

UNIVERSITE DE LIEG (

—
Cours de constructions du Génie Civil

N° 77
—

LE BÉTON PRÉCONTRAIT

PAR

F. CAMPUS,

Professeur à l'Université de Liège.

—
(Met samenvatting in 't Nederlands)

—
EXTRAIT DES
ANNALES DES TRAVAUX PUBLICS DE BELGIQUE

FEVRIER-AVRIL 1950.

—
BRUXELLES
IMPRIMERIE G. I. G.
61, avenue de la Liberté

—
1950

Le béton précontraint.

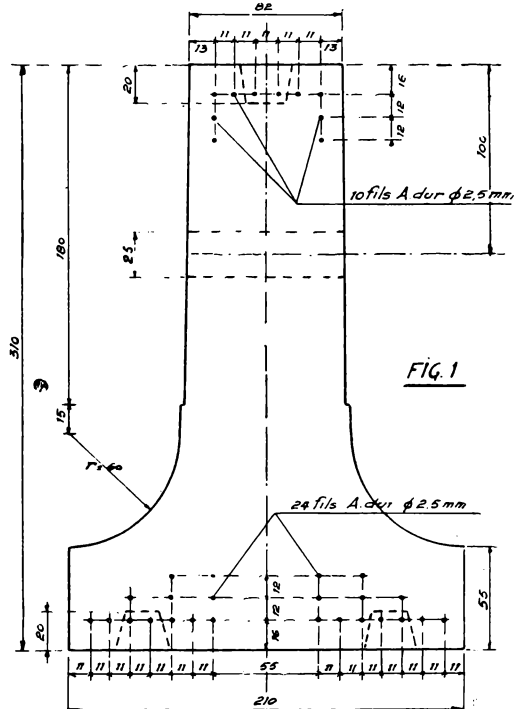
F. CAMPUS,
Professeur à l'Université de Liège.

I. — QUELQUES EXPERIENCES.

A. — Essais statiques d'une poutre du type HOYER.

Cette poutre, de 4,95 m de longueur, a une section transversale en té reproduite à la figure 1. Elle est armée de 34 fils d'aciers de 2,5 mm de diamètre, dont 24 dans le patin et 10 dans l'extrémité de l'âme. L'âme est percée de trous de 25 mm de diamètre, espacés de 250 mm et dont l'axe est distant du bord de l'âme de 100 mm. Cette poutre a été récupérée dans les débris d'un abri de sous-marins allemands détruit à la côte belge; toutes autres caractéristiques d'origine sont inconnues. Elle a été remise au laboratoire pour une investigation de sa structure et de ses propriétés mécaniques. L'essai a été effectué en 1948; on peut présumer que la poutre avait à cette époque entre 5 et 7 ans d'âge.

La poutre a été essayée en divers stades, de manière à déterminer son comportement élastique, sa charge de fissuration, sa charge de rupture, ses facteurs élasti-



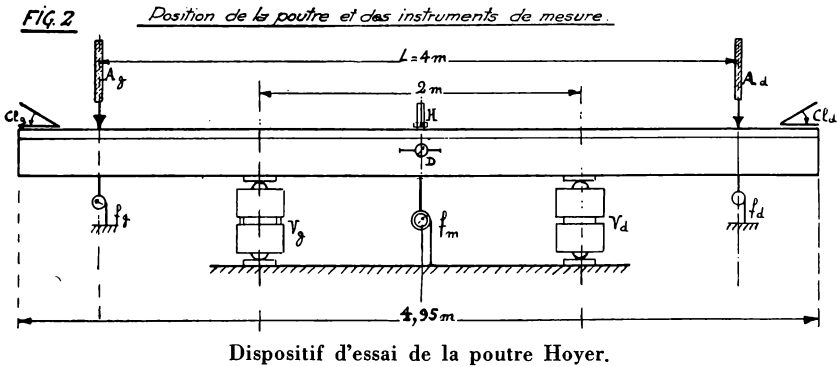
Section transversale de la poutre Hoyer.

ques et, si possible, la précontrainte, à l'époque de l'essai. Elle a été fléchie entre deux appuis distants de 4 m, par le moyen de deux charges égales symétriques, écartées entre elles de 2 m et de 1 m des appuis. Cette sollicitation a été appliquée dans les deux sens de flexion :

- 1) patin tendu, en position appelée « normale » ;
- 2) patin comprimé, en position dite « inversée ».

Les efforts de flexion sont produits par des vérins Amsler à rotules et dynamomètres pendulaires.

La figure 2 indique le dispositif expérimental et la position des appareils de mesure : trois fleximètres, deux clinomètres, des déformomètres pour relever les tensions dans le béton et des tensomètres Huggenberger pour mesurer les tensions des fils.



En vue de mesurer ces dernières tensions, des entailles carrées de 25×25 mm et de 20 mm de profondeur ont été creusées dans les faces inférieure et supérieure de la poutre (fig. 1) pour rendre les fils accessibles. Ces entailles sont espacées de 250 mm sur les deux faces et des repères ont été tracés sur les fils.

Les distances entre repères des entailles successives ont été mesurées au moyen d'un comparateur de la « Cambridge Instruments Co » à double microscope, grâce à un montage spécial (fig. 3).

Les résultats et conclusions des essais sont les suivants :

- 1) Les flèches de flexion au milieu sont sensiblement proportionnelles aux charges, en position normale comme en position inversée, tant que la limite de fissuration n'est pas atteinte; elles sont réversibles.

2) La limite de fissuration est de 2 tonnes par vérin en position normale, de 0,8 tonne par vérin en position inversée.

3) Les inclinaisons aux extrémités de la poutre donnent lieu à la même constatation que les flèches, comme en 1) ci-dessus.

4) Il en est de même pour les déformations mesurées sur le béton des faces supérieure et inférieure en flexion normale; les autres déformations mesurées sur le béton sont plutôt irrégulières.

5) Les accroissements de tension dans les fils mesurés sous l'effet des charges sont très aberrants, tant par mesure directe au moyen des

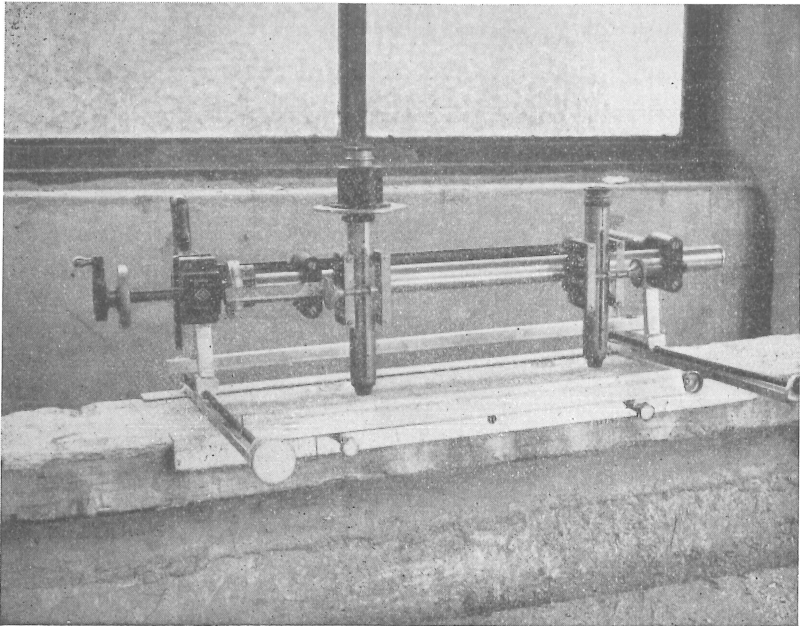


Fig. 3. — Comparateur à microscope.

tensomètres Huggenberger (sur une base de 20 mm) que par les lectures cumulées au comparateur à microscopes sur une base de 2000 mm dans la région à moment de flexion constant. Cependant, certaines mesures concordantes indiquent que, en flexion normale, sous une charge de 2,5 tonnes par vérin (supérieure à la charge de fissuration) l'accroissement de tension est de 13,5 Kg/mm² environ. Pour la charge de fissuration, cet accroissement de tension est d'environ 10 Kg/mm². Les variations de tensions mesurées sont supérieures de près d'un tiers à celles qui sont calculées.

6) On a calculé le coefficient de raideur EI de la poutre à partir des flèches et des inclinaisons de flexion relevées, tant en position inverse que normale. On a trouvé

$$\left. \begin{array}{l} 6,1.10^9 \text{ Kg/cm}^2 \text{ par les flèches} \\ 7,1.10^9 \text{ Kg/cm}^2 \text{ par les inclinaisons} \end{array} \right\} \text{ moyenne } 6,6.10^9$$

7) D'après les dimensions de la section, on a

$$\Omega = 360 \text{ cm}^2, \quad \omega_a = 1,666 \text{ cm}^2 \text{ (0,465 \% d'armature)}$$

$$I = 32.500 \text{ cm}^4 \text{ (pour } m = \frac{E a}{E b} = 10 \text{)}.$$

Pour $E_b = 203.000 \text{ Kg/cm}^2$, on obtient $EI = 6,6.10^9 \text{ Kg/cm}^2$.

8) Par mesure directe sur les éprouvettes cylindriques extraites de la poutre après l'essai, on a établi que, pour des tensions de compression allant jusqu'à 200 Kg/cm^2 , $E_b = 220.000 \text{ Kg/cm}^2$, d'où $EI = 7,15.10^9 \text{ Kg/cm}^2$. La résistance à la rupture du béton était de 460 Kg/cm^2 .

9) On a trouvé comme résistance des fils de précontrainte 230 Kg/mm^2 ; la limite élastique était pratiquement identique. Allongement de rupture mesuré sur 7,5 fois le diamètre : 5 %; striction de rupture : 22 %.

10) La détermination de la tension de précontrainte, par différence de longueur mesurée sur les fils entre l'état initial de la poutre non sollicitée et l'état dénudé après destruction de la poutre, a donné lieu à quelques déconvenues. Certains repères sur les fils ont disparu pendant la désagrégation du béton, d'autre part, on a constaté qu'en plus des fils de précontrainte, il y avait des treillis en fil de 2 mm, dont certains avaient été dénudés par les entailles et éventuellement confondus avec des fils de précontrainte. Les nappes de fils de précontrainte étaient aussi enveloppées d'étriers hélicoïdaux en fil de 2 mm au pas de 12,5 cm environ. On a trouvé une tension probable de précontrainte de 35 Kg/mm^2 environ dans les fils, correspondant à une compression du béton de 16 Kg/cm^2 environ dans les sections non déformées.

11) Les trous existant dans les âmes et les entailles créées dans les faces supérieures et inférieures de la poutre, constituent des déformations et des perturbations qui ont influencé sensiblement toutes les mesures, surtout celles de tensions.

