}$	$F_{s,bo,S}$	$F_s$	$Q_r$
m	mm	$\text{MN/m}^2$	$\text{MN/m}^2$	kN	$\text{MN/m}^2$	$\text{MN/m}^2$	mm	$\text{MN/m}^2$	$\text{MN/m}^2$	m	$\text{MN/m}^2$	$\text{MN/m}^2$	$\text{MN/m}^2$	kN	kN	kN	kN	kN
11,4	26,80	19,08	1091,20	26,61	123,05	296,30	7,31	4,85	1176,32	0	8,45	42,25	27,43	0	0	0	1105,77	3374,99
11,6	26,88	18,83	1077,12	27,85	139,30	333,71	8,35	5,54	1343,91	0,2	11,29	56,40	32,16	5,07	3,00	8,07	1152,25	3573,28
11,8	26,96	18,55	1063,28	28,64	143,20	357,05	9,37	6,21	1508,07	0,4	12,38	66,90	42,31	13,25	6,00	13,25	1186,87	3756,22
12,0	27,04	18,24	1049,28	28,50	142,50	352,86	10,38	6,95	1678,44	0,6	13,95	79,25	52,48	24,01	9,00	33,84	1197,19	3878,82
12,2	27,12	17,92	1035,20	27,54	137,55	323,24	11,39	7,62	1752,71	0,8	15,31	92,55	65,92	35,25	12,00	47,25	1180,36	3958,87
12,4	27,20	17,63	1021,12	26,35	134,35	306,48	12,40	8,22	1850,89	1,0	16,57	102,85	81,49	45,46	15,00	60,46	1177,91	4090,30
12,6	27,28	17,36	1008,00	26,62	133,10	294,60	13,40	8,82	1977,46	1,2	17,83	110,15	97,49	53,70	18,00	71,40	1178,77	4225,03
12,8	27,36	17,06	995,36	26,67	133,25	298,70	14,40	9,45	2050,46	1,4	19,12	120,60	116,27	62,08	21,00	81,08	1197,65	4329,47
13,0	27,44	16,78	983,44	26,67	133,35	298,70	15,40	10,10	2156,69	1,6	20,33	128,65	132,65	70,38	24,00	94,37	1203,54	4339,67
13,2	27,52	16,52	972,00	26,53	132,65	293,91	16,40	10,75	2263,35	1,8	21,63	128,15	156,72	79,60	27,00	106,60	1210,98	4450,53
13,4	27,60	16,27	961,12	26,51	132,55	293,34	17,40	11,41	2382,02	2,0	22,94	127,20	180,85	87,85	30,00	119,85	1221,93	4564,35
13,6	27,68	16,03	950,72	26,59	132,35	293,71	18,40	12,05	2488,20	2,2	24,23	128,35	207,49	97,76	33,00	130,76	1236,34	4668,42
13,8	27,76	15,78	940,80	26,28	131,40	286,83	19,40	12,65	2586,42	2,4	25,50	131,00	237,07	107,94	36,00	143,94	1240,84	4752,58
14,0	27,84	15,52	931,36	26,29	131,45	286,73	20,40	13,21	2673,33	2,6	26,75	132,25	268,66	117,13	39,00	157,13	1254,33	4811,58
14,2	27,92	15,27	922,40	26,29	131,45	286,73	21,40	13,74	2750,09	2,8	28,00	133,00	300,74	127,40	42,00	169,40	1266,60	4850,65
14,4	28,00	15,03	913,92	25,72	128,85	277,71	22,40	14,25	2817,98	3,0	29,24	133,05	333,25	136,54	45,00	181,54	1263,72	4863,97
14,6	28,08	14,78	905,44	25,72	128,85	277,71	23,40	14,73	2877,05	3,2	30,47	133,05	366,61	145,09	48,00	192,59	1267,73	4871,80

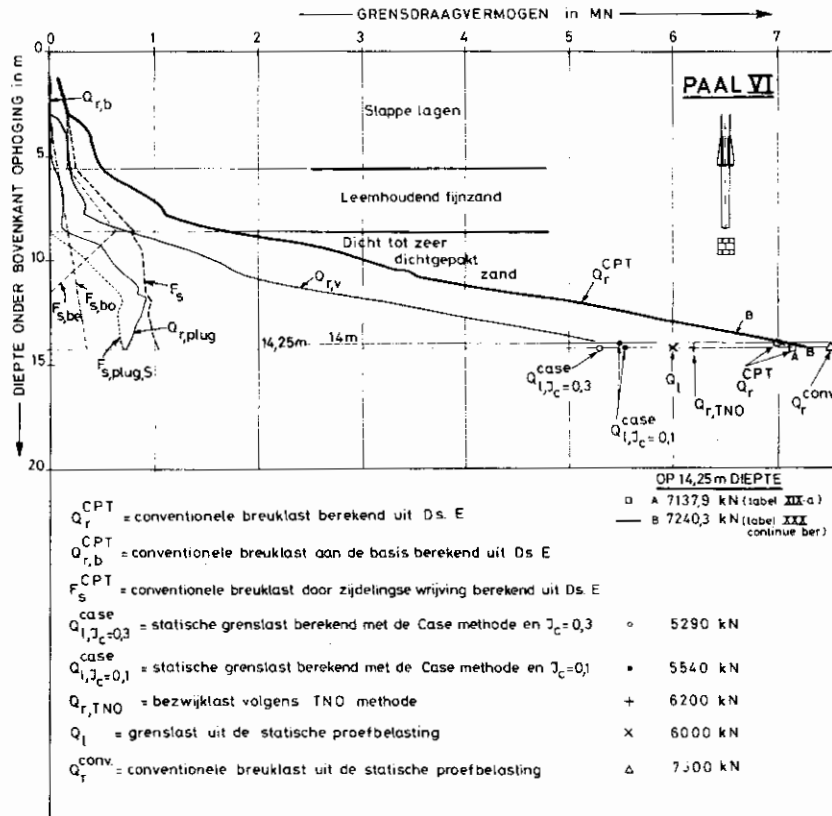


Fig. 29

met  $F_{s,bo,l} = 150,09 \text{ kN}$   
 (zie kolom 30, Tabel XXIX-b)  
 $F_{s,bo,sl} = 160,38 \text{ kN}$   
 (zie kolom 24, Tabel XXIX-b)

Paal VI (diepsondering E)  $L = 14,20 \text{ m}$ .

De paal VI is uitgerust met een verbredingsplaat  $0,80 \times 0,80 \text{ m}$  op  $3,00 \text{ m}$  boven het onderuiteinde van de paal.

Alle berekeningen zijn samengevat in de tabel XXX.

a) de paal steekt volledig in de bovenlagen

kolom 1 :  $L$  diepte van de paal in m

kolom 2 :  $d_g$  voor  $D_e = 18,8 \text{ cm}$  (fig. 3E)

kolom 3 :  $q_{r,b}$  (formule 683)

kolom 4 :  $Q_{r,b}$  (formule 684)

kolom 5 : lengte van het benedenstuk van de ligger in de slappe laag  $L_{be,sl}$

kolom 6 :  $f_{s,be,sl}$  (formule 722b)

kolom 7 :  $F_{s,be,sl}$  (formule 686)

kolom 8 : lengte van het benedenstuk van de ligger in het leemhoudend fijnzand  $L_{be,l}$

kolom 9 :  $f_{s,be,l}$  (formule 722d)

kolom 10 :  $F_{s,be,l}$  (cfr. formule 687c)

kolom 11 :  $F_{s,be}$  (cfr. formule 688)

kolom 12 :  $d_g$  voor  $D_e = 90,27 \text{ cm}$

kolom 13 :

$$\omega_v = 6400 \text{ cm}^2 \quad D_{e,v} = 90,27 \text{ cm} \quad (157)$$

$$\omega_{v,netto} = 6400 - 270 = 6130 \text{ cm}^2 \quad (361)$$

TABEL XXX-a. — Continue berekening van het grensdragvermogen van Paal VI (Ds. E)

a) De paal steekt volledig in de bovenlagen

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18
Diepte $L$	$d_g$ $D_e = 18,8 \text{ cm}$	$q_{r,b}$ f. 683	$Q_{r,b}$ f. 684	$L_{be,sl}$	$f_{s,be,sl}$ f. 722b	$F_{s,be,sl}$ f. 686	$L_{be,l}$	$f_{s,be,l}$ f. 722d	$F_{s,be,l}$ f. 687c	$F_{s,be}$ f. 688	$d_g$ $D_e = 90,27 \text{ cm}$	$q_{r,v}$ f. 724	$Q_{r,v}$ f. 725	$L_{b0}$ f. 725a	$F_{s,b0}$ f. 726	$F_s$ f. 727	$Q_r$ f. 728
m	mm	$\text{MN/m}^2$	$\text{MN}$	m	$\text{MN/m}^2$	$\text{kN}$	m	$\text{MN/m}^2$	$\text{kN}$	$\text{kN}$	mm	$\text{MN/m}^2$	$\text{MN}$	m	$\text{kN}$	$\text{kN}$	$\text{kN}$
1,2	0,30	0,23	6,23	1,2	26,95	70,68				70,68						70,68	76,91
1,4	0,40	0,31	8,31	1,4	"	82,96				82,96						82,96	90,77
1,6	0,50	0,38	10,38	1,6	"	94,23				94,23						94,23	104,61
1,8	0,63	0,48	13,08	1,8	"	106,01				106,01						106,01	119,09
2,0	0,63	0,48	13,08	2,0	"	117,79				117,79						117,79	130,87
2,2	0,53	0,45	12,25	2,2	"	129,57				129,57						129,57	144,82
2,4	0,53	0,47	11,01	2,4	"	141,35				141,35						141,35	152,36
2,6	0,47	0,36	9,76	2,6	"	153,13				153,13						153,13	162,89
2,8	0,50	0,38	10,38	2,8	"	164,91				164,91						164,91	173,29
3,0	0,58	0,45	12,25	3,0	"	176,69				176,69	0	0	0	0	0	176,69	188,74
3,2	0,61	0,47	12,67	3,0	"	"				176,69	0,20	0,74	82,84	0,2	6,15	182,84	208,35
3,4	0,81	0,62	16,82	3,0	"	"				176,69	0,25	0,77	103,55	0,4	12,30	188,93	230,36
3,6	1,02	0,59	25,34	3,0	"	"				176,69	0,30	0,20	124,26	0,6	18,46	195,15	244,75
3,8	1,31	1,01	23,21	3,0	"	"				176,69	0,35	0,24	144,97	0,8	24,61	201,30	273,48
4,0	1,12	0,86	23,26	3,0	"	"				176,69	0,40	0,27	165,68	1,0	30,76	207,45	336,39
4,2	0,95	0,73	29,73	3,0	"	"				176,69	0,41	0,28	163,82	1,2	36,91	213,60	403,75
4,4	0,67	0,52	23,92	3,0	"	"				176,69	0,42	0,28	173,96	1,4	43,06	219,75	407,63
4,6	0,49	0,38	10,18	3,0	"	"				176,69	0,43	0,29	178,70	1,6	49,22	225,97	474,79
4,8	0,59	0,45	12,25	3,0	"	"				176,69	0,44	0,30	182,24	1,8	55,37	232,06	426,55
5,0	0,81	0,62	16,82	3,0	"	"				176,69	0,45	0,30	188,39	2,0	61,52	238,21	491,42
5,2	1,20	0,92	24,92	3,0	"	"				176,69	0,46	0,31	190,53	2,2	67,67	244,36	459,81
5,4	1,35	1,35	46,35	3,0	"	"				176,69	0,47	0,32	194,67	2,4	73,82	250,57	481,53
5,6	2,44	1,88	50,48	3,0	"	"	0	36,42	0	176,69	0,48	0,32	198,81	2,6	79,98	256,67	506,76
5,8	3,25	2,50	67,50	2,8	"	164,91	0,2	"	42,74	207,05	0,49	0,33	202,95	2,8	86,13	262,78	563,63
6,0	3,94	3,03	87,83	2,6	"	153,13	0,4	"	84,29	237,92	0,50	0,34	207,09	3,0	92,28	330,24	619,76
6,2	4,71	3,62	97,82	2,4	"	141,35	0,6	"	125,43	267,78	0,55	0,37	227,80	3,2	98,43	366,27	637,83
6,4	5,55	4,22	114,02	2,2	"	129,57	0,8	"	168,57	298,74	0,60	0,41	248,51	3,4	104,58	402,72	765,25
6,6	6,14	4,72	127,52	2,0	"	117,79	1,0	"	210,72	328,57	0,65	0,44	263,22	3,6	110,74	439,25	835,99
6,8	6,55	4,96	133,96	1,8	"	106,01	1,2	"	252,86	358,87	0,70	0,47	289,93	3,8	116,89	475,76	898,65
7,0	6,39	4,92	133,72	1,6	"	94,23	1,4	"	295,00	389,23	0,75	0,51	310,64	4,0	123,04	512,27	956,63
7,2	6,23	4,79	129,39	1,4	"	82,96	1,6	"	337,15	419,61	0,80	0,54	331,15	4,2	129,19	548,80	1009,54
7,4	6,12	4,71	127,71	1,2	"	70,68	1,8	"	379,29	449,97	0,85	0,57	352,06	4,4	135,34	585,31	1069,98
7,6	6,08	4,68	126,28	1,0	"	58,40	2,0	"	421,43	480,33	0,92	0,55	339,64	4,6	141,50	621,83	1088,35
7,8	5,97	4,59	123,39	0,8	"	47,12	2,2	"	463,58	510,70	0,93	0,53	327,21	4,8	147,65	658,35	1103,55
8,0	5,81	4,47	120,67	0,6	"	35,84	2,4	"	505,72	541,06	0,97	0,56	407,76	5,0	153,80	694,87	1217,29
8,2	5,58	4,29	115,89	0,4	"	23,56	2,6	"	547,86	571,92	1,20	0,81	497,03	5,2	159,95	731,37	1344,29
8,4	5,65	4,35	117,35	0,2	"	12,28	2,8	"	590,01	602,79	1,47	0,99	608,86	5,4	166,10	767,89	1496,70
8,6	7,02	5,40	145,80	0	"	0	3,0	"	632,15	632,15	1,77	1,20	733,71	5,6	172,26	804,42	1682,32

TABEL XXX-b. — Continue berekening van het grensdragvermogen van Paal VI (Ds. E)

b) De paal steekt minder dan 3 m in de zandlaag

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23
Diepte L	Diepte z in zand- laag	$W_{plug}$	$D_e$	$d_g, D_e$	$q_{r,plug}$	$q_{r,plug}$	$C_{k,d,m}$	$f_{s,S,CPT}$	$e$	$\chi_{netto}$	$F_{s,plug,S}$	$L_{be,l}$	$f_{s,be,l}$	$F_{s,be,l}$	$d_g$	$q_{r,v}$	$W_{v,netto}$	$q_{r,v}$	$L_{bo}$	$F_{s,bo}$	$F_s$	$Q_r$
m	m	cm <sup>2</sup>	cm	MN/m <sup>2</sup>	MN/m <sup>2</sup>	kN	MN/m <sup>2</sup>	kN/m <sup>2</sup>	cm	m	kN	m	kN/m <sup>2</sup>	kN	MN/m <sup>2</sup>	MN/m <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup>	kN	m	kN	kN	kN
8,6	0	270,00	18,80	7,03	5,40	145,80	7,32	36,60	0	2,1854	0	3,0	56,42	632,15	1,77	1,20	6130,00	733,71	5,6	172,26	804,41	1683,32
8,8	0,2	290,13	19,22	10,43	8,02	232,80	12,23	61,15	0,32	2,1227	26,57	2,8	"	590,01	2,10	1,42	6709,87	866,94	5,8	178,41	794,39	1894,73
9,0	0,4	310,27	19,88	14,62	11,25	348,39	18,51	92,35	0,63	2,1600	79,36	2,6	"	547,86	2,44	1,65	6089,73	1003,98	6,0	184,56	812,38	2165,35
9,2	0,6	330,40	20,51	17,71	13,62	450,74	22,23	111,15	0,95	2,1473	143,20	2,4	"	505,72	2,77	1,87	6069,60	1116,00	6,2	190,71	839,63	2425,77
9,4	0,8	350,53	21,13	18,92	14,55	510,12	24,00	120,00	1,27	2,1346	204,92	2,2	"	463,58	3,08	2,08	6049,47	1258,94	6,4	196,86	865,36	2634,42
9,6	1,0	370,67	21,72	18,91	14,54	539,09	24,24	121,20	1,59	2,1219	257,78	2,0	"	421,43	3,37	2,28	6029,33	1372,89	6,6	203,02	887,63	2793,61
9,8	1,2	390,80	22,31	18,59	14,30	558,94	23,98	119,90	1,90	2,1092	303,48	1,8	"	379,29	3,64	2,46	6009,20	1477,84	6,8	209,17	891,94	2928,72
10,0	1,4	410,93	22,87	18,34	14,11	579,73	23,37	116,85	2,22	2,0965	342,97	1,6	"	337,15	3,87	2,61	5989,07	1566,06	7,0	215,32	895,44	3041,23
10,2	1,6	431,07	23,43	18,23	14,07	606,98	22,80	114,00	2,54	2,0838	380,09	1,4	"	295,00	4,10	2,77	5968,93	1653,55	7,2	221,47	896,56	3155,59
10,4	1,8	451,20	23,97	18,18	14,22	641,57	22,35	111,75	2,86	2,0711	416,61	1,2	"	252,86	4,30	2,91	5948,80	1728,37	7,4	227,62	897,09	3267,03
10,6	2,0	471,33	24,50	18,17	14,44	680,69	22,12	110,50	3,17	2,0584	455,33	1,0	"	210,72	4,49	3,03	5928,67	1798,63	7,6	233,78	899,83	3479,32
10,8	2,2	491,47	25,02	18,21	14,85	729,36	21,86	109,30	3,49	2,0457	497,92	0,8	"	168,57	4,76	3,22	5908,53	1900,31	7,8	239,93	900,42	3530,69
11,0	2,4	511,60	25,52	18,29	15,30	782,70	21,99	109,35	3,91	2,0330	536,48	0,6	"	126,43	5,14	3,47	5888,40	2045,03	8,0	246,08	908,99	3736,77
11,2	2,6	531,73	26,02	20,03	15,41	819,34	22,05	110,25	4,13	2,0204	579,13	0,4	"	84,29	5,62	3,80	5868,27	2228,36	8,2	252,23	915,65	3963,35
11,4	2,8	551,87	26,51	19,96	15,35	847,76	21,98	109,90	4,44	2,0077	617,80	0,2	"	42,14	6,16	4,16	5848,13	2434,09	8,4	258,38	918,32	4199,57
11,6	3,0	572,00	27,00	19,86	15,28	877,84	21,89	109,45	4,76	1,9950	655,06	0	"	0	6,77	4,57	5828,00	2665,92	8,6	264,54	919,60	4423,36

$$\frac{D_{e,v}}{D_{e,s}} = \frac{90,27}{18,80} = 4,80 \quad (362)$$

$$\alpha = \frac{1}{1,48} \quad (363); \quad q_{r,v} = \frac{d_g}{1,48} \quad (724)$$

kolom 14 :  $Q_{r,v} = q_{r,v} \omega_{v,netto} = 6130 q_{r,v} \quad (725)$

kolom 15 : lengte van het bovenstuk van de ligger in de grond

$$L_{bo} = L - 3,00 \quad (725a)$$

kolom 16 : Men heeft

$$f_{s,bo} = 20 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}; \quad \chi = 1,538 \text{ m}$$

$$F_{s,bo} = 20 \times L_{bo} \times 1,538 \quad (726)$$

kolom 17 :  $F_s = F_{s,be} + F_{s,bo} \quad (727)$

kolom 18 :  $Q_r = Q_{r,b} + Q_{r,v} + F_s \quad (728)$

b) de paal steekt minder dan 3 m in de zandlaag  
Tabel XXX-b

De kolommen 1 t/m 7; 9 t/m 12; 14, 15, 17 en 21 vereisen geen nadere verklaring.