Dans ces conditions, on peut déduire des déformations observées pour les charges-limites de fissuration, compte tenu de la valeur de E_b

mesurée, une résistance probable du béton à la fissuration de l'ordre de 55 Kg/cm^2 . Les tensions du béton mesurées sur les faces supérieure et inférieure en flexion normale sous les charges de fissuration sont inférieures d'environ 10 % aux valeurs calculées.

12) Les fissures, engendrées tant par la flexion normale qu'inversée, se sont montrées parfaitement élastiques, se fermant lors de la décharge et réapparaissent lors de nouvelles mises en charge.

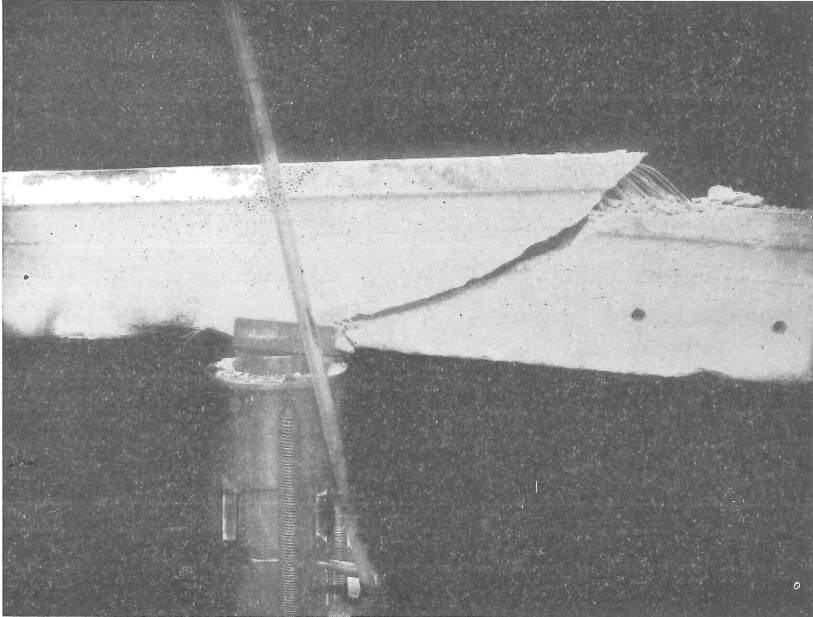


Fig. 4. — Aspect de la poutre Hoyer rompue.

13) Une mise en charge à outrance a été réalisée en flexion normale. Le comportement a été régulier jusqu'à 2,5 tonnes par verin, charge maximum des essais antérieurs. A 3 tonnes, les fissures du patin tendu se sont généralisées (environ tous les 10 cm). A 3,5 tonnes, le béton comprimé du bord de l'âme s'est effrité entre les 2 vérins. A 3,7 tonnes, des fissures obliques d'effort tranchant sont apparues de part et d'autre des vérins, la flèche augmentant fortement. Entre 3,7 et 4 tonnes, une de ces fissures d'effort tranchant a produit une rupture franche (fig. 4). Mais après décharge, les fissures de la semelle tendue se sont refermées.

14) On n'a pas constaté de glissement des fils pendant tout l'essai ni à la rupture; il n'y a pas eu non plus de fils rompus.

Au total, le comportement de cette poutrelle a été normal, cependant ses caractéristiques n'étaient guère élevées. La résistance médiocre du béton à un âge aussi avancé et surtout la faible valeur de son module d'élasticité indiquent une grande déformabilité. Il s'agissait d'ailleurs d'un béton à petits éléments, riche en mortier et ayant eu sans doute un retrait élevé. La faible valeur de la tension de précontrainte des fils, disproportionnée à leur résistance, suggère une forte perte de précontrainte par retrait et déformation différée du béton. La relaxation des fils et leur glissement échappent à toute détermination. Il est probable que la précontrainte aura été appliquée au béton assez jeune, eu égard au système de confection de la poutre, ce qui aura éventuellement permis un glissement initial des fils, mais c'est là pure spéculation. Néanmoins, les résultats de cette analyse à posteriori peuvent être considérés comme satisfaisants.

B. — *Essais statiques d'une poutre type LESAGE.*

Cette poutre, de section rectangulaire, a 9,00 m de longueur, 0,54 m de hauteur et 0,25 m de largeur ($\Omega_b = 1350 \text{ cm}^2$), elle est armée de 36 fils de 5 mm ($\omega_a = 7,06 \text{ cm}^2$, $\frac{\omega_a}{\Omega_b} = 0,522 \%$). La distance des appuis est de 8,50 m et la poutre est calculée pour résister à deux charges symétriques de 5 tonnes, distantes entre elles de 4,00 m (max = 11.250 Kgm).

Tension initiale des fils de précontrainte : 85 Kg/mm².

Effort initial prévu de précontrainte : 61.800 Kg.

Tensions initiales de précontrainte dans le béton de la section médiane (déforcée pour la mise en tension des câbles), calculées pour l'effort de précontrainte prévu $P = 61.800 \text{ Kg}$:

1° à la fibre supérieure : —43,3 Kg/cm² (traction)

2° à la fibre inférieure : 156,50 Kg/cm²

Ces tensions sont en réalité fictives, car la mise en précontrainte a pour effet l'entrée en action de la sollicitation de poids mort, consécutive à la contre-flexion de mise en précontrainte. Dans ces conditions, les tensions calculées sous l'effet de la précontrainte et du poids mort, immédiatement après la mise en précontrainte, sont :

1° pour la fibre supérieure : —16,9 Kg/cm² (traction)

2° pour la fibre inférieure : 126,65 Kg/cm²

Les variations de tension calculées sous l'effet des deux charges normales de 5 tonnes sont de 97,4 Kg/cm² à la fibre supérieure et — 110 Kg/cm² à la fibre inférieure (traction). On admet que, sous les charges de service, la précontrainte est réduite de 15 % (par l'effet du retrait et celui de la relaxation du béton et des fils). Ainsi, les tensions totales calculées sous charge de service sont :

— à la fibre supérieure : $-0,85 \times 43,3 + 26,4 + 97,4 = 87 \text{ Kg/cm}^2$

— à la fibre inférieure : $0,85 \times 156,50 - 29,85 - 110 = -6,85 \text{ Kg/cm}^2$ (traction) (1).

Les câbles de précontrainte sont disposés ainsi qu'il est indiqué à la figure 5 ci-jointe et sont composés de deux boucles doubles de 18 spires de fil de 5 mm. Les extrémités de ces bobines vers les appuis sont adhérentes au béton sur une longueur de 0,80 m. Cette adhérence réduit à un taux admissible la pression d'ancrage du fond de la boucle sur le béton.

En dehors de cette région d'ancrage, les fils des spires sont gainés de papier bitumé, de manière à ne pas adhérer au béton, ce qui est nécessaire pour permettre leur mise sous tension après bétonnage. Cette mise en tension est réalisée comme suit.

Les deux boucles doubles ont leurs extrémités intérieures qui se chevauchent au centre de la poutre. Un évidement du béton, entouré d'une boîte en tôle et renforcé par quelques armatures, permet d'introduire entre les extrémités des deux boucles doubles un coin en acier qui peut être enfoncé par un vérin transversalement à la poutre. L'avancement de ce coin produit l'écartement des deux extrémités des boucles et les met sous tension.

Des essais antérieurs ont été faits au laboratoire pour déterminer les valeurs des coefficients de frottement des coins en acier et la valeur du rayon de courbure minimum admissible pour les extrémités des boucles appuyant sur les bords arrondis des deux cales sur lesquelles agit le coin. Ces facteurs ne seront pas considérés ici.

La poutre a été bétonnée le 29 janvier 1948, au laboratoire, au moyen d'un béton ordinaire, formé de

800 litres de gravier de rivière 5/20 mm

400 litres de sable de rivière 0/2 mm

400 kg de ciment de haut fourneau à haute résistance.

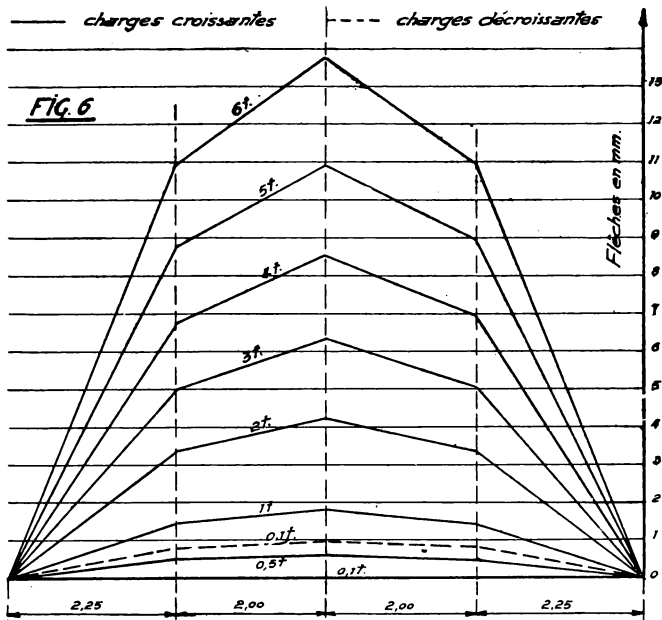
(1) Les valeurs des tensions calculées sont extraites de la note de calcul de l'auteur de la poutre, M. G. LESAGE, ingénieur civil des constructions A. I. Ig.

Ce béton a offert une résistance à la rupture, sur cube de 16 cm de côté, de 242 Kg/cm² à l'âge de 36 jours (à l'époque des essais) et son module de Young, mesuré au même âge sur prisme de 16 × 16 × 50 cm à été de 230.000 Kg/cm² jusqu'à 195 Kg/cm².

Le fil de 5 mm en acier au carbone traité a offert une résistance de rupture de 170 Kg/mm², avec un allongement de 4 % sur 400 mm de longueur et une striction de 36 %.

1^{er} ESSAI de FLEXION

DÉFORMÉES en FONCTION de la CHARGE par VÉRIN.



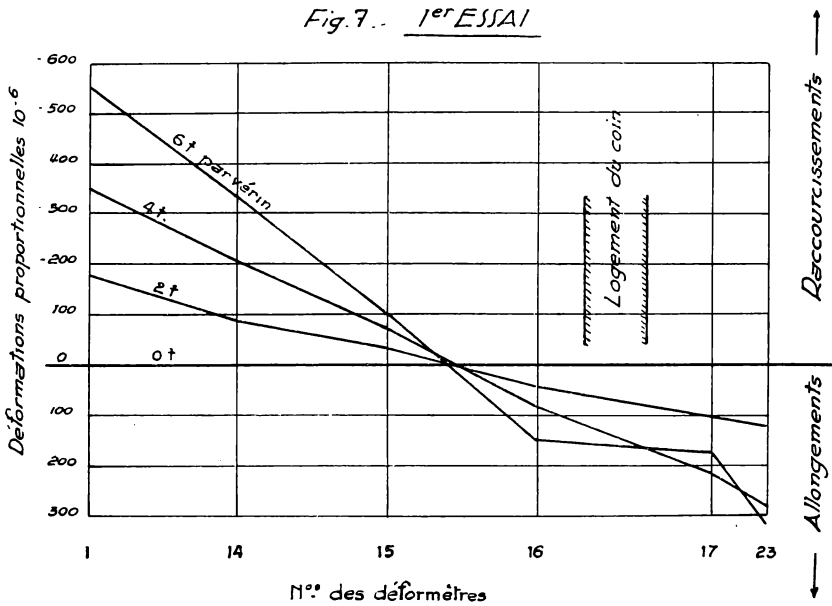
Elastiques relevées lors du 1^{er} essai de flexion.