Kolom 8 : gemiddelde waarde van de conusweerstand over hoogte van de plug  $C_{k,d,m}$

Kolom 13 : lengte van het benedenstuk van de ligger in het leemhoudend fijnzand  $L_{be,l}$

Kolom 16 :  $d_g$  voor  $D_e = 90,27$  cm (fig. 3E)

Kolom 18 :  $\omega_{v,netto} = \omega_v - \omega_{plug} \quad (729)$

Kolom 19 :  $Q_{r,v} = q_{r,v} \omega_{v,netto} \quad (730)$

Kolom 20 :  $L_{bo}$  lengte van het bovenstuk van de ligger: formule (725a)

Kolom 22 :  $F_s = F_{s,plug,S} + F_{s,bo} + F_{s,be,l} \quad (731)$

Kolom 23 :  $Q_r = Q_{r,plug} + Q_{r,v} + F_s \quad (732)$

c) paal meer dan 3 m in de zandlaag  
Tabel XXX-c

De kolommen 1 t/m 4, 6, 7, 9, 10 en 12 vereisen geen nadere verklaring.

Kolom 5 : gemiddelde waarde van de conusweerstand over de lengte van de plug  $C_{k,d,m}$

Kolom 8 :  $d_g$  voor  $D_e = 90,27$  cm (fig. 3E)

Kolom 11 :  $L_{bo}$  lengte van het bovenstuk van de ligger in de grond (formule 725a)

Kolom 13 :  $F_s = F_{s,plug,S} + F_{s,bo} \quad (733)$

Kolom 14 :  $Q_r = Q_{r,plug} + Q_{r,v} + F_s \quad (734)$

De resultaten der berekeningen voor paal VI zijn op figuur 29 voorgesteld, waarop ook de proefondervindelijke waarden der paalbelastingsproef en de waarden voorspeld met de dynamische methoden zijn aangegeven.

### § 10. Resultaten verkregen met de methode van het TNO-Delft

Op de 12 palen werden door het TNO dynamische proeven verricht. In deze proeven laat men een stalen

TABEL XXX-c. — Continue berekening van het grensdragvermogen van Paal VI (Ds. E)

c) Paal meer dan 3 m in de zandlaag

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
Diepte L	$d_g$ $D_e = 270 \text{ mm}$	$q_{r,plug}$ f. 668	$Q_{r,plug}$ f. 669	$C_{k,d,m}$ over plug	$f_{s,plug,S}$ f. 670	$F_{s,plug,S}$ f. 672	$d_g$ $D_e = 90,27 \text{ mm}$	$q_{r,v}$ f. 724	$Q_{r,v}$ f. 725	$L_{bo}$ f. 725a	$F_{s,bo}$ f. 726	$F_s$ f. 733	$Q_r$ f. 734
m	MN/m <sup>2</sup>	MN/m <sup>2</sup>	kN	MN/m <sup>2</sup>	kN/m <sup>2</sup>	kN	MN/m <sup>2</sup>	MN/m <sup>2</sup>	kN	m	kN	kN	kN
11,6	19,86	15,28	837,84	21,89	109,45	655,06	6,77	4,57	2665,92	8,6	264,54	919,60	4423,36
11,8	20,49	16,11	921,36	22,67	113,35	678,40	7,92	5,01	2921,88	8,8	270,69	949,09	4792,33
12,0	20,75	15,96	913,00	23,15	115,75	692,76	8,05	5,44	3169,96	9,0	276,84	969,60	5052,56
12,2	20,26	15,58	891,44	22,68	113,40	678,70	8,61	5,82	3390,48	9,2	282,99	961,69	5243,61
12,4	20,09	15,45	883,96	22,02	110,70	658,95	9,13	6,17	3595,25	9,4	289,14	948,09	5427,30
12,6	19,81	15,24	871,64	21,62	108,10	646,98	9,64	6,51	3796,08	9,6	295,30	942,28	5610,00
12,8	19,41	14,93	854,04	21,58	107,90	645,78	10,15	6,86	3996,91	9,8	301,45	947,23	5798,18
13,0	18,86	14,51	829,84	21,84	109,20	653,56	10,70	7,23	4213,99	10,0	307,60	961,16	6004,49
13,2	18,38	14,14	808,72	21,94	109,70	656,55	11,26	7,61	4434,01	10,2	313,75	970,30	6213,03
13,4	18,10	13,92	796,40	22,03	110,75	659,25	11,81	7,98	4650,59	10,4	319,90	979,15	6426,74
13,6	17,89	13,76	787,16	22,08	110,40	660,74	12,36	8,35	4867,17	10,6	326,06	986,80	6641,13
13,8	17,69	13,61	778,36	22,09	110,45	661,04	12,88	8,70	5071,94	10,8	332,21	993,25	6843,55
14,0	17,35	13,35	763,40	22,56	112,80	675,11	13,43	9,07	5288,52	11,0	338,36	1013,47	7065,39
14,2	16,75	12,88	737,00	23,03	115,15	689,17	13,89	9,39	5469,66	11,2	344,51	1033,68	7240,34

gewicht van 20 kN op de paalkop vallen, waarbij de krachten en bewegingen van de paal worden opgemeten.

**TABEL XXXI — Voorspelling van het draagvermogen van palen te Kallo volgens de methode TNO in kN**

Paal	Basis	Wrijving	Totaal
I	2850	2550	5400
II	2300	4000	6300
III	2900	3200	6100
IV	3450	1600	5050
V	2800	2800	5600
VI	2500	3700	6200
VII	2200	3700	5900
VIII	2200	3700	5900
IX	2800	800	3600
X	3700	2000	5700
XI	3000	6200	9200
XII	2300	2000	4300

De methode is beschreven door van Koten 1979.

De door TNO voorspelde waarden voor de basisweerstand, de wrijvingsweerstand en de totale weerstand zijn in de Tabel XXXI gegeven.

### § 11. Critische vergelijking van alle verkregen waarden van het grensdragvermogen uit metingen en berekeningen

Alle opgemeten en met diverse methoden berekende waarden zijn in de Tabel XXXII verzameld.

In deze tabel vindt men vooreerst voor de 4 statisch beproefde palen, de waarden van de grenslast  $Q_l$  (dubbel log diagram) en van de conventionele breuklast  $Q_r^{conv}$ , overeenstemmend met een relatieve indringing gelijk aan 10% van de equivalente paal- of plaatdiameter. Een eerste vaststelling is, dat voor palen waar de weerstand onder de punt en onder de verbredingsplaat een niet verwaarloosbaar gedeelte van de totale weerstand levert, beide waarden een niet verwaarloosbaar verschil vertonen (zie b.v. paal VI met plaat 0,80 m x 0,80 m).

Als men derhalve de betekenis van een of andere berekeningsmethode wil afwegen, dient men vooreerst juist te stellen welke statische grootheid men wil voorspellen. In vele dynamische methoden verwaarloost men vaak deze nochtans zeer belangrijke inlichting te verstrekken.

In de 5e kolom van de Tabel XXXII zijn de waarden aangegeven die door Goble voor de palen I t/m III uit de Cap-wap analyse werden afgeleid. Bovendien maakt deze analyse het ook mogelijk aan te geven hoe de statische reacties over de paallengte zijn verdeeld.

Volgens Goble heeft men de verdeling aangegeven in Tabel XXXIII.

De firma Goble heeft ook een analyse gemaakt voor de palen waar metingen volgens de Case-methode werden uitgevoerd. Door correlatie met de 3 palen voor dewelke tegelijk de Cap-wap en de Case-Methode werden toegepast, komt Goble tot de conclusie dat om de resultaten der Case-Methode in het geval van Kallo te correleren met de uiteraard als juist beschouwde resultaten van de Cap-wap methode, in de berekeningen met de Case-methode een dempingsfactor  $J_c = 0,3$  dient te worden ingevoerd, om de statische indringingsweerstand te voorspellen.

Opmerking verdient dat in beide methodes als statische weerstand de grenslast beantwoordend aan het criterium van Davisson wordt beschouwd. Deze grenslast kan zonder grote fout met deze afgeleid uit het dubbel log diagram worden gelijkgesteld. De waarden door Goble verkregen met de Case Methode voor de 10 beproefde palen  $J_c = 0,3$  zijn in kolom 6 van Tabel XXXII aangegeven. Het blijkt inderdaad dat voor de 3 palen I t/m III een vrij goede overeenstemming tussen de Cap-wap en de met  $J_c = 0,3$  berekende Case waarde bestaat.

De aldus verkregen waarden dienen met in de kolom 3 aangegeven gemeten grenslasten te worden vergeleken. Vastgesteld kan worden dat beide methodes systematisch te lage waarden leveren.

Een mogelijke verklaring is dat de Cap-wap en Case-methode steunen op metingen die tijdens het inheien van de paal worden uitgevoerd; alsdan heeft de grond nog niet de gelegenheid gehad zich omheen de paal te herschikken en het is dus mogelijk dat de statische weerstand alsdan kleiner is, dan nadat voldoende tijd is verlopen om deze herschikking mogelijk te maken. Welnu de statische paalbelastingsproeven werden minstens 2 maand na het inheien uitgevoerd.

Voor het overige geven de Cap-wap en Case-methode een vrij goed oordeel van de relatieve waarde der 4 beproefde palen (zie tabel XXXIV).

In de Tabel zijn de palen per stijgende grenslast geïnclassificeerd. Het blijkt wel dat de voorspelling uit de dynamische methoden dezelfde rangschikking als deze verkregen uit de statische proefbelastingen aangeeft. Wel worden voor de verhoudingscoëfficiënten door de Goble methode hogere waarden gevonden. Dit komt doordat de grenslast van de paal I, die een wrijvingspaal is wellicht in belangrijke mate wordt onderschat, hetgeen de verklaring van het verschil in statische grensdragvermogen onmiddellijk na het

**TABEL XXXII — Vergelijking van de verschillende voorspellingswijzen van het grensdragvermogen en van de resultaten van de proefbelastingen te Kallo**

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	
Paal	Diepte onder bovenkant ophoging m	Proefbelasting Grenslast $Q_{\ell}$ $Q_r$		Cap wap	Methode Case $J_c = 0,3$ $J_c = 0,1$		TNO	Diepsondering	Methode Rijksinstituut voor Grondmechanica kN	
		kN	kN	kN	kN	kN	kN		kN	
I	18	3100	3200	2230	2160	3090	5400	C	3225,8	
II	15	6200	7000	5680	5860	6540	6300	D	6859,4	
III	14	-	-	3410	3510	4560	6100	F	4685,2	
	14,5	4600	5400							
IV	16					3485	5050	N	4079,7	
	18									4422,6
V	15				3200	4705	5600	H	4812,2	
	15,5									4439,5
	18,0									
VI	14	6000	7500			5485	6200	E	6992,4	
	14,25									7137,9
VII	15,50				3820	4525	5900	J	5576,1	
	16,00									
	18,70									
	19,00									
VIII	16,0				3840	4525	5900	L	5626,1	
	18,0									5449,8
IX	19,0						3600	G	2757,5	
X	16					4061	5700	I	3593,2	
	19									3379,0
XI	15					5150	9200	K	4199,5	
	19									4266,4
XII	14,0				3880	4580	4300	M	3988,5	
	16,0									
	18,5									4260,5

**TABEL XXXIII — Verdeling van de statische weerstand volgens de Cap-wap methode (Goble)**

Paal	Lengte m.	Mantelwrijving kN	Puntweerstand kN	Weerstand op de verbreding basiszijdelings kN	Totaal kN
I	18	2050	180	0	2230
II	15	2510	370	2800	5680
III	14	1530	350	1530	3410



TABEL XXXIV — Relatieve waarde van het draagvermogen der palen

Lengte	Paal	Grenslast $Q_{\ell}$ kN	onderlinge verhouding	$Q_{\ell}^{Cap-wap}$	onderlinge verhouding	$Q_{\ell}^{case}$	onderlinge verhouding
18	I	3100	1	2230	1	2160	1
14,5	III	4600	1,49	3410 (14m)	1,54	3510 (14m)	1,64
14,25	VI	6000	1,93			5290	2,45
15	II	6200	2,00	5680	2,54	5860	2,70
←————— proefbelasting —————→				←————— Cap-wap —————→		←————— Case ( $J_c = 0,3$ ) —————→	

heien en enkele maanden later kracht bijzet. Inderdaad, alles laat vermoeden dat het bijzonder de wrijving is, die met de tijd toeneemt, en dat dit veel minder het geval is voor de weerstand onder het uiteinde en onder de verbredingsplaten.

Aangezien het blijkt dat de case methode voor de 4 proefpalen een behoorlijke waardeclassering blijkt te geven, kan worden vermoed dat dit ook voor de niet statisch beproefde palen het geval zal zijn.

Voor de 8 palen waarop de Case methode is toegepast, zou de classering, in stijgende waarde van de grenslast derhalve zijn:

Paal	L m	Grenslast Case kN	onderlinge verhouding
I	18	2260	1
V	15,5	3200	1,48
III	14	3510	1,63
VII	15,5	3820	1,77
VIII	16	3840	1,78
XII	14	3880	1,79
VI	14,25	5290	2,45
II	15	5860	2,70

Wel dient te worden opgemerkt dat de case methode niet werd toegepast, toen de palen hun einddiepte bereikten, doch wel in een tussengelegen stand!

Aangezien de Cap wap en de Case methode met  $J_c = 0,3$  te lage waarden geven voor de statische weerstand na 2 maand rust, heeft Arbed de Case methode toegepast met een dempingsfactor  $J_c = 0,1$ . De aldus verkregen waarden zijn in de kolom 7 der tabel XXXII aangegeven. Voor de 3 beproefde palen I tot III stelt men thans een veel betere overeenkomst tussen de opgemeten en berekende grenslast vast. Opgemerkt moet worden dat men voor de andere palen meestal geen waarden geeft wanneer de totale inheidiepte werd bereikt, doch enkel de waarden voor tussengelegen gevallen.

Om die reden zijn de berekeningen uitgaande van de diepsonderingen hernomen voor palen welke op de tussengelegen diepten zouden zijn opgehouden.

Alle resultaten voor deze tussendiepten zijn in de 10e kolom der Tabel XXXII gegeven.

Tenslotte zijn alle proefondervindelijke waarden en de met diverse methoden verkregen waarden onverzettelijk in de Tabel XXXII verzameld.

De dynamische proeven verricht door het TNO, werden verricht op de palen nadat ze reeds verschillende weken waren ingeheid. Hier kan de tijdsfactor dus niet spelen. Verder weet men niet welke waarde het TNO programma (grenslast of conventionele breuklast) op het oog heeft.

Het doorlopen van de waarden gegeven door TNO toont aan dat van de statisch proefbelaste palen, TNO voor 2 palen (I en III) waarden voorspelt welke belangrijker groter zijn dan de conventionele breuklast en voor 2 palen (II en VI) waarden lichtjes groter doch praktisch gelijk aan de grenslast.

De waarden verkregen met de methode der diepsonderingen geven waarden welke vrij dicht de conventionele breuklast doch meestal aan de lage kant ervan zijn gelegen.

Uit ervaring blijkt, dat wanneer men te maken heeft met palen, welke diep in de draagkrachtige laag reiken (d.i. onder de kritische diepte) de aangewende methode uit de diepsonderingen meestal met de conventionele breuklast overeenstemt. Voor „ondiepte” palen, dit zijn palen welke in de draagkrachtige lagen minder diep reiken dan de kritische diepte, komt de voorspelling meestal met de grenslast overeen. Aangezien het in het huidig geval gaat om diepe palen, dient de voorspelling uit de diepsonderingen met de conventionele breuklast te worden vergeleken.

Tenslotte heeft Arbed vastgesteld dat uit de metingen met de Case methode, men door invoering van een dempingsfactor  $J_c = 0,1$ , voor de 4 statisch beproefde palen waarden verkrijgt die betrekkelijk dicht bij de grenslast zijn gelegen, en dus ietwat lager zijn dan deze voorspeld met de methode der diepsonderingen, wanneer men dezelfde diepten beschouwt.

Men kan tenslotte concluderen dat voor de „diepe” palen van Kallo twee methoden ter beschikking staan om het grensdragvermogen te voorspellen:

- 1°) de methode steunend op de resultaten van de diepsonderingen, ter voorspelling van de conventionele breuklast;
- 2°) de dynamische case methode, gesteund op metingen tijdens het heien, en met invoering van de dempingsfactor  $J_c = 0,1$ , voor de voorspelling van de grenslast der palen, voldoende tijd na het inheien.

Verder blijkt dat de Cap-Wap methode en de Case-methode met  $J_c = 0,3$ , steunende op metingen tijdens het inheien, te lage waarden voorspellen voor de grenslast van palen, voldoende lange tijd na het inheien.

Tenslotte geeft de methode TNO, nochtans vericht lange tijd na het inheien, waarden die soms groter dan de conventionele breuklast zijn, en soms meer met de grenslast overeenstemmen.

In de Tabel XXXV, heeft men de waarden der palen gerangschikt in stijgende orde van de grenslast voorspeld door de Case-methode  $J_c = 0,1$ . In de 4e kolom heeft men de waarden aangegeven die voor de conventionele breuklast uit de diepsonderingen werden afgeleid.

Bij de vergelijking van de aangegeven waarden, dient men het volgende in acht te nemen:

- 1°) Aangezien de Case-methode tracht de grenslast te voorspellen, en de CPT methode de conventionele breuklast, dient in principe de  $Q_{r,CPT}$  waarden groter dan de  $Q_i^{case}$  waarden te zijn. Dit is het geval voor 8 palen op de 12.
- 2°) Het onderscheid tussen grenslast en conventionele breuklast is des te groter, naarmate de bijdrage van de weerstand onder de basis en de verbredingsplaat in het totaal draagvermogen groter is.

TABEL XXXV

		Case $J_c = 0,1$	
	m	$Q_i^{case}$ kN	$Q_{r,CPT}$ kN
IX	19	-	2757,5
I	18	3090	3225,8
IV	16	3485	4079,7
X	16	4061	3593,2
VII	16	4525	5576,1
VIII	16	4525	5626,1
III	14	4560	4685,2
XII	16	4580	4340,2
V	15	4705	4812,2
XI	15	5150	4199,5
VI	14	5485	6992,4
II	15	6540	6859,4

Dat geldt dus ook voor het onderscheid tussen de  $Q_i^{case}$  en  $Q_{r,CPT}$  waarden. Voor nagenoeg zuivere wrijvingspalen (Paal I) is het onderscheid gering, voor palen met een grote verbredingsplaat (paal VI) is het onderscheid groot.