La limite de fluage de longue durée n'a pas été déterminée, mais un fluage appréciable après 3 secondes a été relevé pour les tensions dépassant 100 Kg/mm².

Une première mise en précontrainte a été réalisée le 3 mars 1948, la poutre étant âgée de 34 jours. L'opération a été faite en deux phases, avec une interruption méridienne. De nombreux fleximètres et déformètres étaient placés sur la poutre, dont les lectures ont été relevées en fonction de l'effort exercé par le vérin sur le coin de mise en tension des câbles de précontrainte. Nous ne croyons pas utile de reproduire ces

résultats qui ont dû être fortement influencés par les frottements des fils dans leurs gâines. La contreflèche de précontrainte mesurée a été inférieure de moitié à celle prévue à la note de calculs et, anomalie encore plus caractéristique, on a relevé des raccourcissements aussi bien à la partie supérieure qu'à la partie inférieure de la poutre, alors que la partie supérieure devait être mise en tension et subir donc des allongements.

De l'examen des diagrammes relevés, M. LESAGE a conclu à une force de précontrainte de 59.100 Kg, soit une tension des fils de 83,8 Kg/mm².



Déformations longitudinales dans la section médiane (1^{er} essai de flexion).

Dans cet état, un premier essai de flexion a été effectué le 4 mars 1948, la poutre étant âgée de 36 jours. Les charges ont été élevées jusqu'à 6 tonnes par vérin.

La figure 6 reproduit le diagramme des élastiques de flexion relevées. La flèche calculée sous deux charges de 5 tonnes, pour $E = 230.000 \text{ Kg/cm}^2$, est de 12,18 mm; on a mesuré 11 mm en dépit du déformement central.

La figure 7 reproduit les déformations longitudinales proportionnelles dans la section médiane.

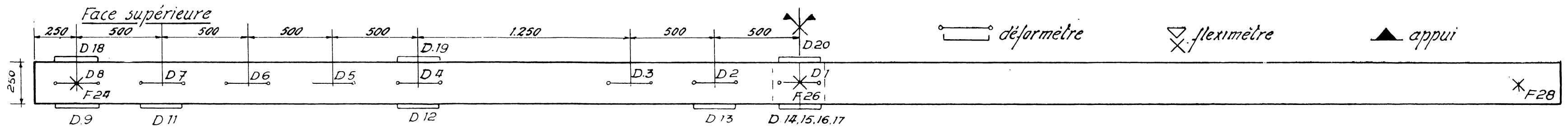
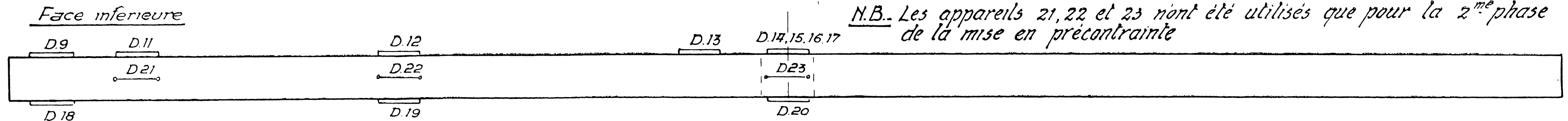
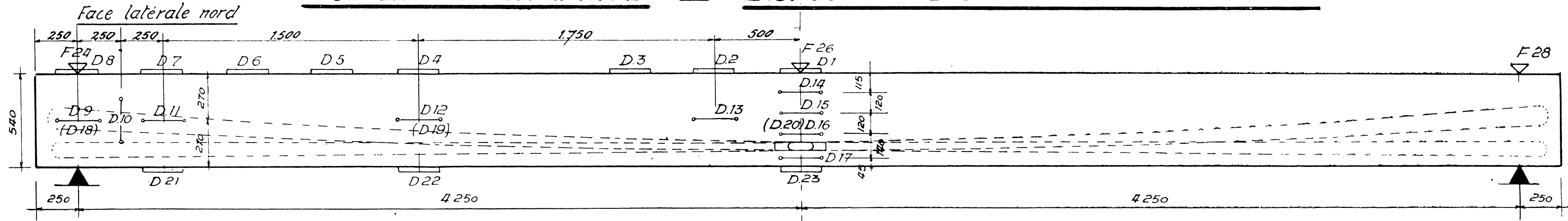


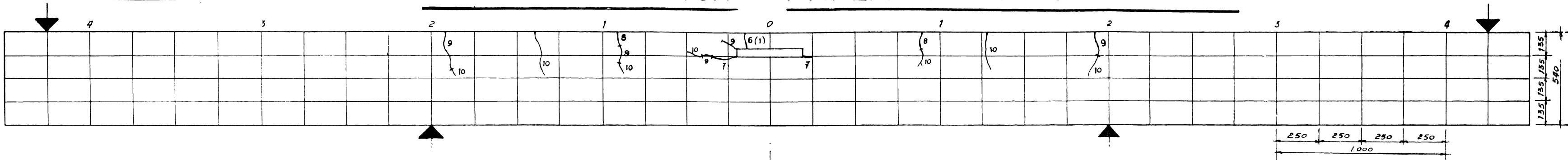
FIG. 5 MISE EN PRECONTRAINTE — DISPOSITION DES APPAREILS DE MESURE



N.B. Les appareils 21, 22 et 23 n'ont été utilisés que pour la 2^{me} phase de la mise en précontrainte

Face latérale sud.

ESSAIS de FLEXION - EMPLACEMENT des FISSURES.



Les chiffres indiquent pour chaque fissure ou tronçon de fissure la charge en tonnes à laquelle les fissures ont été repérées (charge par vérin)

Les chiffres placés entre parenthèses pour la charge de 6 tonnes indiquent qu'il s'agit du 1^{er} essai.

FIG. 8

Face latérale nord

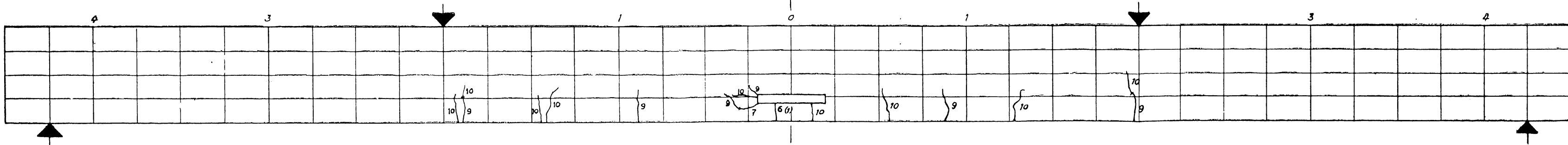


Diagramme des fissures.

On remarque que l'axe neutre est quasi invariable jusqu'à 6 tonnes et distant de la face supérieure de 285 mm, alors que le calcul donne 253,5 mm. Mais le calcul ne tient pas compte de la présence de la boîte et des armatures qui renforcent la cavité, non plus que des coins qui y sont enfoncés. On remarque une perturbation de la partie inférieure du diagramme coté 6 T. C'est qu'en effet sous cette charge pour chaque vérin, deux petites fissures sont apparues sous la cavité (fig. 8 sur la pl. p. 8) et qui sont dues apparemment à l'effet de cette discontinuité.

La figure 9 reproduit le diagramme des déformations longitudinales proportionnelles relevées dans la section médiane à la face supérieure (déformètre n° 1). La compression mesurée pour 5 T ($E = 230.000$) est d'environ 100 Kg/cm^2 , alors que la valeur calculée était fixée plus haut à $97,4 \text{ Kg/cm}^2$. Les déformètres fixés sur la face supérieure comprimée de la poutre ont fonctionné normalement et donné des diagrammes analogues à celui de la figure 9 (1). Ceux fixés sur les faces latérales ont donné des résultats assez irréguliers, comme pour la poutre Hoyer étudiée précédemment. Enfin ceux placés à la face inférieure ont donné des résultats beaucoup trop faibles (de 25 à 30 %). C'est ce que montre aussi le diagramme de la figure 7. Cela peut être dû partiellement aux renforcements locaux sous la cavité (pour D 23), à la perturbation due à cette cavité, au frottement des fils dans les gânes serrées par le retrait du béton, à une majoration de E due à ce que les fibres inférieures travaillent en décharge de compression, enfin après fissuration à l'accroissement de tension dans les fils d'armature.

Après décharge (fig. 6), la flèche permanente relevée a été très faible. Les deux petites fissures observées se sont entièrement refermées.

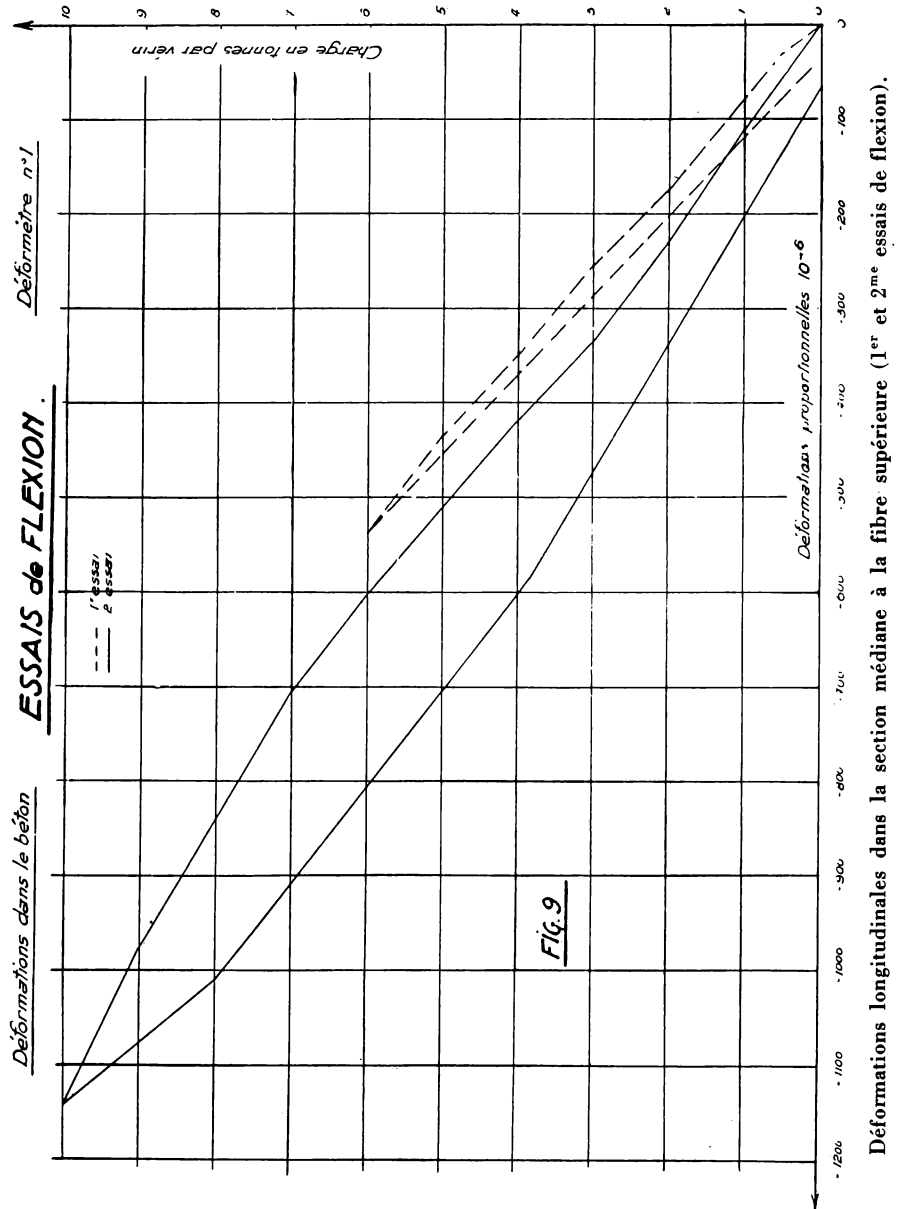
Une deuxième mise en précontrainte a été effectuée le 10 mars, à l'âge de 41 jours. Selon M. LESAGE, l'effort de précontrainte aurait été porté à 85.600 Kg (tension des fils 121 Kg/mm^2). L'opération a été plus régulière que la première. L'accroissement de flèche a été cependant encore inférieur de près de moitié à ce qu'indique le calcul. Toutefois, des allongements ont été cette fois relevés sur la face supérieure, mais de moindre valeur que les raccourcissements mesurés lors de la première opération.

Le deuxième essai de flexion a eu lieu le 11 mars, à l'âge de 42 jours. La figure 10 reproduit les diverses élastiques de flexion. On observe une hystérèse marquée à la décharge, mais la flèche permanente est faible.

(1) Sauf D 7 et D 8, voisins d'une extrémité de la poutre.

La flèche sous la charge de 5 T par vérins a été légèrement inférieure à celle du premier essai de flexion (10,88 mm).

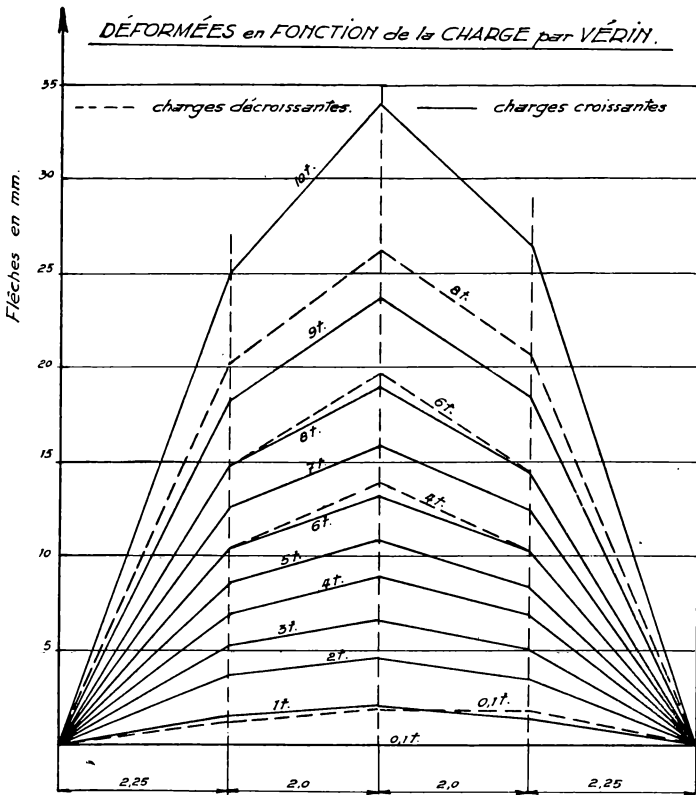
La figure 11 reproduit les déformations proportionnelles dans la section médiane. La fibre neutre reste à la même hauteur que dans le premier essai de flexion jusqu'au charges de 6 tonnes, puis s'élève pour



les charges de 8 et de 10 tonnes, sous l'effet de la fissuration croissante de la partie inférieure de la poutre. Les fissures se produisant entre les déformètres, on constate que les dilatations des fibres inférieures cessent de croître.

La figure 8 indique la propagation de la fissuration, qui se développe surtout à partir de 8 tonnes de charge par vérin, si l'on fait abstraction des petites fissures accidentelles voisines de la cavité. Les fissures observées lors du premier essai de flexion ne sont réapparues que sous la charge de 7 tonnes par vérin.

FIG. 10 **2^{me} ESSAI de FLEXION.**



Elastiques relevées lors du 2^{me} essai de flexion.

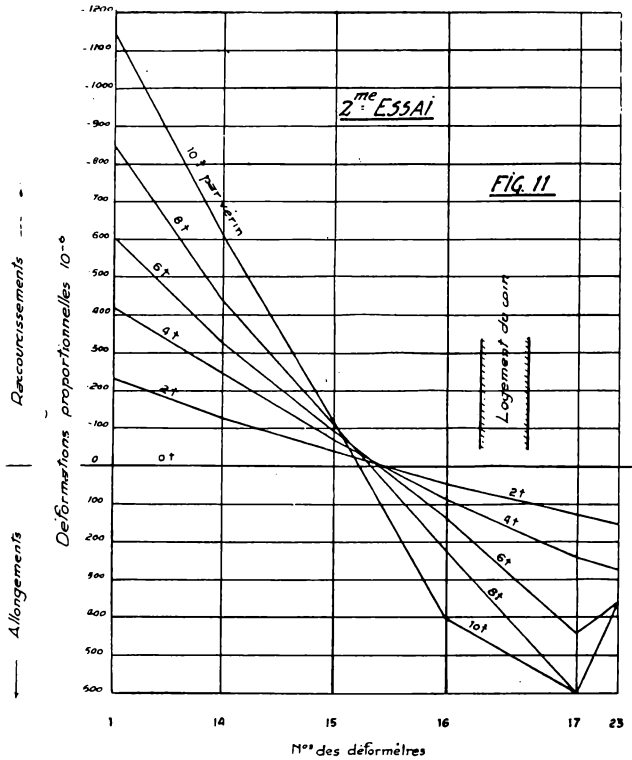
La figure 9 indique une majoration de la déformation proportionnelle de la fibre supérieure sous la charge de 5 tonnes par vérin en comparaison du premier essai de flexion, mesurée au déformètre D 1

(section médiane). D'autres déformètres (D 3) indiquent le même résultat, difficilement explicable (1). Le déformètre D 23, à la face inférieure, dans la section médiane, donne exactement le même résultat qu'au premier essai.

A la décharge, toutes les fissures étaient entièrement refermées à partir de la charge de 6 tonnes par vérin.

Au cours des deux essais, il n'y a eu aucune apparence de flexion dans le sens transversal.

Le 18 mars 1949, la poutre, âgée de 414 jours, a été l'objet d'une épreuve de flexion statique à outrance. On a mesuré les flèches au milieu. Après deux cycles de mise en charge jusqu'à 6 tonnes par vérin, on a procédé à une épreuve à outrance. La figure 12 reproduit la variation des flèches mesurées en fonction des charges. Après le deuxième cycle de charge à 6 tonnes, la flèche rémanente n'était que de 0,87 mm. La flèche sous la charge de 6 tonnes par vérin à la fin du deuxième cycle est supérieure d'environ 1 mm à celle relevée lors des essais de flexion antérieurs.



Déformations longitudinales dans la section médiane (2^{me} essai).

Cette remarque est à rapprocher des observations sur l'apparition des fissures. La figure 13 montre que les fissures observées sont les mêmes que lors des essais de flexion précédents, mais qu'elles apparaissent sous

(1) Il est à noter que sous l'effet de la deuxième précontrainte, compte tenu de l'action du poids mort, la face supérieure était le siège de tensions de traction élevées.

des charges inférieures (les premières paraissent sous des charges de 4 tonnes au lieu de 6). Ceci est l'indice d'une diminution notable de précontrainte pendant un laps de temps d'un an.

Sous la charge de 12 tonnes, les fissures voisines des charges A et B (fig. 13) se sont ouvertes d'environ 4 mm, dénotant un fluage instantané notable des fils.

Sous la charge de 12,5 tonnes par vérin, la rupture s'est produite au voisinage de la charge B par éclatement explosif du béton de la zone comprimée (fig. 13 et 14).

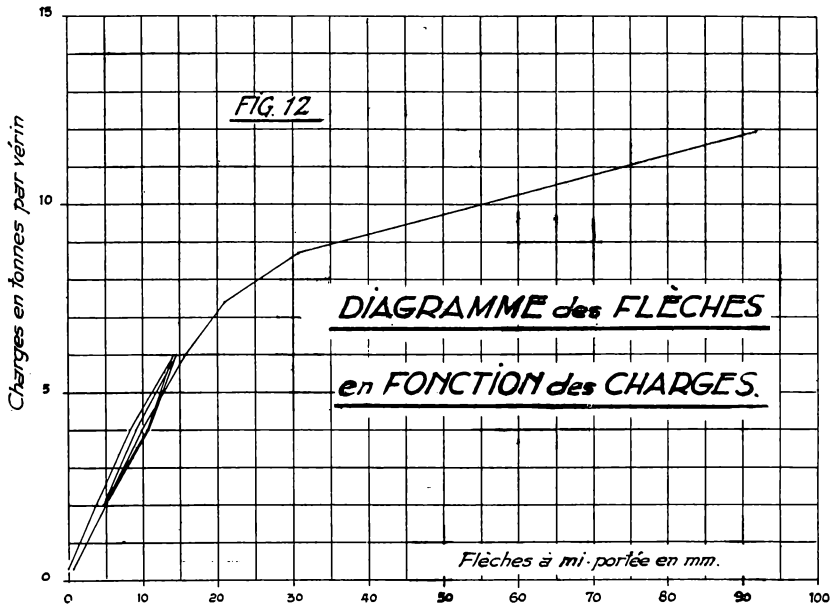


Diagramme des flèches maxima relevées lors de l'essai à outrance.