- 3°) Om veiligheidsredenen werd uit de verschillende mogelijkheden van al dan niet plugvorming, steeds de laagste waarde genomen. Het is echter niet uitgesloten, dat de hogere waarde meer met de werkelijkheid zou overeenstemmen.

Wanneer men met deze overwegingen rekening houdt, wordt globaal tot een vrij goede overeenstemming tussen de  $Q_i^{case}$  en de  $Q_{r,CPT}$  waarden besloten.

(wordt voortgezet)

## ETUDE DE LA CAPACITE PORTANTE DE PIEUX-POUTRELLES

Le texte du résumé français est inséré intégralement dans la fascicule 3/1982 à la page 241.

# CHRONIQUES-KRONIEKEN

## Nederland

### ONDERSTEUNING IN INNOVATIE EN TOEPASSING VAN NIEUWE TECHNIEKEN EN MATERIALEN IN DE „NATTE” WATERBOUWKUNDE

gen en konstrukties. Veel van deze ontwikkelingen, en de daarbij opgedane kennis en ervaring vloeien voort uit het zogenaamde praktijkonderzoek, waarin met name de afdeling Ontwikkeling Nieuwe Werk-

Een van de belangrijke neveneffecten van de bouw van de stormvloedkering en de andere Deltawerken is dat er een groot aantal nieuwe materialen en technieken ontwikkeld is t.b.v. waterbouwkundige toepassin-



Fig. 1

methoden van het Ministerie van Verkeer en Waterstaat — Deltadienst een belangrijk aandeel heeft.

Genoemde afdeling beschikt over faciliteiten zoals een stroomgoot in Lith aan de Maas, proefbassins en trekbanken te Schelphoek en over medewerkers die veel ervaring hebben met het onderzoeken van uiteenlopende waterbouwkundige problemen.

### Verleden, heden en toekomst

Natte waterbouw is de afgelopen 25 jaar een heel ander vak geworden. Eeuwenoude tradities zijn radicaal vernieuwd. De materialen zijn vervangen — dat kon onder meer door de snelle ontwikkeling van kunststoffen —, de technieken zijn veranderd: dat moest, omdat arbeid schreeuwend duur werd. Bovendien moesten steeds grotere werken worden gemaakt. De Deltawerken hebben bij die vernieuwing een voortrekkersrol vervuld. Met minder gecompliceerde werken begonnen, groeide dit project elk jaar naar meer omvangrijke en moeilijke taken toe. Nu staat de beteugeling van de Oosterschelde voor de deur, een reusachtig karwei, waar internationale belangstelling voor bestaat.

De problemen van de natte waterbouw zijn complex geworden, en ze vragen om snelle en economisch haalbare oplossingen. Daarvoor is de afdeling Ontwikkeling Nieuwe Werkmethoden onmisbaar gebleken. Vanaf de oprichting in 1956 maakt deze afdeling deel uit van de Deltadienst. In 1976 werd ONW toegevoegd aan het team dat belast is met het ontwerp en de bouw van de stormvloedkering in de mond van de Oosterschelde.

Sedertdien zijn de taken en de faciliteiten van de afdeling ONW spectaculair gegroeid. Technische adviezen worden verstrekt en materialen beproefd. In samenwerking met wetenschappelijke instituten in het gehele land verstrekt ONW thans expertise aangaande de uitvoerbaarheid van bij het ontwerp van de Oosterschelde-kering veronderstelde uitvoeringstechnieken. Materiaalbeproeving is daarnaast een van haar hoofdtaken.

Wanneer de Deltawerken in 1986 tot een einde komen, zal de totale expertisevaardigheid die bij deze werken werd opgedaan, een hoogtepunt hebben bereikt. Die deskundigheid en vaardigheid mogen voor Nederland niet verloren gaan. Er worden dan ook plannen uitgewerkt om ze op duidelijke en gestructureerde wijze bereikbaar te maken voor alle Nederlandse waterbouwers. ONW zal bij deze overdracht van kennis een bemiddelende rol vervullen.

### Aard der activiteiten

#### a) algemeen

ONW heeft in de 25 jaar van haar bestaan meegewerkt aan talloze nieuwe ontwikkelingen, en bij vele

vernieuwingen het voortouw genomen. Dit betrof zowel materiaalonderzoek en materiaaltoepassing als uitvoeringstechniek. Puntsgewijs:

#### Materiaal-onderzoek o.a.

##### asfalt:

- duurzaamheid
- stroombestendigheid
- keuringssystemen

##### kunststoffen:

- duurzaamheid onder en boven water
- sterkte
- waterdoorlatendheid en zanddichtheid
- keuringssystemen

#### Materiaal-toepassing o.a.

##### asfalt:

- steenasfaltmatten
- verpakt zandasfalt
- mastiek voor bodembeschermingen

##### kunststoffen:

- wiepen van kunststof
- zoolstukken
- stukken met vaste ballast, zoals grindworstenmatten en betonblokkenmatten

#### Uitvoeringsmethodiek o.a.

- materiaaloverslag
- wiepenspinmachines
- rolzates
- asfaltschip met groot dieptebereik
- steenstorters
- kabelbanen

#### b) specifiek voor de Oosterschelde-kering

Bij het ontwerp van de Oosterschelde-kering heeft ONW aan vrijwel alle onderdelen meegewerkt. Meestal ging het hier om het ontwerpen en beproeven van alternatieve oplossingen, en de evaluatie daarvan. Een overzicht van een aantal van deze onderdelen wordt gegeven in figuur 2.

Verder is ONW betrokken geweest bij het ontwerp van de oeververdedigingswerken voor de damvallen op de werkeilanden. De hier verworven kennis kan ook elders van nut zijn. Instanties, bedrijven en bureaus kunnen documentatie over de genoemde onderwerpen opvragen, of een research-contract aangaan voor het beproeven van materialen, waterbouwkundige constructies en uitvoeringstechnieken.

### Faciliteiten

#### — Schelphoek

Aan de werkhaven Schelphoek op Schouwen is een groot proevertrein gesitueerd, waar zowel te land als te water — en onder water — proeven en waarnemingen kunnen worden verricht onder getij-omstandigheden. Er is onder andere een bassin aanwezig van 4 m diep, 105 × 18 m groot, waarin met een drainage-systeem een gelijkmatige ontwatering in een gewenst tempo kan worden bereikt. Het bassin is opdeelbaar in compartimenten. In deze faciliteit kunnen op grote schaal tests worden uitgevoerd op geheel of gedeelte-

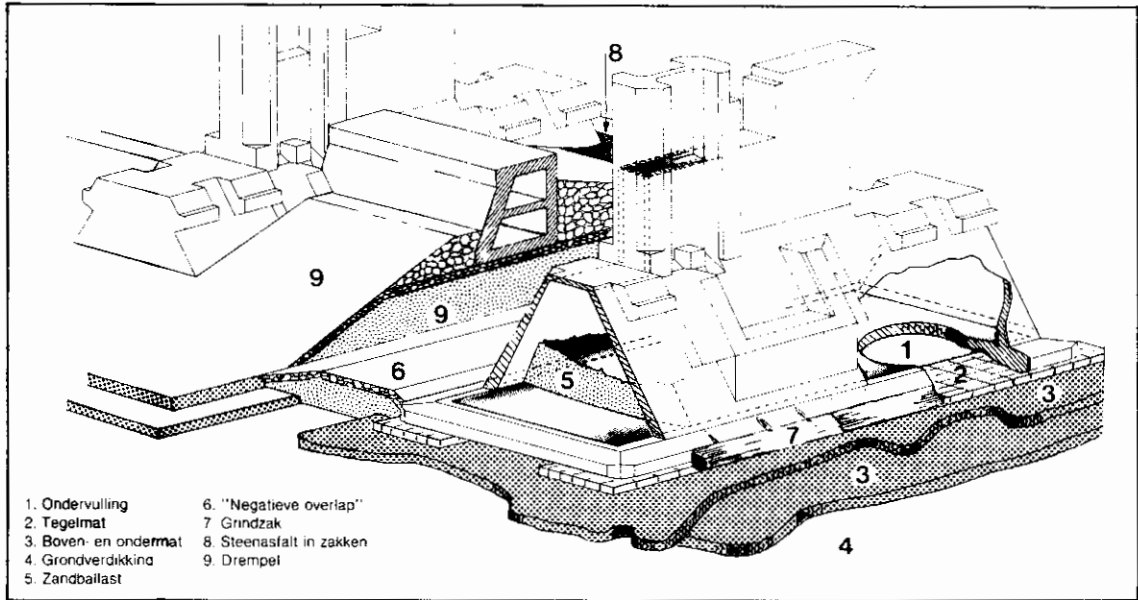
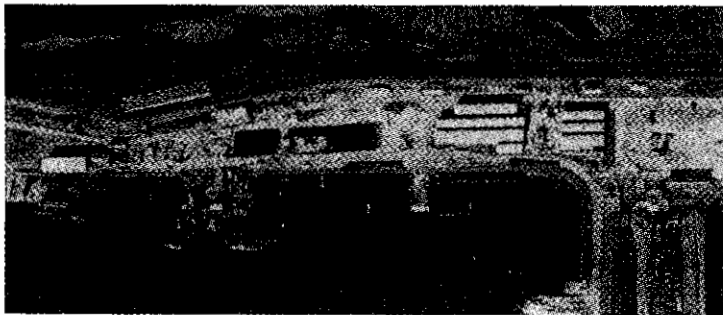


Fig. 2. — Dwarsdoorsnede pijlerdam.



3



4



5



6

Fig. 3. — Proefterrein te Schelphoek.  
 Fig. 4. — Betonnen proefbak te Kats.

Fig. 5. — Beproeving funderingsmat.  
 Fig. 6. — Tientons trekbank.

lijk onder water gelegen constructies. Te Schelphoek heeft ONW ook twee trekbanken: een met een maximale trekkracht van 1000 kN, en een van 100 kN. Hier worden onder andere kunststofweefsels beproefd op hun waterbouwkundige toepasbaarheid. Op de banken kunnen stukken doek met een maximale breedte van 3 meter worden getrokken. Natuurlijk is er in Schelphoek een goed uitgeruste werkplaats. Op basis van regioovereenkomsten staan daar bovendien rijdende kranen, laadschoppen en ander hulpmateriaal ter beschikking (fig. 3 à 6).

— *Kats*

De betonnen proefbak te Kats is na juli 1982 niet meer voor proeven beschikbaar.

— *Lith*

In het Brabantse Lith werkt ONW met een stroomgoot, ingebouwd in een voormalige vistrap naast een stuw in de Maas. De goot is 60 m lang en 2 m breed, en de normale waterdiepte bedraagt 2,5 meter. Met het debiet van de Maas en het verval ter plaatse kunnen in de stroomgoot snelheden worden bereikt van ruim 3 m per seconde, en in bijzondere gevallen wel 5 m/s. In deze goot worden grootschalige proeven uitgevoerd waarvoor een verhang over de constructie en/of een tamelijk tot zeer hoge stroomsnelheid essentieel is. Met een golfschot kunnen golven in de goot worden opgewerkt, tot 70 cm hoog. Voor verhangproeven op kleinere schaal heeft ONW te Lith ook een kleinere stroombak, die vaak wordt gebruikt

ter voorbereiding van een proef in de eigenlijke stroomgoot.

— *'Ursus'*

Proefnemingen op groot water, en de opbouw van meetopstellingen en hulpconstructies kunnen worden geëffectueerd met behulp van de 'Ursus', een drijvende bok met een hefvermogen van 40 ton.

Voor het uitvoeren van materiaal- en methodeproeven op praktijkschaal zijn omvangrijke faciliteiten nodig. Wie onderzoeken wil doen op de gebieden waar ONW actief is, kan zich de moeite en de grote investeringen sparen die voor de aanleg van proefopstellingen noodzakelijk zijn. ONW heeft ze, en is in de gelegenheid ze ook buiten het werk voor de Oosterschelde-kering om in te zetten voor aan haar op te dragen research.

Voor verdere nuttige inlichtingen kan men zich wenden tot:

ONW KANTOOR  
Havenplateau Burghsluis  
Postbus 5002/4328 ZV Burgh-Haamstede  
(Tel. (01115)5000 Telex 55456.

ONW PROEFTERREINEN  
Schelphoek, Werkhaven, Serooskerke, tel. 01117-1512  
Kats, Combinatie Oosterschelde, tel. 01109-255  
Lith, Werkterrein noordzijde stuw Alphen a/d Rijn, tel. 08876-1526  
Ursus, Mobilfoon A 1947.

# COMMUNICATIONS - MEDEDELINGEN

GROEPEMENT BELGE DE BETON  
Rue César Franck, 46  
1050 Bruxelles

BELGISCHE BETONGROEPERING  
César Franckstraat, 46  
1050 Brussel

## DEUXIÈME JOURNÉE BELGE DU BÉTON — TWEEDE BELGISCHE BETONDAG

**Jeudi 7 octobre 1982**  
Palais des Congrès Bruxelles

**Donderdag 7 oktober 1982**  
Paleis voor Congressen Brussel

### Programme

- 9 h 00 Accueil et inscription des participants — remise de la documentation
- 9 h 30 Allocution d'ouverture  
Prof. ir. A. Broucke  
président GBB
- 9 h 45 „Energie-aspekten van de bestanddelen van beton en van zijn fabrikage en verwerking”  
Prof. ir. P.C. Kreijger  
TH. Eindhoven
- 10 h 30 „Economie d'énergie en construction et en exploitation des routes”  
ir. J. Reichert  
Directeur du Centre de Recherches  
Routières
- 11 h 15 „Energiebehoefte(?) van gebouwen en hygrothermische eigenschappen van beton”  
ir. P. Caluwaerts  
Chef du laboratoire Hygrothermie  
CSTC
- 12 h 30 Lunch
- 14 h 00 „Energiebesparend bouwen met beton”  
ir. A. Onderbeke  
Ingénieur conseil FeBe
- 14 h 45 „Le béton dans l'exploitation, le transport et le stockage des nouvelles formes d'énergie”  
ir. R. Legros  
Ingénieur principal Tractionel  
Maître de Conférences à l'UCL
- 15 h 30 Questions-réponses  
Tous les orateurs
- 16 h 00 Conclusions  
Prof. ir. A. Broucke  
président GBB

### Programma

- 9 u 00 Ontvangst en inschrijving van de deelnemers — overhandigen van de dokumentatie
- 9 u 30 Openingstoespraak  
Prof. ir. A. Broucke  
voorzitter BBg
- 9 u 45 „Energie-aspekten van de bestanddelen van beton en van zijn fabrikage en verwerking”  
Prof. ir. P.C. Kreijger  
TH. Eindhoven
- 10 u 30 „Economie d'énergie en construction et en exploitation des routes”  
ir. J. Reichert  
Directeur van het Opzoekingscentrum  
voor de Wegenbouw
- 11 u 15 „Energiebehoefte(?) van gebouwen en hygrothermische eigenschappen van beton”  
ir. P. Caluwaerts  
Hoofd Labo Hygrothermie  
WTCB
- 12 u 30 Lunch
- 14 u 00 „Energiebesparend bouwen met beton”  
ir. A. Onderbeke  
Raadgevend-ingenieur FeBe
- 14 u 45 „Le béton dans l'exploitation, le transport et le stockage des nouvelles formes d'énergie”  
ir. R. Legros  
Hoofdingenieur Tractionel  
Docent aan de UCL
- 15 u 30 Vraag en antwoord  
Alle sprekers
- 16 u 00 Besluiten  
Prof. ir. A. Broucke  
voorzitter BBg

16 h 15 Proclamation des résultats du concours photo organisé par la Fédération de l'Industrie Cimentière

16 h 30 Cocktail et exposition des photographies primées

Traduction simultanée

16 u 15 Proklamatie van de uitslagen van de fotoprijs ingericht door het Verbond der Cementnijverheid

16 u 30 Cocktail en tentoonstelling van de bekroonde foto's

Er is simultaanvertaling

#### Modalités de participation

— Frais de participation (comprenant documentation, textes, café pendant les pauses et cocktail de clôture)

membres GBB 1.400 fr

non-membres 1.750 fr

— Supplément pour le lunch 1.000 fr (facultatif)

— Inscription: par renvoi d'une carte d'inscription, d'une lettre ou d'un bon de commande à

#### Groupement Belge du Béton

rue César Franck 46

1050 Bruxelles

et versement du montant dû au compte n° 310-0297200-78 du GBB/ABEM **avant le 25 septembre 1982**

Après cette date, les frais de participation seront augmentés de 250 francs.

#### Deelnemingsvoorwaarden

— Inschrijvingskosten (dokumentatie, teksten, koffie en cocktail)

BBg-leden 1.400 fr

niet-leden 1.750 fr

— Supplement voor lunch 1.000 fr (fakultatief)

— Inschrijving: door middel van inschrijvingskaart, een brief of bestelbon gericht aan

#### Belgische Betongroepering

César Franckstraat 46

1050 Brussel

en storting van het verschuldigde bedrag op rekening nr 310-0297200-78 van BBg/BVSM **vóór 25 september 1982**

Na deze datum worden de inschrijvingskosten met 250 fr verhoogd.

\* \* \*

Les informations ci-après ont été empruntées au *BULLETIN B-23/82* faisant partie des *PERIODICA AIPC 3/1982*, du mois d'août 1982.

Les deux premières concernent des *activités propres à l'AFPC* et n'ont, jusqu'à présent, pas encore fait l'objet de *Communications* dans les *Annales des Travaux Publics de Belgique*.

Au sujet des *Colloques AIPC de Copenhague* (du 30 mai au 2 juin 1983) et de *Venise* (les 29 et 30 septembre 1983), – dont question dans les deux communications suivantes, – une *Invitation préliminaire* a par contre déjà paru respectivement dans les fascicules 1-1982, pp. 69 à 72, et 2-1982, pp. 187 à 190, de ces *Annales*.

Comme il s'agit donc uniquement ici d'*informations complémentaires*, le lecteur voudra bien se référer tout d'abord à ces *Communications* antérieures.

De hierna verstrekte informatie werden ontleend aan het *BULLETIN B-23/82* deel uitmakend van de *IABSE PERIODICA 3/1982*, van de maand augustus 1982.

De eerste twee betreffen *activiteiten eigen aan de AFPC* en gaven, tot nu toe, geen aanleiding tot *Mededelingen* in het *Tijdschrift der Openbare Werken van België*.

Aangaande de *IABSE Colloquia te Kopenhagen* (van 30 mei tot 2 juni 1983) en te *Venetië* (op 29 en 30 september 1983), – waarvan sprake in de beide daaropvolgende mededelingen, – verscheen daarentegen reeds een *Voorafgaande Uitnodiging* respectievelijk in de afleveringen 1-1982, blz. 69 t.e.m. 70, en 2-1982, blz. 187 t.e.m. 190, van dit *Tijdschrift*.

Daar het hier dus enkel gaat om *bijkomende informatie*, wordt de lezer in de eerste plaats naar deze vorige *Mededelingen* verwezen.