Les fissures se sont ensuite presque complètement refermées. La poursuite de l'essai a fait apparaître la fissure longitudinale $\alpha \beta \gamma$ mettant à découvert une nappe de fils nullement rouillés. Un quart d'heure après la décharge complète, une longue plaque de béton de la partie centrale de la face inférieure s'est détachée brusquement (fig. 13 et fig. 15). On n'a observé aucune rupture de fil.

Deux cubes de béton de 16 cm de côté, confectionnés le même jour que la poutre, ont été écrasés le 20 avril 1949 (âge : 446 jours) ; leur résistance à la compression a été de 338 à 360 Kg/cm². Le prisme qui a servi aux essais d'élasticité du 5 mars 1948 a été remis en charge le

27 avril 1949 (âge : 453 jours). La valeur de E jusqu'à 150 Kg/cm^2 a été mesurée égale à 253.000 Kg/cm^2 . La charge de rupture par écrasement du prisme a été de 315 Kg/cm^2 .

En dépit de la grande perturbation causée par la cavité centrale dans la zone tendue et de la faible fissuration prématurée qu'elle a engendrée, la rupture s'est produite par écrasement du béton comprimé. Bien que le béton fut de résistance assez médiocre, le coefficient de sécurité à la rupture a atteint la valeur normale et satisfaisante de 2,5. Le processus de destruction s'est développé en dehors des zones qui paraissaient les plus dangereuses, le centre et les abouts; il est vrai qu'elles avaient été quelque peu renforcées par des armatures passives mais de peu d'impor-

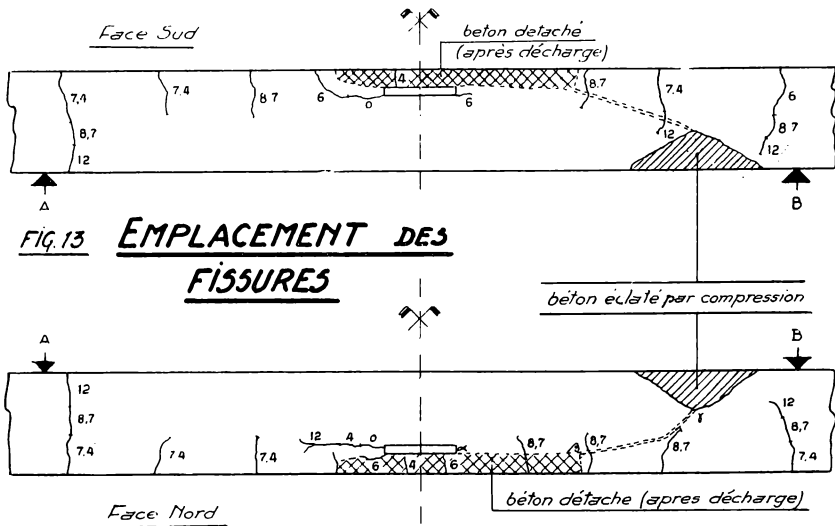


Diagramme des fissures et des ruptures relevées lors de l'essai à outrance.

tance, notamment quelques étriers aux abouts. L'aspect de la rupture fait supposer que la disposition générale d'étriers aurait pu relever quelque peu la charge de rupture ou, du moins, atténuer la destruction et la rendre moins violente. A défaut de précontrainte transversale, cette disposition paraît recommandable comme dans le béton armé. Cependant, l'essai n'en montre pas la nécessité absolue au point de vue d'une résistance ultime suffisante.

La notion du coefficient de sécurité à la fissuration est altérée dans ce cas par les particularités de la poutre. Si on fait abstraction des fissures précoces provoquées par la cavité centrale, il semble que le coefficient de sécurité à la fissuration aurait été voisin de la valeur normale (1,40 à

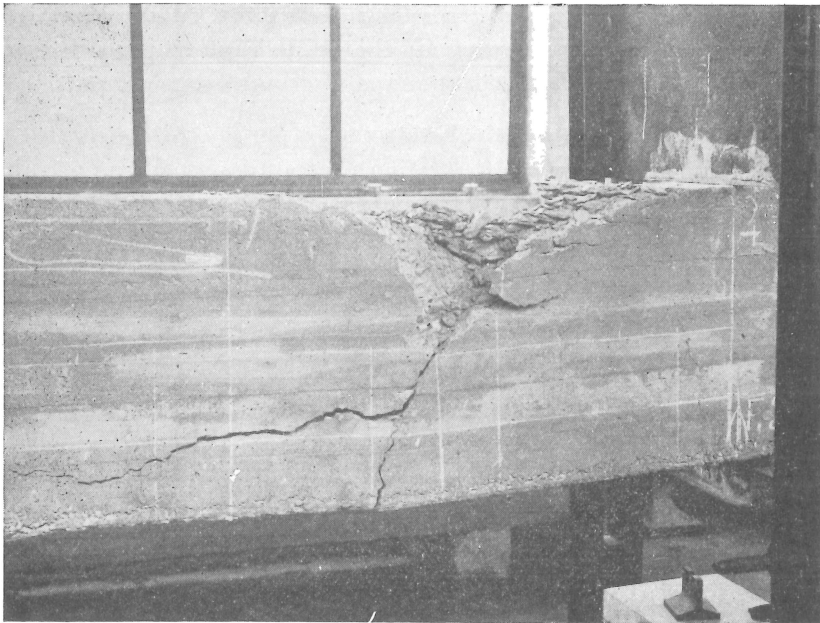


Fig. 14. — Vue de la poutre aussitôt après rupture.

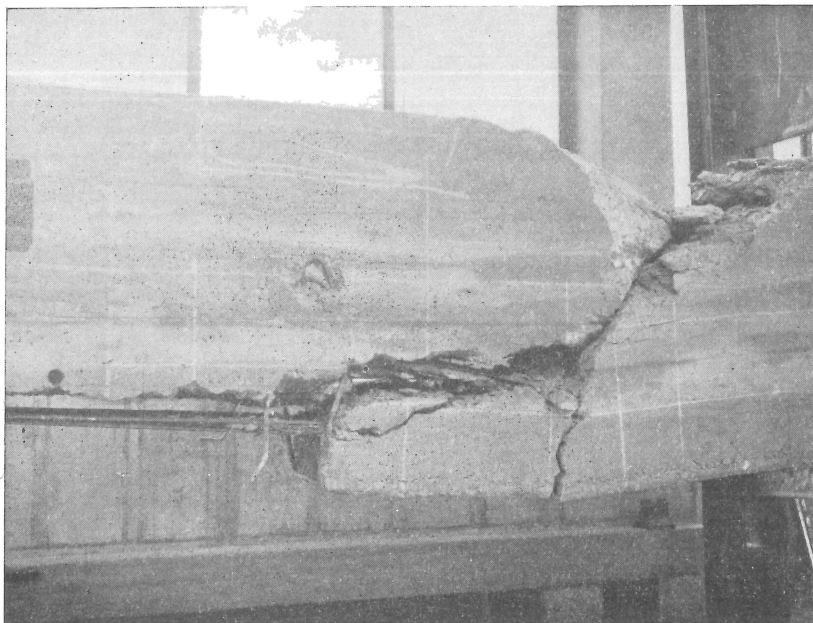


Fig. 15. — Etat final de la poutre rompue.

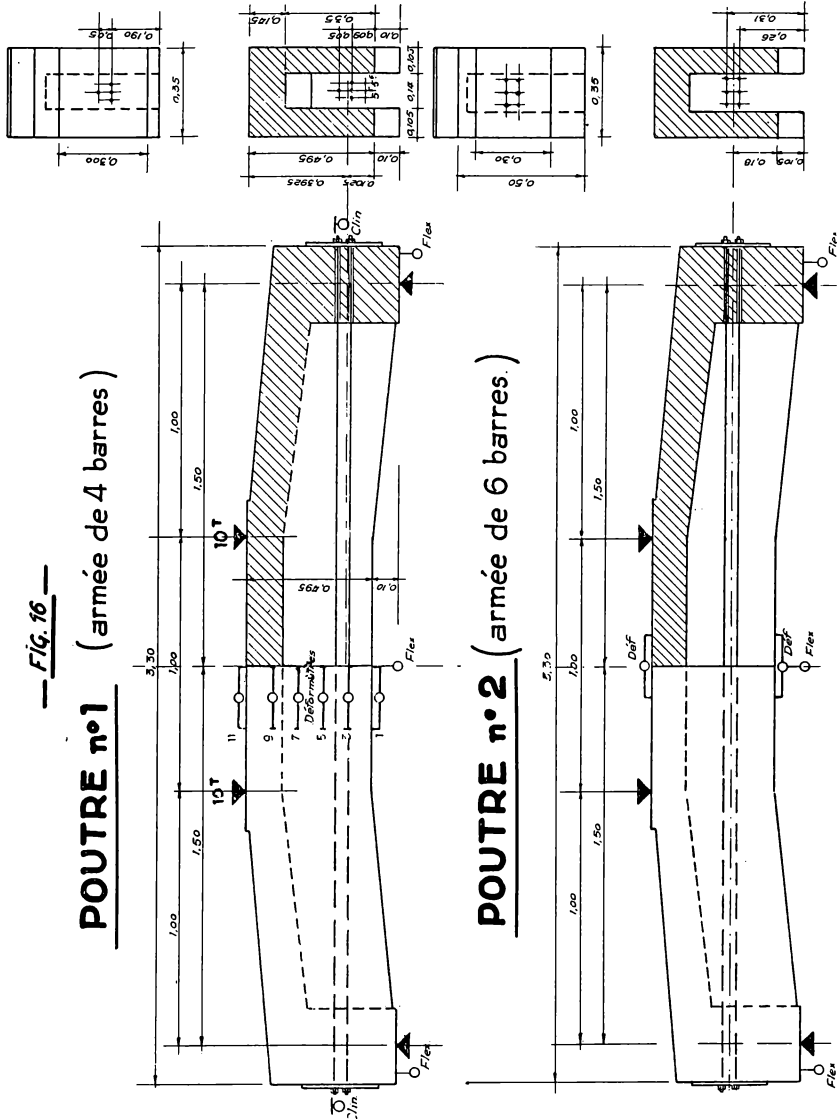
1,50). Il est d'ailleurs à remarquer que la fissuration, même prématurée, est moins dangereuse pour le béton précontraint que pour le béton armé, puisque les fissures se referment après décharge et que la rupture de la poutre n'est pas engendrée par la fissuration, ni par le fluage ou la rupture des fils. Or, dans la poutre en question, les fils n'étaient pas adhérents et ils étaient courbés suivant des courbes de très faible rayon, circonstances cependant défavorables. La rupture est survenue par écrasement du béton, dont la résistance était d'ailleurs médiocre et la déformabilité élevée. Comme ce béton avait été conservé pendant plus d'un an dans un local fermé et chauffé à atmosphère assez sèche, le retrait aura été élevé, ainsi que la relaxation, ce qui semble bien confirmé par les dernières observations.