\*



## Journée d'étude de l'AFPC

Paris, 25 novembre 1982

# INNOVATION DANS LE DOMAINE DES OUVRAGES D'ART EN BÉTON PRÉCONTRAIT

Les impératifs économiques actuels, qu'il s'agisse de la recherche d'économies pour la construction des ouvrages dans les pays développés ou d'une grande compétitivité à l'exportation, conduisent les entreprises et les bureaux d'études à innover dans le domaine des structures. Ces dernières années ont vu le développement d'idées nouvelles, comme la *précontrainte extérieure*, la *préfabrication partielle*, l'*assemblage à joints secs* de voussoirs préfabriqués, ... et d'autres idées semblent aujourd'hui prêtes à prendre le relais, comme la construction d'*ouvrages en treillis en béton précontraint*, ou les *structures composites acier-béton*.

L'Association Française des Ponts et Charpentes a donc décidé d'organiser une journée d'étude consacrée à l'*innovation dans le domaine des ponts en béton précontraint*, avec la collaboration de l'Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics.

Cette journée se déroulera, en langue française exclusivement, dans la salle de la Fédération Nationale du Bâtiment, 7, rue La Pérouse, Paris 16<sup>e</sup>.

Elle sera placée sous la présidence de M. Roger LACROIX, ancien président de la Fédération Internationale de la Précontrainte, et de M. Renaud FAVRE, Professeur à l'Ecole polytechnique fédérale de Lausanne et Conseiller Technique de la Commission III de l'AIPC, chargée des *ouvrages en béton précontraint*.

Cette journée d'étude intéressera directement les *ingénieurs d'étude* des entreprises, des bureaux d'études et des administrations, aussi bien que les *maîtres d'œuvre* et les *ingénieurs de travaux*, puisque beaucoup des idées qui y seront développées risquent d'être d'application courante d'ici quelques années.

### PROGRAMME

Accueil des participants à 8 h. 45.

Ouverture de la journée d'étude par M. Marcel HUET, Président de l'AFPC.

**Séance du matin**, sous la présidence de M. Roger LACROIX :

- *Evolution de la construction des ouvrages en béton précontraint*, par Roger LACROIX.

- *Construction au sol et mise en place par déplacement*, par Michel PLACIDI, Ingénieur en chef chez Dragages et Travaux Publics.

- *Discussion*.

- *Construction à l'avancement, sur cintre de pose ou par haubanage provisoire*, par Jacques COMBAULT, Ingénieur en chef chez Campenon Bernard.

- *Précontrainte extérieure au béton*, par Michel VIRLOGEUX, Chef de la Division des Ouvrages en Béton au SETRA.

- *Discussion*.

**Séance de l'après-midi**, sous la présidence de M. Renaud FAVRE :

- *Les grandes tendances internationales de la construction des ouvrages en béton précontraint*, par Renaud FAVRE.

- *Les ponts à haubans*, par Jacques MATHIVAT, Ingénieur-Conseil, Conseiller Technique au SNBATI.

- *Structures triangulées en béton précontraint*, par Pierre RICHARD, Directeur Scientifique de l'entreprise Bouygues.

- *Discussion*.

- *Préfabrication partielle des structures en caisson*, par Philippe LECROQ, Chef de la Division des Ouvrages d'Art au CETE de Lyon.

- *Structures composites acier-béton précontraint*, par Philippe MOREAU, Directeur des Etudes, et Pierre THIVANS, Ingénieur en Chef chez Campenon Bernard.

- *Discussion*.

- *Clôture* de la journée d'étude à 18 h. 15.

L'AFPC et l'ITBTP ont décidé d'organiser une *visite du Centre de Recherches de Saint-Rémy-les-Che-*

vreuse pour les ingénieurs étrangers qui participeraient à cette journée d'étude. Ils seront pris en charge à partir de l'ITBTP (9, rue La Pérouse, Paris 16<sup>e</sup>) le vendredi 26 novembre à 9 heures, et seront ramenés, en car, à Paris, en milieu d'après-midi. Leur déjeuner sera assuré à Saint-Rémy.

Toutefois, cette visite de Saint-Rémy ne sera assurée que s'il y a un minimum de dix personnes inscrites.

Les ingénieurs français qui souhaiteraient profiter de cette occasion pour visiter le Centre de Recherches de Saint-Rémy pourront s'inscrire, mais leur inscription ne sera prise en considération que dans la limite des places disponibles, fixée à une trentaine de personnes.

Les personnes intéressées devront se faire connaître auprès du :

Secrétariat de l'AFPC  
46, avenue Aristide-Briand  
F-92223 Bagneux  
Tél. 664.14.77, poste 590

Le *Bulletin d'inscription* peut être obtenu soit au Secrétariat ci-dessus de l'AFPC, Bagneux, soit au :

Secrétariat de l'AIPC  
ETH-Hönggerberg,  
CH-8093 Zürich (Suisse)  
Tél. : 01/377 26 47  
Telex : 822 186 IABS CH  
Télégr. : IABSE, Ch-8093 Zürich

\*

## JOURNÉES NATIONALES DE L'ASSOCIATION FRANÇAISE DES PONTS ET CHARPENTES

Paris, 15 et 16 mars 1983

Le groupe français de l'AIPC organise tous les quatre ans ses *Journées nationales*. Les informations suivantes sont destinées à tous les membres de l'AIPC, qui sont cordialement invités à participer à ces *Journées*.

Celles-ci se dérouleront en *langue française* exclusivement.

Le programme est le suivant :

### Thème 1 — Ponts métalliques

Rapporteur général : M. BRIGNON.

- *Evolution des ponts métalliques* (MM. DUGAS et MEHUE).
- *Usinage, contrôle de fabrication et montage des ponts métalliques* (MM. BACHELART, CROVILLE et LECROQ).
- *Recherches actuelles* (MM. BROZZETTI et FOUCRIAT).

### Thème 2 — Informatique et génie civil

Rapporteur général : M. WAHL.

- *L'informatique et le chantier* (MM. AUPERIN et VALLÉE).

- *Conception interactive et informatique graphique* (MM. BERNAERT, MASSONI, THÉRON et THIÉBAULT).
- *Modélisation des structures* (MM. CONVERSY et GUELLEC).

### Thème 3 — Politique de la qualité des ouvrages

Rapporteur général : M. MANTE.

- *Méthodes et moyens de contrôle de la qualité des ouvrages* (M<sup>me</sup> BRACHET, MM. BOIS et DAWANCE).
- *Organisation de la qualité* (MM. BRAULT et DARPAS).
- *Projet d'exécution et contrôle du projet d'exécution* (MM. CALGARO et TONELLO).

### Thème 4 — Enceintes de stockage

Rapporteur général : M. RORET.

- *Caractère des matériaux à très haute et très basse températures.*
- *Evolution de la conception des enceintes GNL et GPL* (MM. MOREAU et DUFRESNE).
- *Problèmes de calcul des enceintes GLN et GPL* (MM. CHEYREZY et PICAUT).

L'ensemble des communications et les rapports de synthèse établis par les différentes équipes de rapporteurs seront imprimés et diffusés avant les *Journées de l'AFPC*.

La *circulaire N° 1* présentant une introduction aux différents thèmes des *Journées*, de même que la *circulaire N° 2* — paraissant en octobre 1982 — conte-

nant le *programme définitif* ainsi que les *modalités* et le *prix d'inscription*, peuvent être obtenus auprès du

Secrétariat de l'AFPC  
46, avenue Aristide-Briand  
F-92223 Bagneux  
Tél. 664.14.77, poste 590

\*

## IABSE COLLOQUIUM 1983 ON

# SHIP COLLISION WITH BRIDGES AND OFFSHORE STRUCTURES

**Copenhagen, Denmark  
May 30 — June 2, 1983**

### *Complementary Information*

\* See also the *Preliminary Invitation and Call for Papers* on pp. 69 till 72 of Nr. 1-1982 of the *Annales des Travaux Publics de Belgique*.

#### **Technical programme**

Each working session will comprise *introductory lectures* and oral presentation of *selected papers*, followed by *discussion*.

Questions and discussion will be encouraged throughout the *Colloquium*.

The working sessions will deal with *six themes*:

*Theme A* : Case stories of recent ship collision accidents.

*Theme B* : Navigational aspects.

*Theme C* : Evaluation of collision probabilities.

*Theme D* : Evaluation of consequences of collisions.

*Theme E* : Acceptance criteria — accepted risk levels.

*Theme F* : Design assumptions and influence on design.

The programme will also include *visits to Danish research laboratories* for demonstration of ship collision model tests and ship navigation simulation methods.

#### **Introductory Report**

The *Introductory Report* containing the following papers will be published in *September 1982*. It may be ordered at *IABSE Secretariat*.

##### Theme A:

- *Accidents Involving Bridges* (A.G. Frandsen, Denmark)
- *Statistics on Collision Accidents Involving Offshore Structures* (P. Laheld, Norway)

##### Theme B:

- *Study of Marine Traffic Flows with Special Reference to Fixed Offshore Structures* (E.M. Goodwin, England)
- *Offshore Structures and Navigation Risk Management* (J. Puglisi, USA)
- *Safety of Bridges and Offshore Structures — The Role of Simulation* (J.S. Gardenier, USA)

##### Theme C:

- *Evaluation of Collision Probabilities for Offshore Structures* (M.J. Barratt, England)
- *Ship Collision Risk Assessment for Bridges Using Probability Models* (O. Damgaard Larsen, Denmark)

##### Theme D:

- *Evaluation of Ship-Bridge Pier Impact and of Islands as Protection* (V. Minorsky, USA)

- *Modelling of Ship Collisions against Protected Structures* (A. Hasle Nielsen et al., Denmark)
- *Means of Reducing the Consequences of Ship Collision with Bridges and Offshore Structures* (R. Saul and H. Svensson, Fed. Rep. of Germany)

Theme E:

- *Acceptable Levels of Risk for Technological Undertakings* (W.D. Rowe, USA)
- *Risk — A Subjective Notion Differently Perceived by the Individual, in Society and in Engineering* (J.-M. Planeix, France)

Theme F:

- *Design Assumptions and Influence on Design of Offshore Structures* (S. Fjeld, Norway)

- *Design Assumptions and Influence on Design of Bridges* (B. Højlund Rasmussen, Denmark).

**Call for papers**

Participants wishing to submit a paper are requested to send their camera ready papers to the Chairman of the Scientific Committee *not later than December 1, 1982*, according to the information given in the "Preliminary Invitation and Call for Papers".

**Further information**

Further information may be obtained from:

IABSE Secretariat  
ETH-Hönggerberg  
CH-8093 Zurich (Switzerland)

\*

**COLLOQUE AIPC 1983**

**RENFORCEMENT DES STRUCTURES DE BÂTIMENT  
DIAGNOSTIC ET THÉRAPIE**

**29 et 30 septembre 1983  
Venise, Italie**

*Information complémentaire*

\* Voir aussi l'*Invitation Préliminaire* parue dans le fascicule 2-1982, pp. 187 à 190, des *Annales des Travaux Publics de Belgique*.

**Programme**

*Session 1: Trois exposés*

- Politique de sauvegarde et de rénovation des ensembles historiques urbains;
- Restauration de monuments et de bâtiments;
- Problèmes structuraux liés à la restauration et au renforcement des bâtiments.

*Session 2: Inspection et documentation*

*Session 3: Modèles mathématiques et physiques*

*Session 4: Méthodes de renforcement.*

**Appel aux communications**

Délai: *1<sup>er</sup> novembre 1982*, selon les indications de l'*invitation préliminaire*.

**Rapport introductif**

Le *Rapport introductif* présentera trois contributions aux séances 2, 3, 4, préparées par les rapporteurs invités. Il sera publié en *novembre 1982* et peut être commandé au *Secrétariat de l'AIPC*.

Toute personne intéressée à participer au *Colloque* est invitée à envoyer son inscription provisoire au Secrétariat de l'AIPC, à Zurich, *avant le 1<sup>er</sup> novembre 1982*. L'*invitation finale* sera envoyée en *février 1983*.

Des *informations complémentaires* peuvent être obtenues auprès du

Secrétariat de l'AIPC  
ETH-Hönggerberg  
CH-8093 Zurich (Suisse)

\* \* \*

BETONVERENIGING  
Bredewater, 26 (Postbus 61),  
2700 AB ZOETERMEER

## OPLEIDINGEN EN CURSUSSEN OP BETONGEBIED 1982/1983

De cursusbrochure „Opleidingen en Cursussen op Betongebied 1982/1983”, een gezamenlijke uitgave van *Betonvereniging, Stichting Bijzondere Cursussen, Stichting Vakopleiding Bouwbedrijf, Hoger Technisch Instituut* en het *Koninklijke PBNA*, is kort geleden verschenen. Deze cursusbrochure, die tot stand is gekomen op initiatief van de Betonvereniging, geeft een overzichtelijk totaalbeeld van praktisch alle cursussen, die gedurende het komende studiejaar 82/83 op het gebied van beton in Nederland zullen worden gegeven.

De uitgave van de gezamenlijke brochure past volledig in het streven van de betrokken instellingen naar een meer overzichtelijke voorlichting over bestaande en nog te ontwikkelen cursussen en opleidingen op betongebied en het tot stand brengen van een zo groot mogelijke coördinatie van activiteiten.

Naast de cursussen, die georganiseerd worden door de samenstellers van de brochure, zijn daarom volledigheidshalve cursussen opgenomen van de Stichting Postdoctoraal Onderwijs in de Civiele Techniek en van de Bond van Fabrikanten van Betonwaren in Nederland. Doel van de brochure is, dat een cursist een bepaalde „studieweg” kan uitstippelen en na het

volgen van een bepaalde opleiding of cursus, zonder problemen zijn studie kan voortzetten met een opleiding of cursus op hetzelfde deelgebied op gelijkliggend of hoger niveau.

De cursussen zijn ondergebracht in 4 hoofdstukken, namelijk cursussen op ontwerpgebied, op het gebied van werkvoorbereiding en uitvoering, op het gebied van betontechnologie en de betonindustrie.

Met name de betontechnologie-cursussen trekken ieder jaar weer een groot aantal cursisten.

Het feit, dat in diverse voorschriften het bezit van de diploma's Betontechnoloog BV en Betonlaborant BV wordt vereist voor degenen, die betrokken zijn bij de kwaliteitsbeheersing en -controle bij de totstandkoming van bouwwerken en in betonfabrieken is hieraan niet vreemd.

Belangstellenden kunnen de gratis cursusbrochure aanvragen bij het **Secretariaat van de Betonvereniging**,

Bredewater 26, Postbus 61,  
2700 AB Zoetermeer  
(Tel. : 079-21.93.13).

# BIBLIOGRAPHIE

**HYDRAULIQUE URBAINE APPLIQUEE**, par l'ir. P. NONCLERCQ, Ingénieur Civil des Constructions A.I.Lg., Ingénieur des Travaux Urbains, Chargé de Cours à l'Institut Supérieur d'Ingénieurs Industriels du Hainaut. — Un ensemble de huit volumes brochés, impression offset, sous couvertures en carton mince glacé, format 16 × 24 cm, dont les trois premiers sont actuellement sortis de presse. — Publié (1981-1982) par les Editions CEBEDOC, 2 rue Armand Stévert, B- 4000 Liège (Belgique).

Publié par le Centre Belge d'Etudes et de Documentation CEBEDOC, sous les auspices de la Décennie internationale de l'eau potable et de l'assainissement instaurée par l'Organisation des Nations Unies, ce traité d'HYDRAULIQUE URBAINE APPLIQUEE vient prendre la place qui lui revient parmi les classiques de son temps.

Il condense l'expérience accumulée depuis plus de trente ans par l'auteur comme ingénieur-conseil. Celui-ci est aujourd'hui Chargé de cours à l'Institut Supérieur Industriel du Hainaut et son bureau d'études est très renommé.

Les différentes parties qui composent ce traité étudient et comment les principaux problèmes qui se posent à l'Ingénieur Urbain, et elles sont publiées en volumes distincts, aisés à manipuler.

Seules les trois premières parties sont actuellement sorties de presse, et on en trouvera ci-après un aperçu succinct :

\*

**1<sup>re</sup> partie: Principes fondamentaux et compléments d'hydraulique** nécessaires à toutes les études d'écoulement, de distribution, d'assainissement comme d'épuration. — ISBN 2-87080-001-0 — 220 pages, 107 figures, 64 tableaux, 5 dépliants. — Prix: 960 FB, port et TVA inclus pour la Belgique, port inclus pour l'exportation.

Dans cette partie, l'auteur rassemble les principes fondamentaux de l'hydraulique dont chaque Ingénieur Urbain a constamment besoin et qui lui permettent de mieux approcher les problèmes qu'il doit résoudre, notamment pour le dimensionnement des conduites de distribution et d'évacuation des eaux, dans la construction des canaux de navigation et d'irrigation, des stations de pompage, etc...

Il examine d'abord les différents types de mouvements et met notamment en évidence la notion de

«section critique», coupure hydraulique entre les régimes tranquille et torrentiel.

Il rappelle ensuite les équations fondamentales du régime permanent et leur application au tracé des lignes d'eau et au calcul des pertes de charge continues comme celles dues aux singularités.

Puis, il s'attache plus particulièrement à comparer les différentes formules permettant d'estimer la perte de charge et la vitesse en mouvement permanent uniforme, tant dans les écoulements à surface libre que dans les canalisations en charge, espérant donner ainsi à l'Ingénieur Urbain la possibilité de choisir la formulation qui convient le mieux au problème qu'il doit résoudre.

Pour terminer, il étudie le régime graduellement varié dans les canaux uniformes et diverses méthodes de calcul des lignes d'eau, ainsi que le calcul hydraulique des principales singularités rencontrées dans un cours d'eau.

## Extrait de la table des matières :

- 1 — Préliminaires
- 2 — Les équations fondamentales du mouvement permanent
- 3 — Les vitesses et perte de charge en régime permanent uniforme
- 4 — L'étude du mouvement graduellement varié en eaux uniformes
- 5 — La calcul hydraulique des singularités

\*

**2<sup>e</sup> partie: Le dimensionnement hydraulique des collecteurs d'eaux pluviales.** — ISBN 2-87080-002-9 — 188 pages, 47 figures, 56 tableaux, 19 dépliants. — Prix: 960 FB, port et TVA inclus pour la Belgique, port inclus pour l'exportation.

Déjà en 1910, l'Ingénieur MENNES s'inquiétait de la conception erronée des techniciens, en ce qui concerne l'importance à attribuer à chaque facteur intervenant dans la détermination de la quantité d'eau de pluie à évacuer par les collecteurs.

Encore aujourd'hui, les méthodes de dimensionnement des collecteurs d'eaux pluviales sont, pour la plupart, empiriques et assez simplistes.

D'autre part, l'établissement comme l'entretien des réseaux de collecteurs sont très onéreux et leur insuffisance, à la suite d'orages violents, peut conduire à des dégâts importants; il importe donc, pour leur dimensionnement, de comparer le coût des investis-

sements correspondant à la protection souhaitée avec celui des dommages admissibles.

Les volumes d'eaux pluviales à évacuer sont liés à la nature des précipitations, averses d'orage ou pluies d'hiver, qui sont des phénomènes naturels qu'aucune loi mathématique ne peut définir. Ainsi, l'auteur choisit-il une «pluie critique», événement pluviométrique fonction de sa probabilité de retour, de la situation géographique de l'agglomération à assainir et de la protection à assurer.

En se référant aux observations et aux conclusions de l'Institut Royal Météorologique de Belgique, il propose une loi de variation «intensité — durée — période de retour la plus probable» définissant à titre d'exemple cette «pluie critique» pour la région bruxelloise et son extrapolation pour d'autres régions tant pour les averses d'orage que pour les plus longues pluies, notamment d'hiver.

Il examine ensuite les autres facteurs dont l'Ingénieur Urbain doit tenir compte: l'inégale répartition spatiale des averses d'orage, l'importance du ruissellement, ... ainsi que les relations qui s'imposent entre les conditions d'écoulement à l'amont comme à l'aval de la section du collecteur à dimensionner et la durée «déterminante», et ainsi l'intensité correspondante, de la «pluie critique».

La méthode proposée, pour la détermination de la quantité d'eau de pluie à évacuer en chaque endroit du réseau de collecteurs d'eaux pluviales, est valable quelles que soient les valeurs retenues pour les dits facteurs: la loi «intensité — durée — période de retour la plus probable» de la «pluie critique», la ou les formule(s) permettant d'estimer la vitesse moyenne d'écoulement dans les collecteurs comme sur les versants, la superficie du bassin drainé, ...; elle impose cependant à l'Ingénieur Urbain chargé de l'étude de l'assainissement d'une agglomération de choisir judicieusement, en fonction des conditions locales, ces facteurs, lois, formules, coefficients de rugosité, ...

L'auteur examine également le problème du dimensionnement hydraulique des bassins de retenue, dont la construction s'impose de plus en plus comme «régulateurs de débit» si on veut éviter de remplacer des collecteurs devenus insuffisants suite à une urbanisation accélérée à l'amont, ou simplement pour prévoir un dimensionnement aval moins onéreux.

#### Extrait de la table des matières:

- 1 — Les facteurs influençant le débit des eaux pluviales à évacuer
- 2 — Les vitesses moyennes d'écoulement dans les collecteurs
- 3 — Le débit déterminant d'eaux pluviales à évacuer
- 4 — Le dimensionnement d'un réseau de collecteurs
- 5 — Un exemple d'application
- 6 — Les bassins de retenue dans un réseau de collecteurs

\*

3<sup>e</sup> partie: **Le calcul statique des collecteurs urbains.**  
— ISBN 2-87080-003-7 — 272 pages, 68 figures, 135 tableaux, 13 dépliants. — Prix: 1080 FB, port et TVA inclus pour la Belgique, port inclus pour l'exportation.

Les collecteurs urbains pour eaux pluviales et/ou usées sont de plus en plus réalisés à l'aide d'éléments préfabriqués.

Vu les possibilités actuelles de disposer de tuyaux de grande longueur, munis de joints permettant de légères déviations angulaires tout en restant parfaitement étanches, la pose se réalise généralement sur fondation non-rigide. Encore, l'Ingénieur Urbain doit s'assurer que les effets combinés dus au tuyau, à l'assemblage, à l'appui, au lit de pose et au recouvrement garantissent la stabilité de la conduite et sa tenue dans le temps.

De ce fait, l'auteur a jugé utile de rappeler les caractéristiques statiques des tuyaux, leurs conditions et indices de pose et d'essayer de définir et d'estimer au mieux les sollicitations extérieures auxquelles ils seront soumis. Une comparaison de celles-ci avec les résistances statiques normalisées des tuyaux permet de déterminer le type et/ou la série de résistance à adopter. Cette comparaison nécessite d'adopter des coefficients de sécurité; il appartient à l'Ingénieur Urbain de retenir ceux qui, selon lui, correspondent le mieux au collecteur qu'il étudie.

Pour les cas courants, des coefficients de sécurité qui sont fonction de la charge de service, de l'indice de pose, de la nature et de la série du tuyau sont proposés.

La stabilité d'un collecteur est essentiellement fonction de la concordance entre les hypothèses de pose faites lors du calcul statique et les conditions locales d'exécution des travaux. L'auteur suggère de faire usage d'une «note de calcul type», récapitulant pour chaque cas les impositions auxquelles il est nécessaire de se conformer. Afin de simplifier le calcul statique des tuyaux, il fournit des tableaux et abaques permettant, dans des conditions de pose courantes, de déterminer immédiatement la série de résistance à mettre en œuvre. La méthode qu'il développe est valable pour tous les tuyaux circulaires rigides ou semi-rigides: béton non armé, béton armé, asbestociment et grès, à ce jour les plus utilisés.

#### Extrait de la table des matières:

- 1 — Les conditions de mise en œuvre et les caractéristiques de résistance des principaux tuyaux préfabriqués
- 2 — Les sollicitations extérieures sur un collecteur circulaire enterré
- 3 — La sollicitation due aux terres surmontant le tuyau
- 4 — La sollicitation due aux surcharges de surface
- 5 — Les charges et effets divers
- 6 — Les sollicitations «éléments de réduction» et les déformations des tuyaux circulaires sous l'action des charges

\*

Les trois volumes ci-dessus sont donc dès à présent disponibles, et peuvent être envoyés franco de port, — aux conditions indiquées plus haut, — par commande directe aux *Editions CEBEDOC*, 2 rue Armand Stévert, B-4000 Liège.

Les volumes suivants sont en préparation et leur publication est prévue en 1982:

4<sup>e</sup> partie: **La construction des collecteurs urbains.**

5<sup>e</sup> partie: **La distribution d'eau potable dans les agglomérations.**

Enfin, trois volumes paraîtront encore ultérieurement pour compléter ce traité:

6<sup>e</sup> partie: **Les stations de pompage.**

7<sup>e</sup> partie: **Epuration des eaux usées.**

8<sup>e</sup> partie: **Aménagement des cours d'eau dans les agglomérations.**

Signalons encore pour finir que, conçu à la fois comme un guide permanent du praticien et un instrument d'enseignement, cet ouvrage comporte de nombreux exemples de calcul et, pour chaque chapitre, une bibliographie riche et complète.

R. F.

\* \* \*

**Verontreinigingen in toeslagmaterialen voor beton.** — CUR-VB-rapport 104, april 1982. — Een brochure, onder licht-kartonnen glanzende omslag, formaat 170 × 240 mm, van 80 bladzijden, met 15 tabellen en 17 figuren of groepen van figuren, — waaronder 6 foto's, — in de tekst, alsmede een uitgebreide literatuurlijst en samenvattingen met conclusies in het Nederlands (Hoofdstuk 6), Duits, Frans en Engels. — Uitgegeven door de *Stichting voor Onderzoek, Voorschriften en Kwaliteitseisen op het gebied van Beton* (CUR-VB)/BETONVERENIGING, Postbus 61, 2700 AB Zoetermeer — Nederland. — Prijs: f 52,50.

In 1973 werd door het Bestuur Betonmortelcontrole aan het toenmalig CUR-bestuur voorgesteld in haar studieprogramma aandacht te besteden aan de invloed van verontreinigingen in toeslagmaterialen op de kwaliteit van beton, alsmede een onderzoek uit te voeren naar de mogelijkheden om deze verontreinigingen te herkennen. Dit voorstel werd gedaan, omdat in de betonmortelindustrie een toenemend aantal schadegevallen was te constateren, waarbij werd ver-

ondersteld dat in toeslagmaterialen voorkomende verontreinigingen daarvan de oorzaak waren.

Dit voorstel werd in 1974 gehonoreerd door instelling van *onderzoekcommissie B 22 „Verontreiniging toeslagmaterialen”* mede met het oog op de wenselijkheid, wegens het steeds schaarser worden van toeslagmaterialen, meer inzicht te verkrijgen in de gevolgen van humus en klei- en slibverontreinigingen in toeslagmaterialen.

Na een inventarisatie van beschikbare studies en rapporten op dit gebied, werd het onderzoek gestart met een *identificatie* van in toeslagmaterialen voorkomende verontreinigingen. Gemeten werden de eigenschappen die op grond van de huidige kennis van het chemisch-fysisch verhardingsmechanisme van cement van belang werden geacht. Tevens werd onder auspiciën van de commissie een *enquête* gehouden naar *schadegevallen* ten gevolge van de zogenoemde *pop-outs*. Vervolgens werden door de commissie *onderzoeken* uitgevoerd naar de invloed van *humus* en naar de invloed van *klei- en slibverontreinigingen* op de kwaliteit van beton, alsmede naar de oorzaken van *pop-out vorming* in betonoppervlakken. Een aanvullende studie werd verricht naar de rol van het toeslagmateriaal bij de *alkalitoeslagreactie* en voorts werd een onderzoek ingesteld naar *vorstgevoelig* toeslagmateriaal voorkomend in uit de Noordzee gebaggerd grind.

De gehele rapportage is in onderhavig rapport samengevat. Vermelden wij tevens dat het onderzoek is uitgevoerd bij het *Instituut TNO voor Bouwmaterialen en Bouwconstructies* onder leiding van ir. W. L. SLUYTER en ir. J. G. WIEBENGA, die de auteurs zijn van dit rapport.

Gaan wij thans iets nader na wat hierin, volgens het hoger geschetst programma, wordt gebracht.

Het in Nederland verwerkte zand en grind voor beton wordt in hoofdzaak gewonnen uit oude rivierafzettingen en in kleinere hoeveelheden, als zeegrind, uit de Noordzee. Dit zand en grind bestaat voornamelijk uit *kiesel* (SiO<sub>2</sub>) in de vorm van *kwarts*, terwijl in zeegrind ook *vuursteen* (een kwartsvariëteit) voorkomt. Kwarts heeft een hoge eigen sterkte en een geringe gevoeligheid voor chemische en fysische invloeden. Als toeslagmateriaal in beton voldoet het dan ook ten volle.

*Zand en grind* kunnen echter bestanddelen of verontreinigingen bevatten die de geschiktheid van het zand en grind als toeslagmateriaal voor beton verminderen. Er wordt in *hoofdstuk 1* een opsomming gegeven van de mogelijke verontreinigingen.

Ter beoordeling van de *geschiktheid* van aangeboden zand en grind dienen in de eerste plaats bestaande *normeisen* te worden gehanteerd. Zo stelt NEN 3542 „Zand en grind voor gewapend en voorgespannen beton” eisen aan het maximaal toelaatbaar gehalte aan onder meer deeltjes kleiner dan



63  $\mu\text{m}$ , organische stoffen en chloride; dit met het oog op een te verwachten nadelige beïnvloeding van de betonsterkte of van de wapening. Daarnaast wordt in de norm de zeer algemene, vrij vage eis gesteld dat zand en grind geen verontreinigingen mogen bevatten in hoeveelheden die schadelijk zijn voor beton of wapening.

Het wordt van een steeds groter belang geacht de werkelijke effecten van verontreinigingen te kennen, om zo mogelijk de normeisen daarbij aan te passen. Met de toenemende vraag naar geschikte toeslagmaterialen en de relatief beperkt blijvende winningsmogelijkheden, moet ten andere worden voorkomen dat partijen zand en grind onnodig worden afgekeurd. Daarbij is het van belang om over optimale *herkennings- en keuringsmethoden* te beschikken ter beoordeling van zand en grind op geschiktheid als toeslagmateriaal voor beton.

De commissie heeft zich beperkt tot het onderzoek naar drie soorten schadelijke werking, namelijk de *sterktevermindering door klei en slib*, de *plekvorming* op schoon beton door *humeuze verontreinigingen* en het verschijnsel van *pop-outs*.

Het effect van *klei en slib* in zand op de beton- en specie-eigenschappen is onderzocht en in *hoofdstuk 2* behandeld. De resultaten werden getoetst aan de geldende normeisen.

Van 15 *klei- en slibmonsters* zijn de *korrelverdeling* en de *mineralogische samenstelling* onderzocht. Variërende gehalten aan klei en slib zijn aan mortel respectievelijk betonspecie toegevoegd. Met een toenemende slibdosering blijkt een hogere watercementfactor nodig voor het bereiken van een zelfde consistentie van de betonspecie, terwijl de betonsterkte afneemt en de krimp toeneemt. Daarbij is de soort slib of klei niet van belang gebleken. Op grond van de verkregen gegevens kan worden vastgesteld dat een zo klein mogelijk gehalte aan slib/kleibestanddelen moet worden nagestreefd.

Voor het vaststellen van normeisen zijn enerzijds deze *technische* gegevens van belang, terwijl anderzijds *economische* aspecten moeten worden geëvalueerd. Daarbij spelen onder meer een rol de *kosten van produktie* van toeslagmaterialen van de gewenste zuiverheid en de kosten van het produceren van beton met deze toeslagmaterialen met gewenste eigenschappen.

Het onderhavig onderzoek heeft echter géén aanleiding gegeven om verruiming te overwegen van de bestaande eisen (n.l. aan deeltjes < 63  $\mu\text{m}$ , maximaal 1% (m/m) in grind en maximaal 2% (m/m) in het zand).

In *hoofdstuk 3* wordt dan het onderzoek behandeld naar de geschiktheid van met *humus* verontreinigd zand voor schoon beton. In de huidige norm wordt dit aspect van humeuze verontreinigingen niet behandeld. Uit het onderzoek blijkt dat het weglaten van

dit aspect niet tot bezwaren leidt. De *plekvorming* waargenomen op aan de buitenlucht geëxposeerde betonplaten stond niet in verband met het humusgehalte van het gebruikte zand. *Negen zandmonsters* met een variërend humusgehalte van nr. 5 tot nr. 18 van de Gardnerkleurschaal, bepaald volgens de genormaliseerde humusloogproef, zijn daartoe onderzocht. De zandmonsters voldeden aan de eisen betreffende het gehalte aan schadelijke humus. De vlek-vorming was onregelmatig en varieerde van vage, bruinige plekken en nauwelijks zichtbare roestplekjes tot lelijke roestpitten, van waaruit ontsierende donkerbruine roeststrepen ontstonden. De vlekken gaven de indruk uit *roest* (ijzeroxyde) te bestaan. Indien humus in zand inderdaad vlekken op beton zou veroorzaken, dan lijkt dit meer een gevolg te zijn van oplosbare complexe *humus-ijzerverbindingen*. Een sterk kleihoudend gelig betonzand veroorzaakte een egale gele verkleuring van het betonoppervlak. *Pyrietkorrels* in toeslagmateriaal blijken lelijke vlekken en roeststrepen te kunnen veroorzaken als deze toevallig in het betonoppervlak terechtkomen.

De negen onderzochte zandmonsters bleken allemaal ijzerhoudend, maar het in zuur oplosbare ijzergehalte lijkt geen maatstaf om vlek-vorming te voorspellen.

De hoeveelheid van het te onderzoeken zandmonster en de afmetingen van het te beoordelen betonoppervlak zijn van grote invloed op de uiteindelijke waarnemingen. Het verband tussen beide grootheden en de trefkans om een vlekveroorzakende korrel aan te treffen, is berekend. Er is geen betrouwbare herkennings- en keuringsmethode gevonden waarmee op snelle en eenvoudige wijze zand kan worden beoordeeld op het risico van *plekvorming*. Aangeraden wordt zand *visueel* te beoordelen.

*Pop-outs*, ten andere, ontstaan als gevolg van volumevergroting van korrels die dicht onder het betonoppervlak zijn gelegen, waarbij een kratervorming betonscherfje wordt afgedrukt. *Pop-outs* in beton zijn zeer opvallend, maar het blijkt in het algemeen niet mogelijk de aanwezigheid van *pop-out* veroorzakende korrels in zand of grind vooraf vast te stellen, laat staan te localiseren.

In *hoofdstuk 4* wordt het onderzoek naar de samenstelling van de resten van *pop-out* veroorzaakt hebbende korrels besproken. Getracht is de oorspronkelijke samenstelling te herleiden evenals de herkomst. *Pop-out* veroorzakende korrels kunnen bij voorbeeld zijn *ijzerhoudende bestanddelen* zoals pyriet, sideriet en fossiel hout, vuursteen, klei. Ook *afvalprodukten van kalkbranderijen* of van de *ertsverwerkende industrie*, *bodemslak* van met kolen gestookte centrales en *instabiele cementklinkerkorrels* kunnen bestanddelen opleveren die, voorkomend in toeslagmateriaal, *pop-outs* veroorzaken. In dit opzicht worden winplaatsen, waar de ontstane grindgaten op ongecontroleerde wijze worden opgevuld met een of ander afvalmateriaal, als potentieel gevaarlijk beschouwd.

*Hoofdstuk 5* betreft een literatuurstudie naar *alkaligevoelig* en *vorstgevoelig* toeslagmateriaal. Er wordt een overzicht gegeven van alkaligevoelige mineralen en gesteenten, waarbij de nadruk op *vuursteen* ligt. Vuurstenen van bepaalde winplaatsen kunnen in beton schade veroorzaken, waarbij in de betonconstructie *scheurvorming* kan optreden. In Nederland zijn voor zover bekend geen schadegevallen met vuursteen waargenomen, omdat in de gevallen dat vuursteen in toeslagmateriaal voorkwam deze van een harde, dichte en onschadelijke soort bleek te zijn.

Het laatste *hoofdstuk 6* is ten slotte gewijd aan een *samenvatting met conclusies* van het gehele rapport (zie hierboven).

Het wordt, als *bijlage*, gevolgd door een uitgebreide *literatuurlijst* met de vermelding van 77 referentiebronnen, waarna dan, zoals gebruikelijk, de *Duitse*, *Franse* en *Engelse* versies komen van de Nederlandse *samenvatting met conclusies* welke het voorwerp uitmaakt van hoofdstuk 6.

*CUR-VB-rapport 104* kan worden besteld door overmaking van f52,50 op postgiro 35.12.39 ten name van de BETONVERENIGING te Zoetermeer, onder vermelding van „CUR-VB-rapport 104”.

R.F.

\* \* \*

**L'environnement climatique de la route**, par Dr. ir. VAN GANSE, René. — Une brochure de VII+146 pages, format 21 × 29,8 cm, avec 22 figures et 46 tableaux dans le texte. — Edité par le CENTRE de RECHERCHES ROUTIERES, Boulevard de la Woluwe, 42, 1200 Bruxelles. — Distributeur: *Office International de Librairie*, Avenue Marnix, 30 (Bte 19), B-1050 Bruxelles. — Prix: 600 FB à verser au C.C.P. 000-0226033-23 avec la référence: Publication F 36/81. (Tel. (02) 513.66.75).

**Het klimatologisch milieu van de weg**, door Dr. ir. VAN GANSE, René. — Een brochure van VII+148 bladzijden, formaat 21 × 29,8 cm, met 22 figuren en 46 tabellen in de tekst. — Uitgegeven door het OPZOEKINGSCENTRUM VOOR DE WEGENBOUW, Woluwedal, 42, 1200 Brussel. — Verkoopadres: *Internationale Wetenschappelijke Boekhandel*, Marnixlaan, 30 (Bus 19), B-1050 Brussel. — Prijs: 600 BF te storten op P.C.R. 000-0226033-23 met verwijzing: Publicatie N 36/81. (Tel. (02) 511.26.00).