C. — Essais de poutres type WETS.

On a réalisé en Belgique un ouvrage, la passerelle de Malheide sur le canal de Charleroi à Bruxelles, de 44,50 m de portée, qui constitue un arc à très faible flèche (0,73 m), sous tendu par des tirants nus en acier spécial traité à très haute résistance et à haute limite de fluage (cfr H. SANTILMAN, *Annales des Travaux Publics de Belgique*, février et avril 1948). La construction de cet ouvrage a été précédée d'un essai effectué sur une passerelle expérimentale de 30 m de portée (cfr C. WETS — *Science et Technique* — Bruxelles n° 9-10 de 1946 — Procès verbal n° 9 de 1946 de l'A. B. E. M.).

Nous ne nous étendrons pas au sujet de cet ouvrage et de cette expérience, dont il a été rendu compte ailleurs. Nous rapporterons ici les résultats d'essais faits dans notre laboratoire sur des poutres de ce type, mais de petites dimensions, limitées par les longueurs des barres d'acier spécial traité d'un seul tenant que nous avons pu nous procurer en 1947. Ces poutres ont été confectionnées en août 1947 et n'ont été essayées qu'en avril 1949, à l'âge d'environ 20 mois; elles ont été précontraintes au début d'octobre 1947. Elles ont 3,30 m de longueur totale et elles ont été calculées pour supporter deux charges symétriques de 10 tonnes, distantes entre elles et des appuis de 1,00 m; la portée est de 3 m. La section transversale est en U et les poutres sont légèrement cambrées, avec une flèche médiane de 0,10 m environ (fig. 16). L'une est armée de 4 barres (n° 1), l'autre de 6 barres, disposées comme il est indiqué à la figure 16. Les barres ont 15 mm de diamètre. Leurs extrémités comportent un renflement exécuté à chaud par refoulement et fileté avant traitement thermique. Le renflement a 2 mm de diamètre; le diamètre du noyau, au

fond du filet, est de 18 mm. Le filet et l'écrou sont au pas de 0,0015 à 60°. L'écrou de blocage a une hauteur de 20 mm, l'ouverture de clef étant de 32 mm.



Schémas des poutres I et II.

Les barres prennent appui aux extrémités sur des plaques d'acier de 13 mm d'épaisseur. Elles sont mises en tension par un vérin pourvu d'un manomètre et les écrous de blocage sont ensuite serrés sur les plaques, qui sont appliquées sur les bouts pleins des poutres en béton renforcés par des armatures.

Le dispositif expérimental est reproduit à la figure 17. La poutre est renversée par rapport à sa position normale. Le poids propre agit en sens inverse des surcharges appliquées; il est d'environ 300 Kg/m. Ses effets sont négligeables. Comme origine des mesures de déformation diverses, on a considéré la position de la poutre soulevée sur les vérins avec une très légère surcharge (650 Kg par vérin). *Pour l'essai de la poutre I, à 4 barres, on a disposé 12 déformètres suivant la section médiane (voir figure 16), équipés de comparateurs micrométriques à cadrans, au 100^e ou au 1000^e de mm. On a fixé un clinomètre à chaque extrémité*

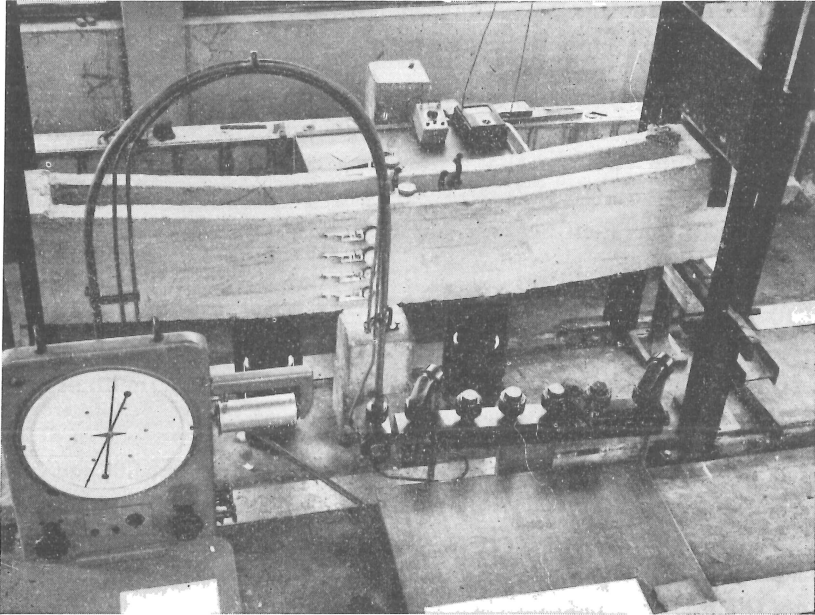


Fig. 17. — Dispositif d'essai des poutres I et II.

et on a disposé trois fleximètres, un sous chaque appui et un au milieu. Trois tensomètres Huggenberger ont été fixés, un sur chaque barre du lit inférieur (supérieur dans la disposition de l'essai).

On a procédé à une série de mises en charge de 1 à 10 tonnes par vérin, en passant par 2,5 — 5 et 7,5 tonnes, dans le but de relever des diagrammes d'élasticité. Dans ces premiers essais, les barres étaient entièrement libres. La figure 18 (sur la planche) reproduit les diagrammes des flèches au milieu, la figure 19 (au verso) ceux des tensions en certains points et dans la section médiane sous les charges de 10 tonnes

(fig. 19). On voit que l'élasticité est parfaite avant fissuration et que la loi de proportionnalité est quasi rigoureusement respectée, bien que les barres soient libres, ce qui résulte de la faible valeur des flèches dans les limites de charge envisagées.

Après rupture, on a procédé à la détermination du module de Young, sur un prisme de béton de $100 \times 100 \times 350$ mm, extrait de l'aile comprimée de la poutre et orientée suivant son axe. On a mesuré $E = 300.000$ Kg/cm² de 0 à 150 Kg/cm². La résistance à l'écrasement sur des éprouvettes cylindriques de 100 cm² de section et de 10 cm de hauteur, prélevées de la même manière, a été trouvée égale à 470 et à 307 Kg/cm² sur deux éprouvettes différentes; moyenne 388 Kg/cm². La résistance à l'écrasement du prisme n'a été que de 235 Kg/cm².

La flèche mesurée sous la charge de 10 tonnes par vérin est de 1,55 mm environ (fig. 18); la flèche calculée pour la valeur précitée de E est de 1,20 mm environ. Il y a donc une sérieuse discordance. Cependant, la flèche mesurée doit être corrigée du fait que les fleximètres d'extrémité se trouvaient à 13 cm environ des appuis vers l'extérieur.

L'inclinaison des extrémités sous la charge de 10 tonnes est de $12,67.10^{-4}$ radians. Calculés d'après la formule relative aux pièces droites, on trouve $12,5.10^{-4}$. Ici la concordance est excellente (1). En faisant la correction de la flèche mesurée d'après cette valeur de l'inclinaison, on trouve 1,38 mm, qui se rapproche de la valeur calculée.

Ces calculs sont faits en adoptant pour I la valeur 268.000 cm⁴, sans tenir compte des armatures, qui sont libres, ni de la légère augmentation de tension des barres de précontrainte. Dans ces conditions, l'axe neutre théorique est à 21,7 cm de l'arête comprimée et à 27,8 cm de l'arête tendue. D'après cela :

$$\sigma_b = \frac{10.000.00 \times 21,7}{268.000} = 81 \text{ Kg/cm}^2 \text{ au lieu de } 91 \text{ mesuré}$$

$$\sigma'_b = \frac{10.000.00 \times 27,8}{268.000} = 103,5 \text{ Kg/cm}^2 \text{ au lieu de } 108 \text{ mesuré.}$$

Ces discordances pourraient être atténuées par une légère modification de E. Le diagramme relevé ne correspond d'ailleurs pas à la position théorique de l'axe neutre, mais situe celui-ci à mi hauteur (fig. 19).

(1) Elle est moins bonne lorsque l'on tient compte de la poussée; le calcul donne alors env. $12,26.10^{-4}$ rad.