L'environnement climatique joue un rôle important dans le dimensionnement et les travaux de construction, de réparation et d'entretien des chaussées, ainsi que dans la sécurité de la circulation routière.

En ce qui concerne le dimensionnement, la variation des propriétés mécaniques des matériaux bitumineux avec la température, et l'influence de la pression d'eau interstitielle sur la portance du sol de fondation de la chaussée, rendent nécessaire pour l'auteur de projet de connaître les éléments statistiques permettant de prévoir le régime de températures des matériaux routiers et le régime de l'état d'humidité des sols. D'autre part, la connaissance du régime des précipitations est essentielle pour la conception et le dimensionnement des dispositifs de drainage des routes.

De son côté, l'entrepreneur exécutant les travaux doit pouvoir évaluer en l'occurrence de circonstances météorologiques susceptibles d'arrêter ou de retarder les travaux. Comme ces facteurs influencent le délai d'achèvement et le prix de revient des travaux, leur supputation à long terme est déjà nécessaire au moment de la préparation de la soumission. Les prévisions météorologiques établies par l'Institut Royal Météorologique et par la Force Aérienne, à court terme (24 heures à 4 jours) ou à moyen terme (un mois), sur base de situations météorologiques déjà existantes ou en voie de se réaliser, ne sont ici d'aucun secours. L'unique moyen de prévoir à long terme le temps

Het klimatologisch milieu speelt een belangrijke rol in de dimensionering en in de werken voor het aanleggen, onderhouden en herstellen van de wegen, en ook in de veiligheid van het wegverkeer.

Omdat de mechanische eigenschappen van de bitumineuze materialen variëren met de temperatuur en omdat de poriënwaterspanning het draagvermogen van de funderingsbodem beïnvloedt, dient de ontwerper bij het dimensioneren de statistische gegevens te kennen waarmee hij het regime van de temperaturen van de wegenbouwmaterialen en het regime van de watergehalten van de grond kan voorspellen. Anderzijds is de kennis van het regime van de neerslag een essentiële vereiste voor het ontwerp en de dimensionering van de ontwateringssystemen voor wegen.

Van zijn kant moet de aannemer die de werken uitvoert het optreden van klimaatvoorwaarden waardoor het werk vertraagd of onderbroken kan worden, kunnen voorzien. Daar deze factoren de voltooiingstermijn en ook de kostprijs van de werken beïnvloeden, is een raming ervan op lange termijn reeds nodig op het ogenblik dat de inschrijving wordt voorbereid. Het is duidelijk dat de weersverwachtingen die door het Koninklijk Meteorologisch Instituut en door de Luchtmacht op korte termijn (24 uren tot 4 dagen) en op middellange termijn (één maand) worden opgesteld, uitgaande van meteorologische toestanden die reeds bestaan of in wording zijn, hier geen hulp kun-

qu'il fera à une époque donnée de l'année en une région donnée est de savoir quelle a été dans le passé, en cette saison et en cette région, la valeur moyenne des principaux facteurs météorologiques, et à quels écarts aléatoires en deçà ou au delà de cette moyenne on peut s'attendre avec des probabilités données.

Enfin, l'eau présente sur la surface des chaussées peut affecter la sécurité de la circulation par plusieurs effets, qui seront détaillés. Le régime des précipitations est une des données dont doivent tenir compte les autorités pour décider de prendre des mesures protectives (limitation de vitesse, amélioration du drainage de la surface, etc.). De même, la connaissance des probabilités de la présence de neige, de verglas, etc. est à la base de l'organisation des services d'hiver (répandage de sels, déneigement).

Les facteurs climatiques qui sont passés en revue concernent en premier lieu les précipitations, et notamment les distributions, dans les régions naturelles principales de la Belgique, des apports d'eau, des intensités et des durées des phénomènes de précipitations, d'une part sous la forme de bruine ou de pluie, d'autre part sous celle de neige.

En second lieu sont traités les facteurs thermiques : température de l'air, rayonnement, insolation, humidité de l'air, évaporation.

C'est à dessein que certains facteurs ont été omis : les pressions barométriques par exemple, dont l'effet en matière routière est minime, dont les vitesses au ras du sol sont rarement observées et peu connues.

La troisième partie de ce travail montre comment la connaissance quantitative, bien que probabiliste, des facteurs climatiques peut contribuer à résoudre de nombreux problèmes pratiques de la technique routière, par exemple :

- la prévision des arrêts de travaux par suite d'intempéries;
- la durée de l'état mouillé des revêtements et l'épaisseur de la lame d'eau sur la surface;
- l'infiltration dans les revêtements perméables et dans les fissures et les joints ouverts des chaussées;
- l'humidification des sols lors des travaux de terrassement;
- le dimensionnement du drainage superficiel et du drainage interne des chaussées.

#### Table des matières

Remerciements  
Introduction

#### Première partie: Les précipitations atmosphériques

##### Chapitre 1: Objets de l'étude

##### 1.1. Les paramètres principaux

nen bieden. De enige mogelijkheid om op lange termijn te voorspellen welk weer het in een bepaalde periode van het jaar en in een bepaalde streek zal zijn, is de gemiddelde waarden in het verleden te kennen van de voornaamste klimaatfactoren in dat jaargetijde en in die streek, en te weten welke toevallige afwijkingen boven of onder deze gemiddelden met een bepaalde waarschijnlijkheid te verwachten zijn.

Ten slotte kan het water op het wegdek de veiligheid van het verkeer op verschillende wijzen, die omschreven zullen worden, beïnvloeden. Het regime van de neerslag is één van de gegevens waarmee de overheid rekening moet houden om te beslissen beschermende maatregelen te nemen (snelheidsbeperking, verbetering van de afwatering, enz.). Zo ook ligt de kennis van de waarschijnlijkheid waarmee sneeuw, ijzel, enz. voorkomen, aan de basis van de organisatie van de winterdienst (strooien van zout, sneeuwruimen).

Onder de klimaatfactoren die worden beschouwd komt eerst de neerslag aan de beurt. Met name worden, voor de voornaamste natuurlijke streken van België, de verdelingen beschouwd van de intensiteit en van de duur van de neerslagverschijnselen, enerzijds onder de vorm van regen of motregen, anderzijds onder de vorm van sneeuw.

Op de tweede plaats worden de thermische factoren besproken: luchttemperatuur, zonnestraling, zonneschijn, luchtvochtigheid en verdamping.

Over enkele factoren wordt opzettelijk gezwegen, bij voorbeeld over de luchtdruk, die nagenoeg zonder belang is in de wegenbouw, en de wind, waarvan de snelheid nabij de grond slechts zelden wordt gemeten zodat hierover te weinig bekend is.

In het derde deel van dit werk wordt erop gewezen hoe de — ofschoon probabilistische — kwantitatieve kennis van de klimaatfactoren kan bijdragen tot de oplossing van vele praktische problemen van wegentechnische aard, bij voorbeeld:

- het voorzien van werkonderbrekingen ingevolge slecht weer;
- de duur van de natte toestand van wegdekken en de dikte van de waterfilm op het wegoppervlak;
- de waterinsijpeling in doorlatende verharding en in spleten en open voegen;
- de bevochtiging van de grond tijdens de grondwerken;
- de dimensionering van de afwatering en van de ontwatering van rijbanen.

#### Inhoudstafel

##### Inleiding

##### Eerste deel: De atmosferische neerslag

##### Hoofdstuk 1: Onderwerpen van de studie

##### 1.1. Voornaamste parameters

- 1.2. Les observations des précipitations
  - 1.2.1. Observations pluviométriques
  - 1.2.2. Enregistrements pluviographiques
  - 1.2.3. Observations ponctuelles à heures fixes

*Chapitre 2: Les précipitations annuelles*

- 2.1. Les précipitations annuelles à Uccle
- 2.2. Les précipitations annuelles dans d'autres stations
- 2.3. Effet de l'altitude

*Chapitre 3: Les précipitations mensuelles*

- 3.1. Le cycle saisonnier des hauteurs de précipitations
- 3.2. Les hauteurs des précipitations mensuelles

*Chapitre 4: Les précipitations journalières*

- 4.1. La hauteur des précipitations journalières moyennes
- 4.2. La distribution des hauteurs de précipitations en 24 heures
- 4.3. Les plus fortes précipitations journalières
- 4.4. La fonte des neiges
- 4.5. Les journées pluvieuses
  - 4.5.1. Première définition
  - 4.5.2. Seconde définition

*Chapitre 5: Distributions des fréquences et des hauteurs d'eau des journées pluvieuses*

- 5.1. Importance de ces distributions
- 5.2. Distributions des nombres moyens annuels et mensuels de jours pluvieux
- 5.3. Nombres moyens de jours à précipitations importantes
- 5.4. Périodes pluvieuses et périodes sèches
- 5.5. Hauteur des précipitations en plusieurs jours consécutifs

*Chapitre 6: Les heures pluvieuses*

- 6.1. Définition de l'heure pluvieuse
- 6.2. Fréquence et durée des séries d'heures pluvieuses consécutives à Uccle
- 6.3. Nombres moyens d'heures pluvieuses par mois et par an à Uccle

*Chapitre 7: Les intervalles pluvieux et les épisodes pluvieux*

- 7.1. Les intervalles pluvieux de 10 minutes
- 7.2. Les épisodes pluvieux
- 7.3. Les épisodes pluvieux apparemment interrompus
- 7.4. Traitements effectués par l'I.R.M.
- 7.5. Aperçu des résultats des traitements
  - 7.5.1. Traitement A: Intervalles pluvieux de 10 minutes
  - 7.5.2. Traitement B: Episodes continus
    - 7.5.2.1. Episodes pluvieux
    - 7.5.2.2. Episodes secs
  - 7.5.3. Traitement C: Episodes apparemment discontinus

*Chapitre 8: Intensité et durée des phénomènes de précipitation*

- 8.1. Intérêt du problème
- 8.2. Unités d'intensité
- 8.3. Détermination des intensités
- 8.4. Les intensités maximales en fonction de leur durée
  - 8.4.1. Ordre de grandeur et caractère saisonnier
  - 8.4.2. Les tables de Sneyers
- 8.5. Fréquences des intensités élevées pendant 10 minutes
- 8.6. Les précipitations exceptionnellement intenses observées
- 8.7. Distribution en surface des fortes intensités de pluie

*Chapitre 9: La durée totale des précipitations*

- 9.1. Généralités
- 9.2. Résultats des traitements des données pluviographiques
- 9.3. Résultats fournis par les observations ponctuelles
- 9.4. Comparaison des deux séries de résultats
  - 9.4.1. Bases de la comparaison
  - 9.4.2. Calcul des erreurs
- 9.5. Comparabilité des stations voisines et des périodes de référence
- 9.6. Résultats de la comparaison
- 9.7. Conclusions concernant la durée des précipitations
- 9.8. L'intensité moyenne des précipitations quelconques

- 1.2. Waarnemingen van de neerslag
  - 1.2.1. Pluviometrische waarnemingen
  - 1.2.2. Pluviografische registraties
  - 1.2.3. Waarnemingen op vaste tijden

*Hoofdstuk 2: De jaarlijkse neerslag*

- 2.1. Jaarlijkse neerslag te Uccle
- 2.2. Jaarlijkse neerslag in andere stations
- 2.3. Invloed van de hoogteligging

*Hoofdstuk 3: De maandelijks neerslag*

- 3.1. Neerslaghoogten volgens de jaargetijden
- 3.2. Maandelijks neerslaghoogten

*Hoofdstuk 4: De dagelijkse neerslag*

- 4.1. Gemiddelde dagelijkse neerslaghoogte
- 4.2. Verdeling van de neerslaghoogten per etmaal
- 4.3. De sterkste dagelijkse neerslag
- 4.4. Het smeltwater
- 4.5. De regendagen
  - 4.5.1. Eerste definitie
  - 4.5.2. Tweede definitie

*Hoofdstuk 5: Verdeling van de frequenties en van de neerslaghoogten van de regendagen*

- 5.1. Belang van deze verdeling
- 5.2. Verdeling van de maandelijks en jaarlijkse gemiddelde aantallen regendagen
- 5.3. Gemiddelde aantallen dagen met belangrijke neerslag
- 5.4. Regenperioden en droge perioden
- 5.5. Neerslaghoogte in verschillende opeenvolgende dagen

*Hoofdstuk 6: De regenuren*

- 6.1. Definitie van een regenuur
- 6.2. Frequentie en duur van de reeksen van opeenvolgende regenuren te Uccle
- 6.3. Gemiddelde aantallen regenuren per maand en per jaar te Uccle

*Hoofdstuk 7: De regenintervallen en regenepisoden*

- 7.1. Regenintervallen van 10 minuten
- 7.2. Regenepisoden
- 7.3. Schijnbaar onderbroken regenepisoden
- 7.4. Verwerkingen door het K.M.I.
- 7.5. Overzicht van de resultaten van deze verwerkingen
  - 7.5.1. Verwerking A: Regenintervallen van 10 minuten
  - 7.5.2. Verwerking B: Continue episoden
    - 7.5.2.1. Regenepisoden
    - 7.5.2.2. Droge episoden
  - 7.5.3. Verwerking C: Schijnbaar onderbroken episoden

*Hoofdstuk 8: Intensiteit en duur van de neerslagverschijnselen*

- 8.1. Belang van het probleem
- 8.2. Eenheden van intensiteit
- 8.3. Bepaling van de intensiteiten
- 8.4. Maximale intensiteiten als functie van de duur
  - 8.4.1. Orde van grootte en invloed van de jaargetijden
  - 8.4.2. De tafels van Sneyers
- 8.5. Frequenties van de hoge intensiteiten gedurende 10 minuten
- 8.6. Uitzonderlijk intense neerslag
- 8.7. Verdeling van de sterke regenintensiteiten over de landoppervlakte

*Hoofdstuk 9: Totale duur van de neerslagverschijnselen*

- 9.1. Algemeen
- 9.2. Resultaten van de verwerkingen van de pluviografische gegevens
- 9.3. Resultaten opgeleverd door de punctuele waarnemingen
- 9.4. Vergelijking van de twee reeksen resultaten
  - 9.4.1. Vergelijkingsgrondslagen
  - 9.4.2. Berekening van de fouten
- 9.5. Vergelijkbaarheid van naburige stations en van de referentieperioden
- 9.6. Resultaten van de vergelijking
- 9.7. Conclusies aangaande de duur van de neerslag
- 9.8. Gemiddelde intensiteit van de willekeurige neerslag

*Chapitre 10: La distribution des durées des épisodes pluvieux et secs*

- 10.1. Fréquence des épisodes pluvieux continus
- 10.2. Fréquence des épisodes pluvieux apparemment discontinus
- 10.3. Fréquence et durée des épisodes pluvieux réels
- 10.4. Durées des épisodes secs

*Chapitre 11: Durées et intensités des différents types de précipitations*

- 11.1. Durées des précipitations de différents types
- 11.2. Intensités des précipitations de différents types
- 11.3. Durée relative des précipitations en fonction de leur intensité
- 11.4. Hauteur des précipitations en fonction de leur intensité

*Chapitre 12: Les précipitations solides*

- 12.1. Généralités
- 12.2. Les quantités de neige
- 12.3. L'enneigement du sol
- 12.4. Dates du premier enneigement et dernier enneigement
- 12.5. Nombre de jours d'enneigement
- 12.6. Epaisseur maximale de la couche de neige
- 12.7. La fusion de la neige

**Deuxième partie: Les facteurs thermiques**

*Chapitre 13: Importance des facteurs météorologiques thermiques*

*Chapitre 14: La température de l'air*

- 14.1. Définition
- 14.2. La variation journalière
- 14.3. La température moyenne de l'air
- 14.4. Les températures moyennes mensuelles à Uccle et le cycle saisonnier
- 14.5. Les températures journalières à Uccle
- 14.6. Les températures en d'autres stations
- 14.7. Effet de l'altitude
- 14.8. Les journées froides
- 14.9. Les séries de journées consécutives de gel et d'hiver
- 14.10. Les vagues de froid
- 14.11. L'indice de gel
- 14.12. L'hiver de 1962-1963
- 14.13. La classification CSTC-SECO des types de temps froid
- 14.14. Les conditions météorologiques favorables aux grands froids

*Chapitre 15: Le rayonnement solaire*

- 15.1. Généralités
- 15.2. Le rayonnement global reçu par une surface horizontale (G)
- 15.3. Valeurs moyennes et extrêmes de G
- 15.4. Répartition géographique du rayonnement global

*Chapitre 16: L'insolation*

- 16.1. Généralités
- 16.2. Valeurs observées et répartition géographique
- 16.3. L'insolation relative

*Chapitre 17: La température de surface du sol et des revêtements routiers*

*Chapitre 18: L'humidité de l'air*

- 18.1. Généralités
- 18.2. La pression de la vapeur d'eau atmosphérique
- 18.3. L'humidité absolue de l'air
- 18.4. L'humidité relative de l'air

*Chapitre 19: L'évaporation*

- 19.1. Généralités
- 19.2. Évaporation d'une nappe d'eau libre
- 19.3. Les mesures expérimentales de l'évaporation
- 19.4. L'évapo-transpiration potentielle
- 19.5. Résultats des déterminations des évaporations
- 19.6. Évaporation de l'eau sur des surfaces différentes
- 19.7. Comparaison de l'évaporation et des précipitations

*Hoofdstuk 10: Verdeling van de tijdsduren van de natte en droge episoden*

- 10.1. Frequentie van de continue regenepisoden
- 10.2. Frequentie van de schijnbaar onderbroken regenepisoden
- 10.3. Frequentie en duur van de reële regenepisoden
- 10.4. Duur van de droge episoden

*Hoofdstuk 11: Duur en intensiteit van de verschillende typen van neerslag*

- 11.1. Tijdsduren van de verschillende neerslagtypen
- 11.2. Intensiteit van de verschillende neerslagtypen
- 11.3. Relatieve duur van de neerslag als functie van de intensiteit
- 11.4. Neerslaghoogte als functie van de intensiteit

*Hoofdstuk 12: De neerslag in vaste toestand*

- 12.1. Algemeen
- 12.2. Hoeveelheid sneeuw
- 12.3. Besneeuwing
- 12.4. Data van eerste en laatste besneeuwing
- 12.5. Aantal dagen van besneeuwing
- 12.6. Maximumdikte van de sneeuwlaag
- 12.7. Het smelten van de sneeuw

**Tweede deel: De thermische factoren**

*Hoofdstuk 13: Belang van de thermische weerfactoren*

*Hoofdstuk 14: De luchttemperatuur*

- 14.1. Definitie
- 14.2. De dagelijkse temperatuurcyclus
- 14.3. De gemiddelde luchttemperatuur
- 14.4. De gemiddelde maandelijkse temperaturen te Ukkel en de seizoenencyclus
- 14.5. De dagelijkse temperaturen te Ukkel
- 14.6. De temperaturen in andere stations
- 14.7. Invloed van de hoogteligging
- 14.8. De koude dagen
- 14.9. Reeksen van opeenvolgende vorst- en winterdagen
- 14.10. De koudegolven
- 14.11. De vorstindex
- 14.12. De winter 1962-1963
- 14.13. De WTCB-SECO-indeling van de typen van koud weer
- 14.14. Weersomstandigheden die grote koude in de hand werken