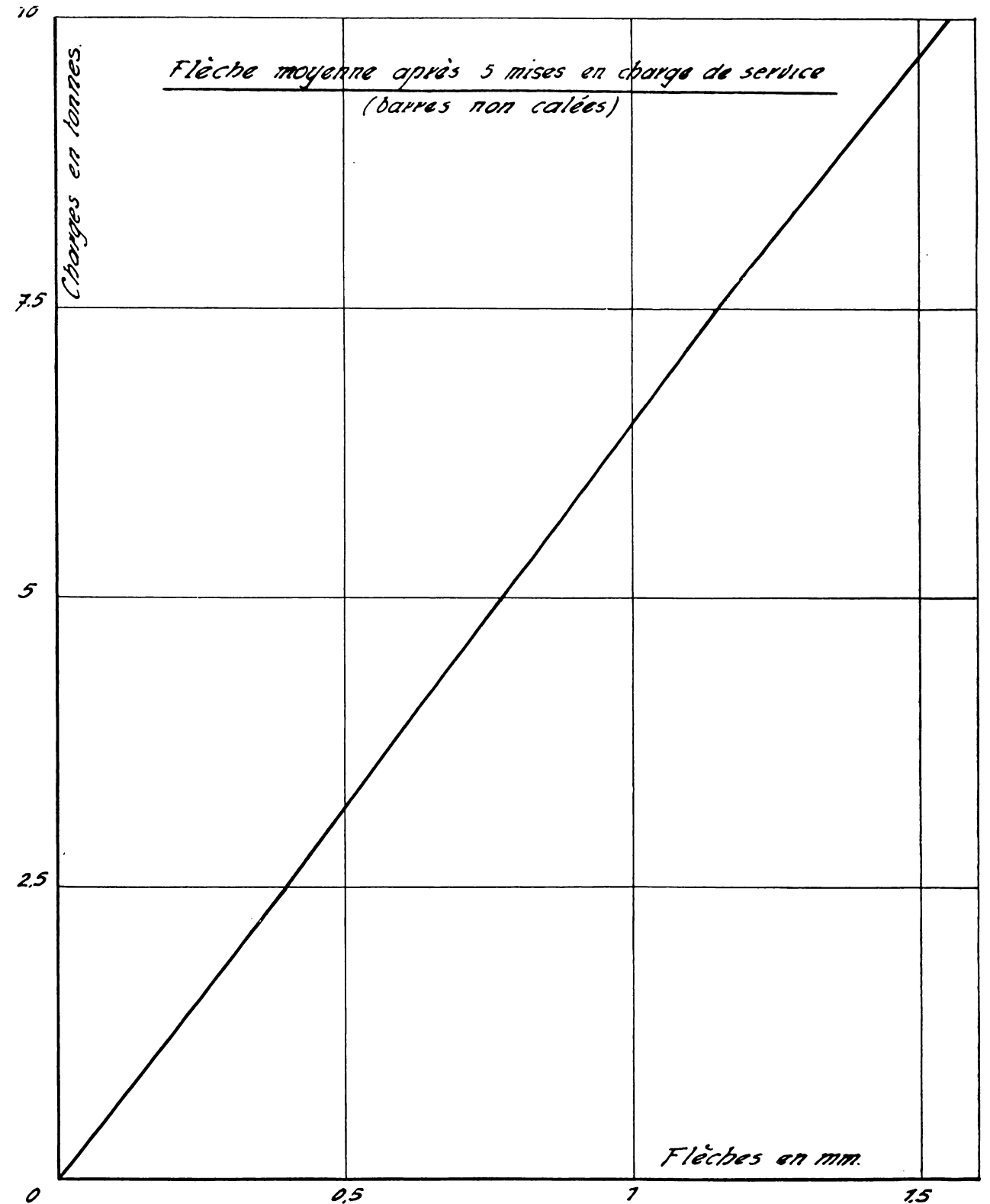
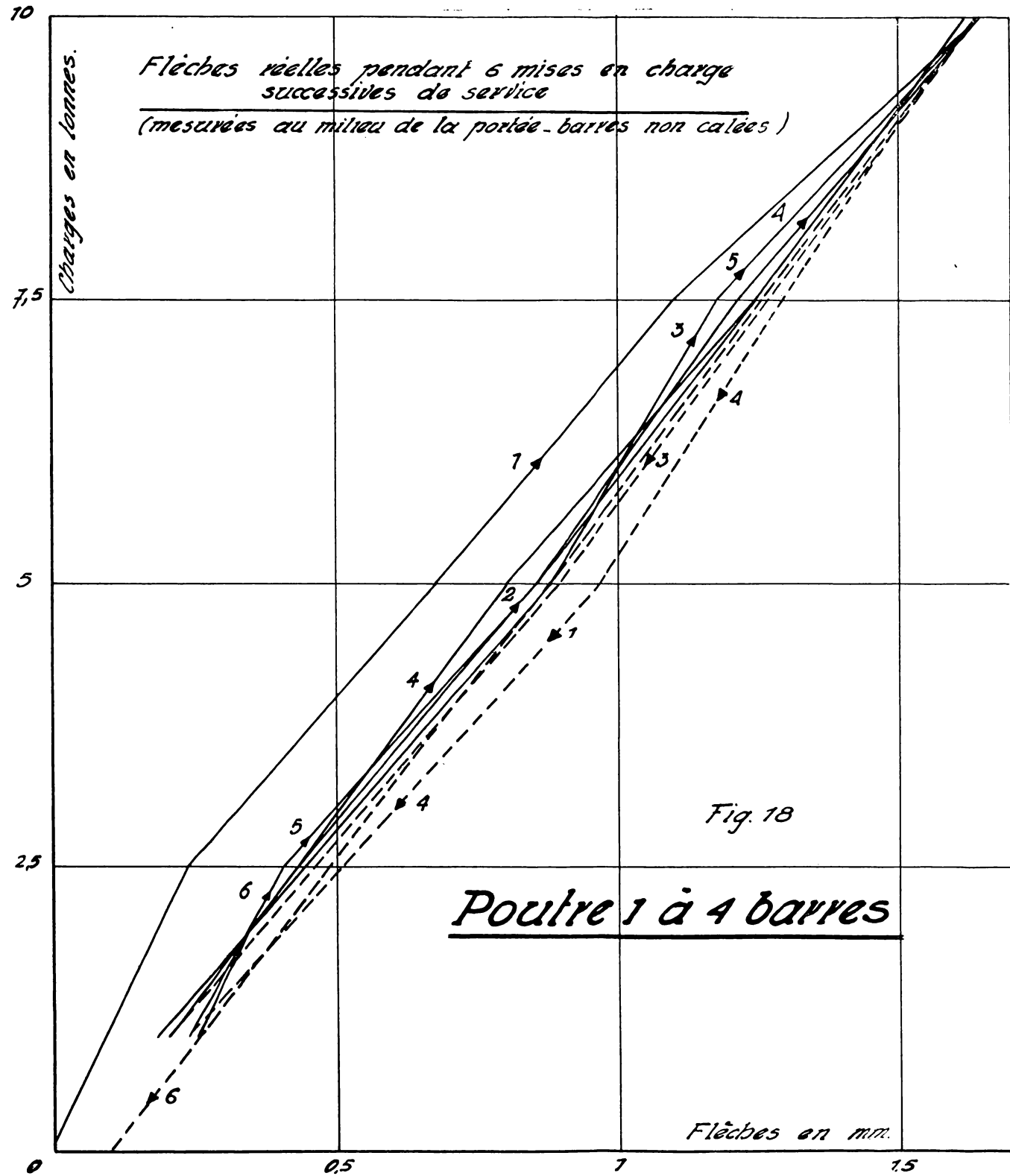


Diagramme des flèches maxima de la poutre I.

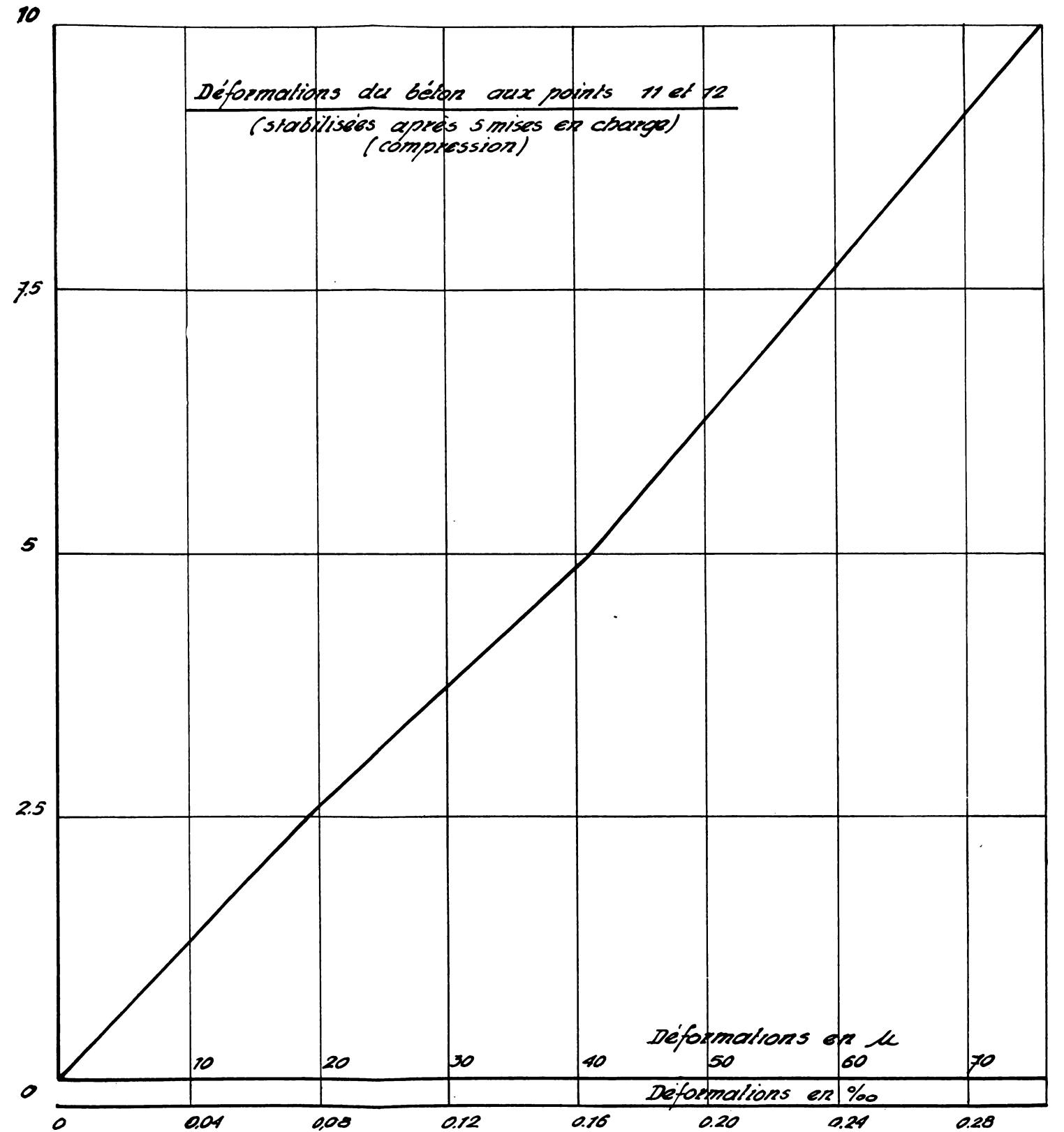
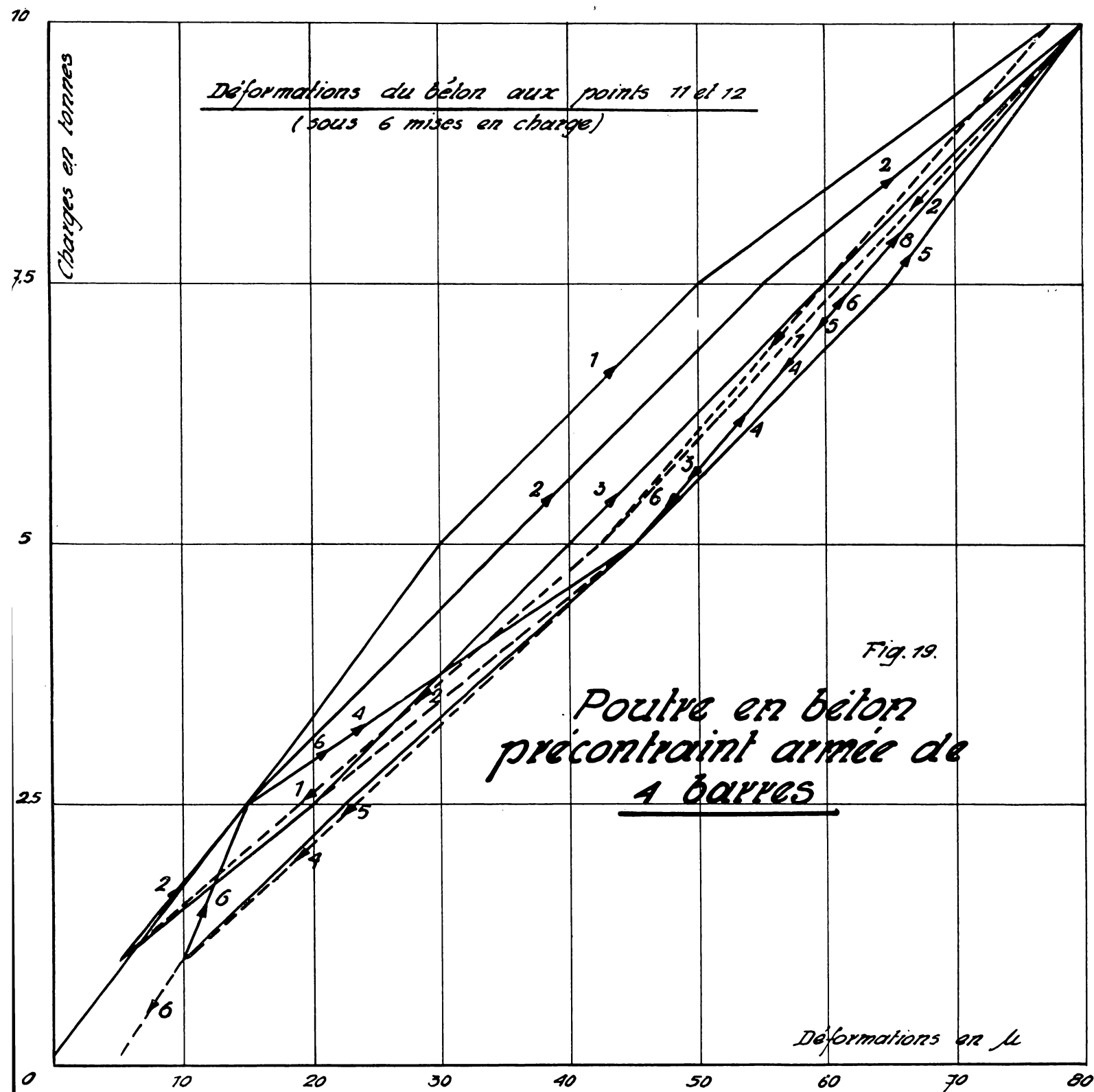