*Hoofdstuk 15: De zonnestraling*

- 15.1. Algemeen
- 15.2. Globale straling die door een horizontaal vlak wordt ontvangen (G)
- 15.3. Gemiddelde en uiterste G-waarden
- 15.4. Geografische verdeling van de globale straling

*Hoofdstuk 16: De zonneshijn*

- 16.1. Algemeen
- 16.2. Waarnemingen en geografische verdeling
- 16.3. De relatieve zonneshijn

*Hoofdstuk 17: De oppervlaktetemperatuur van de grond en van wegdekken*

*Hoofdstuk 18: De luchtvochtigheid*

- 18.1. Algemeen
- 18.2. De atmosferische waterdampdruk
- 18.3. De absolute luchtvochtigheid
- 18.4. De relatieve luchtvochtigheid

*Hoofdstuk 19: De verdamping*

- 19.1. Algemeen
- 19.2. Verdamping van een vrij wateroppervlak
- 19.3. Proefondervindelijke meting van de verdamping
- 19.4. De potentiële evapotranspiratie
- 19.5. Resultaten van de verdampingsbepalingen
- 19.6. Waterverdamping op verschillende oppervlakken
- 19.7. Vergelijking tussen de verdamping en de neerslag

### Troisième partie: Applications

#### Préambule

##### Chapitre 20: Les arrêts de travaux par suite d'intempéries

- 20.1. Enoncé du problème
- 20.2. Données d'une solution approchée
- 20.3. Interprétation
  - 20.3.1. Catégorie 1: Terrassements
  - 20.3.2. Catégorie 2: Ouvrages d'art
  - 20.3.3. Catégorie 3: Travaux divers
- 20.4. Dispersion des nombres de jours où le travail est possible

##### Chapitre 21: Epaisseur de la lame d'eau ruisselant sur une chaussée

- 21.1. Enoncé du problème
- 21.2. Facteurs géométriques
- 21.3. Epaisseur de la lame
- 21.4. Régime laminaire
- 21.5. Régime turbulent
- 21.6. Effet du vent
- 21.7. Exemple d'application

##### Chapitre 22: La durée de l'état mouillé des revêtements

- 22.1. Importance du problème
- 22.2. Mesure et estimation de la durée de l'état mouillé

##### Chapitre 23: Evaluation prévisionnelle de l'infiltration d'eau dans la chaussée

- 23.1. Généralités
- 23.2. Données requises concernant le régime des précipitations
- 23.3. Les deux cas fondamentaux
- 23.4. L'infiltration uniforme
- 23.5. Les infiltrations localisées

##### Chapitre 24: Critères de nécessité et dimensionnement hydraulique d'un drainage interne

- 24.1. Généralités
- 24.2. Critères de nécessité d'un drainage interne
- 24.3. Fonctionnement d'une couche drainante
- 24.4. Dimensionnement hydraulique
  - 24.4.1. Dimensionnement au critère de la capacité de drainage

##### Chapitre 25: Humidification d'un sol nu par les précipitations

- 25.1. Généralités
- 25.2. Sols sableux
- 25.3. Sols cohésifs
- 25.4. L'évaporation
- 25.5. Cas des sols ameublis

##### Chapitre 26: Le « Code de l'eau » du C.R.R.

- 26.1. Généralités
- 26.2. Le drainage interne
- 26.3. Le dimensionnement du système de drainage superficiel
- 26.4. Matériaux nouveaux
- 26.5. Procédés nouveaux

#### Références bibliographiques

##### Liste des figures

##### Liste des tableaux

### Derde deel: Toepassingen

#### Woord vooraf

##### Hoofdstuk 20: Stillegging van werken ingevolge slecht weer

- 20.1. Probleemstelling
- 20.2. Gegevens van een benaderende oplossing
- 20.3. Interpretatie
  - 20.3.1. Categorie 1: Grondwerken
  - 20.3.2. Categorie 2: Kunstwerken
  - 20.3.3. Categorie 3: Diverse werken
- 20.4. Spreiding van het aantal dagen met werkbaar weer

##### Hoofdstuk 21: Dikte van de op een wegdek afvloeiende waterlaag

- 21.1. Probleemstelling
- 21.2. Geometrische factoren
- 21.3. Waterlaagdikte
- 21.4. Laminaire stroming
- 21.5. Turbulente stroming
- 21.6. Invloed van de wind
- 21.7. Toepassingsvoorbeeld

##### Hoofdstuk 22: Duur van de natte toestand van wegdekken

- 22.1. Belang van het probleem
- 22.2. Meting en raming van de duur van de natte toestand

##### Hoofdstuk 23: Vooruitbepaling van de waterinsijpeling in een weg

- 23.1. Algemeen
- 23.2. Benodigde neerslaggegevens
- 23.3. De twee fundamentele gevallen
- 23.4. Gelijkmatige insijpeling

##### Hoofdstuk 24: Noodzakelijkheidscriteria en hydraulische dimensionering van een ontwateringssysteem

- 24.1. Algemeen
- 24.2. Noodzakelijkheidscriteria voor een ontwateringssysteem
- 24.3. Werking van een draineerlaag
- 24.4. Hydraulische dimensionering
  - 24.4.1. Dimensionering naar het criterium inzake draineervermogen

##### Hoofdstuk 25: Bevochtiging van kale grond door de neerslag

- 25.1. Algemeen
- 25.2. Zandgrond
- 25.3. Samenhangende grond
- 25.4. Verdamping
- 25.5. Losse grond

##### Hoofdstuk 26: De „Handleiding voor Waterbeheersing” van het Opzoekingscentrum voor de Wegenbouw

- 26.1. Algemeen
- 26.2. Ontwatering
- 26.3. Dimensionering van een afwateringssysteem
- 26.4. Nieuwe materialen
- 26.5. Nieuwe procédés

#### Literatuur

##### Lijst der figuren

##### Lijst der tabellen

\* \* \*

**Code de bonne pratique pour la réalisation d'écrans capillaires verticaux contre l'effet de bord sous les chaussées.** — Recommandations C.R.R. — R 48/81 du Sous-Comité Technique «Ecrans capillaires verticaux». — Une brochure de 74 pages, format 14,8 × 24 cm, avec 12 figures et un tableau synoptique dans le texte. — Publié par le **CENTRE DE RECHERCHES ROUTIERES**, Boulevard de la

**Handleiding voor het aanbrengen van verticale capillaire schermen tegen randeffect onder rijbanen.** — Aanbevelingen O.C.W. — A 48/81 van het Technisch Subcomité „Verticale capillaire schermen”. — Een brochure van 74 bladzijden, formaat 14,8 × 24 cm, met 12 figuren en een overzichtstabel in de tekst. — Uitgegeven door het **OPZOEKINGSCENTRUM VOOR DE WEGENBOUW**,

Woluwe, 42, 1200 Bruxelles. — Distributeur: *Office International de Librairie*, Avenue Marnix, 30 (Bte 19) B-1050 Bruxelles. — Prix 200 FB à verser au C.C.P. 000-0226033-23 avec la référence: Recommandations C.C.R. — R 48/81.

Les présentes recommandations sont l'aboutissement d'une idée suggérée dans le code de bonne pratique pour la protection des travaux routiers contre les effets de l'eau.

Il s'agit de la protection des sols de fondation de chaussée contre l'humidification par l'effet de bord au moyen d'un écran capillaire vertical.

Une enquête a montré que dans une grande partie du pays où les gelées ne sont pas importantes, les sols de fondation non sableux subissaient à la fin de l'hiver une humidification excessive due à l'effet de bord, cause principale des dégradations de ces chaussées dans la frayée des véhicules située en rive.

L'effet de bord peut être défini comme suit:

Dans les régions à climat tempéré humide, le sol situé sous l'assiette d'une chaussée, s'il est efficacement protégé contre l'infiltration d'eaux superficielles ainsi que contre la pénétration du gel, garde une teneur en eau assez constante.

Par contre, le sol situé au même niveau sous des accotements non revêtus, ne jouissant pas de la même protection est le siège de variations d'humidités appréciables, tant saisonnières qu'accidentelles. Ainsi est créée, le long du bord de la chaussée, la possibilité de mouvements d'eau capillaire, qui entraînent une variation de l'humidité du sol d'assiette sur une certaine largeur.

Cette variation d'humidité est appelée «effet de bord».

L'écran capillaire vertical, qui diffère totalement d'une tranchée drainante par son mode de fonctionnement, est un moyen de protection efficace contre cet effet de bord.

Il a été étudié sur un modèle de laboratoire, puis sur deux tronçons expérimentaux suivis pendant plus de quatre ans.

Avant la rédaction du présent code de bonne pratique, on a observé l'exécution des écrans sur deux chantiers pilotes, un chantier de construction en site neuf et un chantier d'assainissement d'une voirie à renforcer.

#### Table des matières

##### Avant-Propos

1. *L'effet de bord.*
- 1.1. Description de l'effet de bord.
- 1.2. Intensité de l'effet de bord.
- 1.3. Phénomènes pouvant masquer l'effet de bord.
- 1.4. Moyens de protection contre l'effet de bord.

Woluwedal, 42, 1200 Brussel. — Verkoopadres: *Internationale Wetenschappelijke Boekhandel*, Marnixlaan, 30 (Bus 19), B-1050 Brussel. — Prijs 200 BF te storten op P.C.R. 000-0226033-23 met verwijzing: Aanbevelingen O.C.W. — A 48/81.

Deze aanbevelingen vormen de uitwerking van een idee die in de handleiding voor de bescherming van wegenwerken tegen de inwerking van het water werd geopperd.

Het gaat erom, met behulp van een verticaal capillair scherm funderingsgrond van rijbanen tegen bevochtiging door randeffect te beschermen.

Een enquête bracht aan het licht dat niet-zanderige funderingsgronden in een groot gedeelte van het land waar geen strenge vorst optreedt op het einde van de winter uitermate vochtig werden ingevolge randeffect, de hoofdzaak van de schade in het wielspoor aan de rand van rijbanen.

Randeffect kan als volgt worden gedefinieerd:

In streken met een gematigd vochtig klimaat blijft het watergehalte van de grond onder een rijwegverharding betrekkelijk bestendig, voor zover hij afdoende tegen waterinsijpeling en vorstindringing beschermd is.

Het watergehalte van de grond welke zich op een zelfde diepte onder de aardebermen bevindt en een dergelijke bescherming moet ontberen, ondergaat daarentegen merkelijke seizoen- en ook toevallige schommelingen. Daardoor wordt langs de rand der verharding de mogelijkheid voor capillaire waterstromingen geschapen, waardoor het watergehalte van de grond onder de rijwegverharding op een bepaalde breedte aan schommelingen onderhevig wordt.

Deze schommelingen van het watergehalte worden „randeffect” genoemd.

Het verticale capillaire scherm, dat volledig anders werkt dan een draineersleuf, vormt tegen dit randeffect een afdoend verweermiddel.

Het werd bestudeerd aan de hand van een laboratoriummodel en daarna in twee proefvakken, die meer dan vier jaar lang werden gevolgd.

Vóór deze handleiding tot stand kwam, werden waarnemingen verricht bij het aanbrengen van schermen op twee proefbouwplaatsen: de eerste betrof de aanleg van een nieuwe weg, de tweede de sanering van een te versterken weg.

#### Inhoudstafel

##### Woord vooraf

1. *Het randeffect.*
- 1.1. Beschrijving van het randeffect.
- 1.2. Intensiteit van het randeffect.
- 1.3. Verschijnselen die het randeffect kunnen camoufleren
- 1.4. Verweermiddelen tegen het randeffect.

2. *L'écran capillaire vertical.*
    - 2.1. Description.
    - 2.2. Mode de fonctionnement.
    - 2.3. Dimensions de l'écran.
    - 2.4. Emplacement de l'écran.
    - 2.5. Exutoires.
    - 2.6. Phases de réalisation d'un écran.
  3. *Recommandations pour la conception du projet.*
    - 3.1. Critères de nécessité des écrans capillaires verticaux.
    - 3.2. Reconnaissance géotechnique.
    - 3.3. Inventaire des matériaux locaux.
    - 3.4. Etablissement des prescriptions-types et des plans.
    - 3.5. Tableau synoptique.
  4. *Recommandations pour l'exécution.*
    - 4.1. Phases d'exécution.
    - 4.2. Choix des engins.
    - 4.3. Organisation des chantiers.
  5. *Recommandations pour l'exploitation et l'entretien.*
    - 5.1. Entretien des débouchés d'exutoire, curage des émissaires.
    - 5.2. Entretien des joints de bord.
    - 5.3. Précautions à prendre lors de travaux de pose de canalisations ou de câbles, de raccordements particuliers ou tous travaux nécessitant l'ouverture de fouilles à proximité de l'écran.
- Annexe A* — Intensité de l'effet de bord.
- Annexe B* — Explication détaillée du fonctionnement de l'écran capillaire vertical.
- Annexe C* — Justification des critères de choix des matériaux d'écran.
- Annexe D* — Fonctionnement éventuel de l'écran comme tranchée drainante.
- Bibliographie.*
- Liste des figures.*
- Table des matières.*

2. *Het verticale capillaire scherm.*
    - 2.1. Beschrijving.
    - 2.2. Werking.
    - 2.3. Schermafmetingen.
    - 2.4. Plaats van het scherm in de wegstructuur.
    - 2.5. Afvoerleidingen.
    - 2.6. Fasen bij het aanbrengen van een scherm.
  3. *Aanbevelingen voor het opmaken van het ontwerp.*
    - 3.1. Noodzakelijkheidscriteria voor verticale capillaire schermen.
    - 3.2. Grondmechanisch onderzoek.
    - 3.3. Inventarisatie van streekmaterialen.
    - 3.4. Opstellen van de typevoorschriften en opmaken van de plans.
    - 3.5. Overzichtstabel.
  4. *Aanbevelingen voor de uitvoering.*
    - 4.1. Uitvoeringsfasen.
    - 4.2. Keuze van de werktuigen.
    - 4.3. Organisatie van de werken.
  5. *Aanbevelingen voor het gebruik en het onderhoud.*
    - 5.1. Onderhoud van de afvoeruitmondungen, ruimen van de afleidingskanalen.
    - 5.2. Onderhoud van de randvoegen.
    - 5.3. Voorzorgsmaatregelen tijdens werken voor het leggen van leidingen of kabels, bijzondere aansluitingswerken of alle werken die dicht bij het scherm ingraveningen noodzakelijk maken.
- Bijlage A* — Intensiteit van het randeffect.
- Bijlage B* — Uitvoerige verklaring van de werking van het verticale capillaire scherm.
- Bijlage C* — Verantwoording van de keuzecriteria voor schermmaterialen.
- Bijlage D* — Eventuele werking van het scherm als draineersleuf.
- Literatuur.*
- Lijst der figuren.*
- Inhoudstafel.*

\* \* \*

**Menuiseries intérieures résistant au feu** — *Code de bonne pratique.* — Une brochure de 24 pages, format 21 × 29,5 cm, avec 18 figures ou groupes de figures, — dont 3 reproductions photographiques, — dans le texte, une ample *bibliographie* et de brefs *résumés* en français, néerlandais, anglais et allemand. — *Note d'Information Technique 141* (Bimestriel — Avril 1982) du *Centre Scientifique et Technique de la Construction (C.S.T.C.)*, rue du Lombard, 41 — 1000 Bruxelles.

Ce *code de bonne pratique* a été rédigé par le groupe de travail « Menuiserie intérieure » du Comité technique « Menuiserie-Volets » dont la présidence est assurée par M. R. Dupont.

La présidence du Groupe de travail en question fut assumée par M. A. DARDENNE, entrepreneur de menuiserie à Wevelgem, qui était assisté, comme membres, de huit autres entrepreneurs de menuiserie, tandis que diverses personnalités extérieures collaborèrent également à ce travail.

Le secrétaire-rapporteur fut M. P. VEROUG-STRATE, ingénieur chercheur au C.S.T.C.

**Brandvertragend binnenschrijnwerk** — *Leidraad voor de goede uitvoering.* — Een brochure van 24 bladzijden, formaat 21 × 29,5 cm, met 18 figuren of groepen van figuren, — waaronder 3 foto's, — in de tekst, een ruime *literatuurlijst* en korte *samenvattingen* in het Nederlands, Frans, Engels en Duits. — *Technische Voorlichting 141* (Tweemaandelijks — April 1982) van het *Wetenschappelijk en Technisch Centrum voor het Bouwbedrijf (W.T.C.B.)*, Lombardstraat, 41 — 1000 Brussel.

Deze *leidraad voor de goede uitvoering* werd opgesteld door de werkgroep „Binnenschrijnwerk” van het Technisch Comité „Schrijnwerk-Rolluiken” waarvan de voorzitter de heer R. Dupont is.

Het voorzitterschap van bedoelde Werkgroep werd waargenomen door dhr A. DARDENNE, aannemer van schrijnwerken te Wevelgem, die als leden werd bijgestaan door acht andere aannemers van schrijnwerken, terwijl van buiten uit nog meerdere personnaliteiten hun medewerking verleenden.

De secretaris-verslaggever was dhr P. VEROUG-STRATE, ingenieur-vorser bij het W.T.C.B.



Actuellement, on emploie de plus en plus pour les menuiseries intérieures des *éléments de construction résistant au feu*, ce qui est surtout dû à l'extension de la réglementation belge relative à la sécurité en matière d'incendie.

Etant donné les nombreux problèmes que pose aux menuisiers l'utilisation d'éléments résistant au feu, ceux-ci ont dès lors fait l'objet de la première étude du Groupe de travail ci-dessus.

Le but de la présente *Note d'Information Technique* est d'amener les menuisiers à consacrer l'attention nécessaire aux *normes* et aux *prescriptions* réglementant les *essais* et le *placement* d'éléments de construction résistant au feu.

Pour assurer la protection d'un bâtiment contre l'incendie, il est en effet souvent nécessaire de le *compartimenter*.

Quand un incendie se déclare dans un des compartiments, les parois séparant celui-ci du reste du bâtiment doivent empêcher la propagation de l'incendie pendant un laps de temps déterminé.

Ceci est nécessaire d'une part pour limiter les dégâts dans la mesure du possible et, d'autre part, pour donner le temps aux occupants de tous les compartiments du bâtiment d'évacuer les lieux. Il en résulte que la *conception*, la *construction* et le *placement* d'éléments résistant au feu ne doivent pas être pris à la légère.

La *conception* et la *construction* de pareils éléments doivent se faire de préférence dans des entreprises spécialisées ayant les connaissances requises en la matière.

Le *menuisier* veillera donc à *monter* et à *placer* la menuiserie intérieure résistant au feu comme le prescrit le *rapport d'essai* délivré par le laboratoire qui a effectué l'essai de résistance au feu.

En outre, il convient de suivre soigneusement les *directives du fabricant*, à condition bien entendu que celles-ci respectent les tolérances admises dans le rapport d'essai.

Lorsque le *cahier des charges* donne une description s'écartant de ce qui a été testé en laboratoire, le menuisier doit s'en tenir aux prescriptions du rapport d'essai. L'architecte et le maître d'ouvrage doivent être informés de cette différence pour pouvoir déterminer les *responsabilités* éventuelles.

Ce n'est que si les prescriptions du rapport d'essai ont été strictement suivies que les autorités compétentes donneront leur approbation après le placement de la menuiserie intérieure résistant au feu.

Jetons maintenant un coup d'œil sur le *contenu* proprement dit de la *Note*:

*Brandvertragende bouwelementen* worden tegenwoordig steeds vaker gebruikt in het binnenschrijnwerk van gebouwen, wat voornamelijk het gevolg is van het feit dat de brandbeveiliging de laatste jaren strenger werd gereguleerd.

Gelet op de vele problemen welke de schrijnwerker bij de toepassing van brandvertragend binnenschrijnwerk ondervindt, werd daaraan dan ook de eerste studie van voornoemde Werkgroep gewijd.

Doel van deze *Technische Voorlichting* is de schrijnwerker ertoe te brengen de nodige aandacht te besteden aan de *normen* en aan de *voorschriften* die het *beproeven* en het *plaatsen* van brandvertragende elementen reglementeren.

Om de brandveiligheid van een gebouw te verzekeren, is het inderdaad dikwijls noodzakelijk het te verdelen in *compartimenten*.

Wanneer brand ontstaat in een compartiment, moeten de wanden die dit deel afscheiden van de rest van het gebouw ervoor zorgen dat de brand zich gedurende een welbepaalde tijd niet kan uitbreiden.

Deze brandvertraging is noodzakelijk om, enerzijds, de schade in de mate van het mogelijke te beperken en, anderzijds, om de bewoners van alle compartimenten in staat te stellen deze binnen een aanvaardbare tijd te ontruimen. Het *ontwerpen*, *construeren* en *plaatsen* van brandvertragende bouwelementen mag dus niet al te licht worden opgevat.

*Ontwerp* en *constructie* van dergelijke elementen moeten bij voorkeur gebeuren door gespecialiseerde ondernemingen die terzake onderlegd zijn.

De *schrijnwerker* moet het brandvertragend binnenschrijnwerk *monteren* en *plaatsen* zoals voorgeschreven in het *proefverslag* afgeleverd door het laboratorium dat de brandweerstandspreef heeft uitgevoerd.

Bovendien moeten de *richtlijnen van de fabrikant* nauwkeurig gevolgd worden, op voorwaarde nochtans dat zij binnen de toegelaten toleranties blijven van wat in het proefverslag voorgeschreven wordt.

Zo het *bestek* een beschrijving geeft welke afwijkt van wat in het laboratorium werd beproefd, dan moet de schrijnwerker zich houden aan de voorschriften van het proefverslag en moeten architect en opdrachtgever van deze afwijking kennis krijgen, teneinde eventuele *verantwoordelijkheden* vast te leggen.

Het is enkel wanneer men zich zeer strict aan de voorschriften van het proefverslag houdt, dat na de plaatsing van het brandvertragend binnenschrijnwerk de bevoegde oederheid haar goedkeuring zal geven.

Werpen wij thans een blik op de *inhoud* zelf van de *Voorlichting*:

Après une courte *introduction* (voir ci-dessus) faisant l'objet du *chapitre 1*, le *chapitre 2* est consacré à un aperçu succinct de la *réglementation belge en matière d'incendie*: normes et projets de normes relatifs à la protection des bâtiments contre l'incendie — marque de conformité BENOR pour les portes résistant au feu — contrôles prévus.

Le *chapitre 3* traite alors des *essais de résistance au feu*, et ceci successivement pour les cloisons, les portes intérieures, les faux plafonds et les gaines techniques et regards de visite.

Dans le *chapitre 4*, sont ensuite passés en revue les *critères de classement des éléments de construction résistant au feu*: stabilité — étanchéité aux flammes — isolation thermique.

Les *cloisons résistant au feu* font alors l'objet du *chapitre 5* qui donne, notamment, des directives pour le montage et le placement de ces cloisons, des règles pratiques de calcul de leur résistance au feu, et quelques exemples de pareilles cloisons (avec ossature en bois ou avec ossature métallique).

Des indications similaires sont ensuite données, dans le *chapitre 6*, pour les *portes intérieures résistant au feu*. Des directives sont également données pour le placement de ces portes, complétées une fois de plus par quelques exemples (avec chambranle en bois ou chambranle métallique).

Quant aux *chapitres 7 et 8*, ils concernent plus spécialement, à leur tour, les *faux plafonds résistant au feu*, et les *fermetures de gaines techniques et regards de visite résistant au feu*. On y trouve une fois de plus des directives pour le placement de ces éléments, ainsi que quelques exemples de faux plafonds résistant au feu (plancher en bois avec faux plafond — dalle en béton avec faux plafond isolant) et de panneaux de fermeture de gaines techniques et de regards de visite.

Il restait encore, pour être complet, à dire quelques mots au sujet des *revêtements de protection des profils métalliques*. Ceci fait l'objet du *chapitre 9*, avec des directives pour le placement de ces revêtements et quelques exemples: colonne en acier avec revêtement simple — poutre en acier avec revêtement double.

Le bref *chapitre 10* est enfin consacré aux *conclusions* de la dite *Note*, et insiste une fois de plus, notamment, sur le respect des directives du rapport d'essai ou du texte de l'agrément accompagnant la marque de conformité BENOR (uniquement pour les portes intérieures résistant au feu). Notons en particulier que, en cas de doute, le *menuisier* ne devra pas hésiter à consulter le *fabricant*, ce qui ne peut être que dans son intérêt.

Na een korte *inleiding* (zie hierboven) welke het voorwerp uitmaakt van *hoofdstuk 1*, is het *hoofdstuk 2* gewijd aan een beknopt overzicht van de *brandreglementering in België*: normen en ontwerpnormen inzake brandveiligheid van gebouwen — overeenkomstigheidsmerk BENOR voor brandvertragende deuren — voorziene controles.

*Hoofdstuk 3* handelt daarna over de *brandweerstandsprouven*, en dit achtereenvolgens voor de scheidingswanden, de binnendeuren, de verlaagde plafonds en de kokerafsluitingen en inspectieluiken.

*Hoofdstuk 4* is vervolgens gewijd aan de *klassificatiecriteria van brandvertragende bouwelementen*: stabiliteit — vlamdichtheid — thermische isolatie.

De *brandvertragende scheidingswanden* worden dan in *hoofdstuk 5* onder het oog genomen, o.m. met richtlijnen voor het monteren en plaatsen van deze scheidingswanden, praktische rekenregels voor het bepalen van hun brandweerstand, en enkele voorbeelden van dergelijke scheidingswanden (met houten of met metalen skelet).

Gelijkaardige gegevens worden dan in *hoofdstuk 6* verstrekt, voor de *brandvertragende binnendeuren*, eveneens met richtlijnen voor hun plaatsing en enkele voorbeelden van dergelijke deuren (met houten of met metalen omlijsting).

De *hoofdstukken 7 en 8* handelen daarna meer in het bijzonder, op hun beurt, over de *brandvertragende verlaagde plafonds*, en over de *brandvertragende kokerafsluitingen en inspectieluiken*. Ook hier worden steeds richtlijnen gegeven voor het monteren van deze elementen, evenals enkele voorbeelden van brandvertragende verlaagde plafonds (houten vloer met verlaagd plafond — betonplaat met isolerend verlaagd plafond) en van afsluitingspanelen voor technische kokers en inspectieluiken.

Volledigheidshalve moesten nog enkele woorden worden gezegd aangaande de *beschermende bekleding van metalen profielen*. Dit geschiedt in *hoofdstuk 9*, met richtlijnen voor het plaatsen van deze bekledingen en enkele voorbeelden: stalen kolom met enkelvoudige bekleding — stalen ligger met dubbele bekleding.

Het korte *hoofdstuk 10* is ten slotte gewijd aan de *besluiten* van de *Nota*, en legt eens te meer de nadruk, onder meer, op de noodzakelijke naleving van de richtlijnen van het proefverslag of van de goedkeuringspublicatie die het BENOR-keuringsmerk vergezelt (enkel voor brandvertragende deuren). In het bijzonder, wordt de aandacht erop gevestigd dat, in geval van twijfel, de *schrijnwerker* niet mag aarzelen de *fabrikant* te raadplegen, wat uiteindelijk slechts in zijn voordeel kan zijn.

La brochure se termine alors par une ample *bibliographie* comptant 14 références et, comme de coutume, par de très brefs *résumés* en français, néerlandais, anglais et allemand.

R. F.

De brochure sluit dan met een ruime *literatuurlijst* van 14 referentiebronnen en, zoals gebruikelijk, met zeer korte *samenvattingen* in het Nederlands, Frans, Engels en Duits.

R. F.

\* \* \*

**DIENST voor de SCHEEPVAART** (Ministerie van Openbare Werken) — **Verslag over het dienstjaar 1981.** — Een brochure, onder geïllustreerde lichtkartonnen omslag, van circa 120 bladzijden, formaat 21,5 × 27,5 cm, met talrijke tabellen, 11 zwart-wit foto's, een zwart-wit kaart van de scheepvaartwegen in en rondom België, een gekleurde vouwplaat van de waterwegen beheerd door de Dienst voor de Scheepvaart, een gekleurde vouwplaat van de situatie kanaalverbreding Albertkanaal en Dessel-Kwaadmechelen, een gekleurd cartogram van de in 1981 vervoerde tonnage, eveneens als vouwplaat, en een zwart-wit-blauw grafiek aangaande het volume der goederen in binnen- en buitenlandse trafiek. — Uitgegeven door de *Raad van Beheer* en de *Algemene Directie* van de *Dienst voor de Scheepvaart*, Havenstraat 44 te Hasselt.

Dit verslag over de werking van de *Dienst voor de Scheepvaart* gedurende het dienstjaar 1981 wordt voorafgegaan door een *inleiding* vanwege dhr ir. J. DE RIES, Voorzitter van de *Raad van Beheer*, die ditmaal in het bijzonder de aandacht vestigt op het *personeelsbeleid* van deze Dienst.

Na een bondige uiteenzetting nopens de evolutie van de personeelsterkte voor de periode 1972-1982, acht dhr DE RIES het, als besluit, betreurenswaardig dat de *Dienst voor de Scheepvaart*, ondanks zijn zuinig personeelsbeleid in de afgelopen jaren, niet ontsnapt aan de overheidsmaatregelen inzake inkrimping van personeel. De wervingsstop bij het Vast Wervingssecretariaat sinds maart 1982 zet zelfs de vervanging van gepensioneerde personeelsleden op de helling.

Budgettair dienen de personeelsuitgaven in 1982 met 2% teruggeschoefd.

Voor het *administratief en technisch kader*, zou een bijkomende inspanning gedurende een korte termijn nog mogelijk zijn, door prioriteiten bij voorkeur te behandelen en de rest ongemoeid te laten. Het *personeel van de waterwegen* kan echter zijn prestaties niet opdrijven, omdat voor de bediening en de bewaking van de kunstwerken alleen uren-aanwezigheid in aanmerking komen.

Hierbij dient onderstreept dat, na de invoering van de 38-urige werkweek (vanaf 1.10.1979) geen uitbreiding van het kader gebeurde.

Een inkrimping van het *meesters-, vak- en dienstpersoneel* zou het onderhoud van het kanalenet en de noodzakelijke herstellingswerken aan oevers en kunstwerken in het gedrang brengen.

Daarbij komt nog dat dergelijke maatregelen na enige tijd automatisch resulteren in het opdrijven van de overuren of in de vermeerdering van het aantal tewerkgestelde werklozen. De tewerkstelling van werklozen bleef bij de *Dienst voor de Scheepvaart* totnogtoe heel beperkt. Van 1977 evolueerde dit aantal van 35 tot 21 eenheden in december 1981.

De dienst heeft in het verleden geen BTK-project ingediend. Laat dit geen pro domo pleidooi zijn voor een uitzonderingsbehandeling. Uit de specifieke situatie van de *Dienst voor de Scheepvaart* en uit de voorgestelde argumentatie blijkt echter dat de personeelsproblematiek per openbare instelling dient geëvalueerd.

Algemene maatregelen, die van overheidswege worden opgelegd, zonder rekening te houden met de eigenheid van de openbare dienst, in casu de *Dienst voor de Scheepvaart*, kunnen een nefaste invloed uitoefenen op zijn werking en zijn opdracht.

Bezuinigen op personeel mag geen verlamvend effect hebben. Ondanks de modernisering van het Albertkanaal en ook van het Kempense kanalenet, blijven een efficiënt beheer en een vlotte exploitatie afhankelijk van het werk van enthousiast personeel.

Dhr DE RIES is dan ook van mening dat, indien het personeelsbestand bij de *Dienst voor de Scheepvaart* nog verder moest worden uitgedund, dit zijn goede werking in het gedrang zou brengen.

Na een zwart-wit kaart van de *scheepvaartwegen in en rondom België*, vangt het eigenlijke *Verslag* dan aan met een herinnering aan de *opdracht* van de Dienst en aan de bijzonderste *besluiten* terzake, gevolgd door een hoofdstuk gewijd aan het *Beheer* ervan: samenstelling van de *Raad van Beheer* en van de *Directie*, alsmede aanduiding van de *zetel*: Havenstraat, 44 te Hasselt.

In verband met het *personeelsbeleid*, worden daarna informaties verstrekt o.m. aangaande de *totale personeelssterkte* (479 eenheden op 31 december 1981, tegenover resp. 464 voor 1980, 438 voor 1979 en 469 voor 1978), de ontwerpen van *Koninklijk Besluit* en *Ministerieel Besluit*, de *examens en beroeps-*

proeven, de bloemenversiering en de eervolle onderscheidingen toegekend in 1981.

Aan de hand van een overzichtelijke tabel, wordt vervolgens de toestand van het personeel op 31 december 1981 toegelicht, terwijl bovendien nog informatie worden verstrekt aangaande de samenstelling en de werking van de sociale dienst.

Het daaropvolgend hoofdstuk is dan gewijd aan een overzicht van het beheerd domein en bevat, na een tabel van de kanalen en hun afmetingen, een gekleurde vouwkaart van de waterwegen beheerd door de Dienst voor de Scheepvaart, alsmede een beknopt overzicht van de onderhoudswerken en de verbeteringswerken (modernisering van het Albertkanaal) die in 1981 plaatsgrepen.

Na een bondig overzicht van de vloot, komt dan de trafiek ter sprake: haar evolutie, — haar samenstelling, — haar indeling in nationale en in internationale, continentale of maritieme trafiek, — het gebruik van grote schepen, — de duweenheden met, als gemiddelde tonnage een konvooi van 1 458 ton, — en het gebruik van bakken aangevoerd of verzonden per moederschip.

De nijverheden langs de kanalen worden daarna opgesomd, met aanduiding van de gemeente, de firma en de aard van haar produktie, en dit achtereenvolgens voor de provincie Limburg (Albertkanaal — Kanaal van Briegden naar Neerharen — Kanaal van Bocholt naar Herentals — Kanaal naar Beverlo — Kanaal van Dessel naar Kwaadmechelen — Zuid-Willemsvaart) en voor de provincie Antwerpen (Albertkanaal — Kanaal van Dessel over Turnhout naar Schoten — Kanaal van Dessel naar Kwaadmechelen — Kanaal van Bocholt naar Herentals).

De concessies maken vervolgens op hun beurt het voorwerp uit van een lijst met aanduiding van de naam, de gemeente en de bedrijvigheid, en dit langs het Albertkanaal, het Kanaal van Briegden naar Neerharen en de Zuid-Willemsvaart.

Zoals gebruikelijk, en onder de titel: „Incidenten en bijzondere maatregelen”, handelt het daaropvolgend hoofdstuk dan nog over de onderbrekingen van de scheepvaart, namelijk door ijsvorming op de kanalen en door stremmingen nodig voor het uitvoeren van werken, — over enkele ernstige ongevallen en over de opgelopen averijen.

Verder, werd in 1981 het onderzoek van de bruggen over de kanalen onder beheer van de Dienst voor de Scheepvaart regelmatig voortgezet.

Het Verslag gaat daarna over tot een uiteenzetting van de financiële uitslagen waaruit, voor 1981, en netto-verlies blijkt van 175.627.000 F (tegenover 203.914.000 F voor 1980). De nieuwe patrimoniale goederen komen daarbij in rekening voor 3.976.000 F (tegenover 3.996.000 F voor 1980), wat in totaal

voert tot 179.603.000 F voor 1981 (tegenover 207.910.000 F voor 1980).

De activiteiten van de Dienst voor de Scheepvaart, met de daaraan verbonden ontvangsten en uitgaven, maken vervolgens het voorwerp uit van een reeks gedetailleerde informatie met betrekking tot de exploitatierekening Dienst der Kanalen, deze van de sleepdienst te Antwerpen en de moderniseringswerken aan het Albertkanaal, en dit telkens voor de laatste twee dienstjaren 1980 en 1981.

Daarbij aansluitend, komt in het Verslag een overzichtelijke, gekleurde vouwplaat voor aangaande de situatie kanaalverbreding Albertkanaal en Dessel-Kwaadmechelen.

Ten slotte komen dan nog, eveneens met een vergelijking tussen de twee laatste dienstjaren, de Balans en de Verlies- en Winstrekening, met de overdracht naar 1982 („Subsidie voor bedrijfsverliezen”) van het reeds hoger vermeld debetsaldo van 175.626.989 F.

Na het Verslag van de revisor over de jaarrekening per 31 december 1981 van de Dienst voor de Scheepvaart te Hasselt, komt dan het „Statistisch” gedeelte, uitsluitend samengesteld uit tabellen met nauwkeurige informatie aangaande de exploitatierekening 1981 (uitgaven en ontvangsten), — de ontwikkeling per waterweg van de tonkilometer (voor de jaren 1949, 1971, 1980 en 1981), — de ontwikkeling per waterweg van de vervoerde tonnage (voor dezelfde jaren), — de ontwikkeling per groep van goederen van de vervoerde tonnage (idem), — en de densiteit van de trafiek (in vervoerde tonnage) opgenomen aan verschillende waarnemingspunten tijdens dezelfde jaren.

Dit „Statistisch” gedeelte sluit met twee overzichtelijke tabellen resp. gewijd aan:

- de volledige ontwikkeling volgens de streek van herkomst en de streek van bestemming, van de tonnage waargenomen op het net van de Dienst voor de Scheepvaart, en
- een algemene samenvatting van de bijzonderste statistische gegevens, ditmaal voor de jaren 1981, 1980 en 1971.

Uiteindelijk komt dan nog een „Grafisch” gedeelte, met:

- een veelkleurig cartogram van de in 1981 vervoerde tonnage, waaruit opnieuw het overwegend belang blijkt van het Albertkanaal, vooral wat het vervoer van minerale brandstoffen en van bouwstoffen en ruwe of verwerkte delfstoffen betreft, en
- een zwart-wit-blauw grafiek aangaande het volume van de vervoerde goederen in binnen- en buitenlandse trafiek, voor de jaren 1954, 1971, 1980 en 1981.

R. F.

\* \* \*