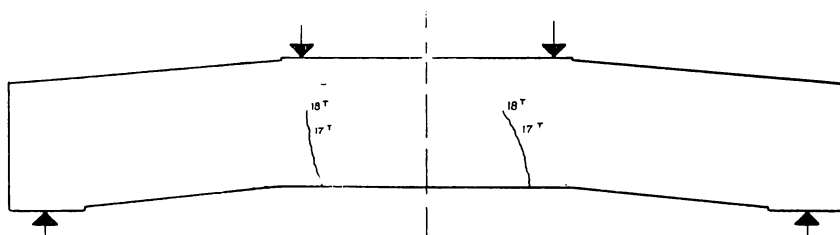
Diagramme des tensions dans la section médiane de la poutre I (sous l'effet de deux forces de 10 tonnes).

Quant aux tensions relevées sur les trois barres supérieures à l'aide des tensomètres Huggenberger, elles ne sont pas identiques pour toutes les barres, mais atteignent des valeurs variant de 3,19 à 3,83 Kg/mm², ce qui est supérieure à la valeur calculée de 2,55 Kg/mm², d'ailleurs assez faible en valeur absolue.

Après ces premiers cycles de mise en charge, on a calé les barres par rapport à l'aile comprimée de la poutre au moyen de plusieurs calages en bois, de manière à empêcher tout déplacement relatif de la poutre et des barres et, dans cet état, on a refait quelques cycles de chargement entre 1 et 10 tonnes par vérin. On n'a pas constaté de changements par rapport aux résultats précédents.

EMPLACEMENT des FISSURES.

POUTRE n°1



POUTRE n°2

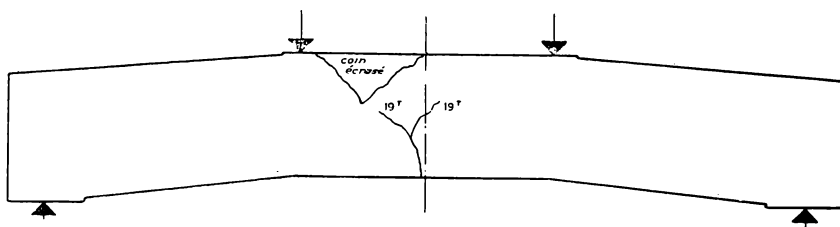


Fig. 20. — Diagrammes des fissures des poutres I et II.

On a alors procédé à une mise en charge jusqu'à la première fissuration. Sous une sollicitation de 17 tonnes par vérin, deux fissures symétriques sont apparues simultanément dans les nervures (fig. 20). Lors de la décharge, elles sont devenues presque invisibles, sous une charge comprise entre 9 et 10 tonnes. Lors d'une remise en charge, elles ont été observées à nouveau vers 9 tonnes, restant cependant très fines jusqu'à 14 tonnes, puis s'ouvrant progressivement. Le chargement étant poussé

à outrance, ces fissures se sont propagées et ouvertes largement (de plus d'un centimètre), les flèches croissant rapidement. Puis la rupture s'est produite brusquement à 27,850 tonnes, par rupture successive des deux barres extérieures du groupe de trois barres, l'une s'étant rompue par le milieu, l'autre vers une extrémité, mais encore assez loin de la partie filetée. La rupture a été violente; les barres ont été projetées au loin, bien que des écrans aient été disposés auparavant sur les abouts. Une décharge immédiate de la poudre a permis d'éviter la rupture des deux autres barres.

Les deux barres rompues (fig. 21) présentaient des strictionnements de 26,5 et 24,2 %, en moyenne 25,35 %. Le diamètre était réduit de 15 mm

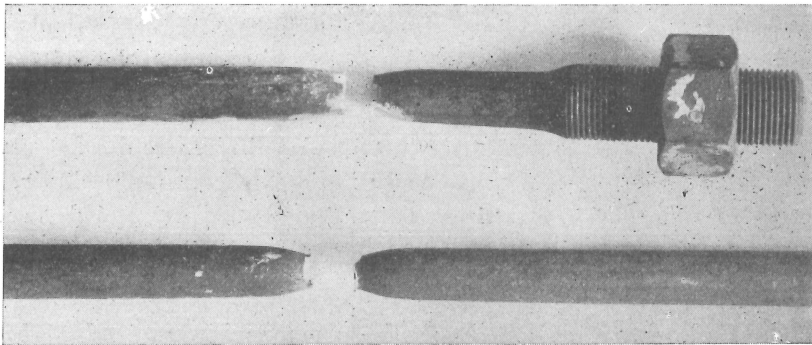


Fig. 21. — Aspects des cassures des barres de la poutre I.

à 14,75 mm en dehors de la partie strictionnée. Une de ces barres a été éprouvée à la traction et a donné les résultats suivants :

limite de proportionnalité :	132 Kg/mm ²
limite de rupture :	152 Kg/mm ²
module de Young :	19.000 Kg/mm ²
striction :	36,6 %
allongement de rupture (sur 50 centimètres) :	2,4 %

Malgré toute l'attention apportée à l'observation des charges de première fissuration et de fissuration ultérieure, il n'est guère permis d'en tirer une valeur plausible de la résistance à l'extension du béton ni de la valeur de la précontrainte effective lors de l'essai. Selon le projet et les observations faites lors de la mise en précontrainte, la valeur initiale de celle-ci devait être de $4 \times 13,9 = 55,6$ tonnes, correspondant à une tension moyenne dans les barres de 79,5 Kg/cm². L'excentricité de cet effort étant de $27,8 - 10,25 = 17,55$ cm, il y correspond théoriquement

des tensions de 151 Kg/cm^2 en compression aux fibres extrêmes des nervures et $35,5 \text{ Kg/cm}^2$ en traction aux fibres extrêmes de la table. Lors de la mise en précontrainte, on a relevé des déformations qui, en admettant la valeur $E_b = 300.000 \text{ Kg/cm}^2$ correspondent à une compression maximum de 137 Kg/cm^2

La limite de fissuration résultant de la précontrainte seule correspond, d'après cela, à une charge par vérin de 14,6 tonnes, à supposer qu'il n'y ait pas eu de perte de précontrainte, ce qui est improbable. Il y a cependant apparence qu'elle a été faible, le béton ayant subi la majeure partie de son retrait avant précontrainte et l'acier n'ayant pas de relaxation.

On a essayé de déterminer les tensions de précontrainte subsistant dans les barres avant l'essai par l'observation de leur fréquence fondamentale de vibration transversale. On en a déduit des tensions de 79,5, 66, 70 et 59 Kg/mm^2 , en admettant une longueur libre des barres de 3,00 m.

Si ces chiffres ne sont pas très certains, les différences des fréquences propres (52,8 — 48 — 49,5 et 45,5) indiquent certes des différences appréciables de tension et attirent l'attention sur la difficulté de la mise en précontrainte tout-à-fait régulière et sur l'incertitude dans laquelle on se trouve au sujet de sa valeur réelle.

On a alors procédé aux essais *de la poutre II, armée de 6 barres* identiques à celles de la poutre I (fig. 16). Le dispositif expérimental était tout-à-fait analogue à celui de la poutre I, mais les appareils de mesures étaient réduits aux trois fleximètres, à quatre déformètres sur les faces supérieures et inférieures et à trois strain-gages Baldwin sur les trois barres inférieures (supérieures dans la disposition d'expérience). Les barres ont été calées dès l'origine, comme dans la poutre I.

On a procédé à deux séries de mises en charge de 0 à 10 tonnes par vérin.

Les flèches mesurées ont été ici de 1,11 mm, ce qui est légèrement inférieur à la valeur calculée (voir plus haut). Quant aux tensions mesurées, elles ont été dans cas respectivement de 79 Kg/cm^2 (calcul 84,5) et de 86,5 (calcul 109), sans tenir compte des barres. La discordance est grande; elle permet de supposer que la valeur E , qui n'a pas été déterminée, était plus grande que 300.000 Kg/cm^2 .

Les premières fissures sont devenues visibles à 19 tonnes (fig. 20); elles se sont produites au milieu de chaque nervure. Elles ont disparu à 10 tonnes, pour redevenir visibles à partir de 15 tonnes.

L'essai étant poussé à outrance, les fissures se sont fortement ouvertes, et on a atteint la charge de 29,5 tonnes par vérin. Elle est restée appliquée pendant environ 5 minutes sans rupture et atteignait la limite de capacité des vérins (30 tonnes). Le lendemain, il a été procédé à une remise en charge et la poutre s'est rompue d'une manière violente, par écrasement du béton dans la zone comprimée, sous une charge de 28,5 tonnes par vérin. En même temps, une des nervures a cédé, ce qui a provoqué une flexion latérale de la poutre (fig. 22).

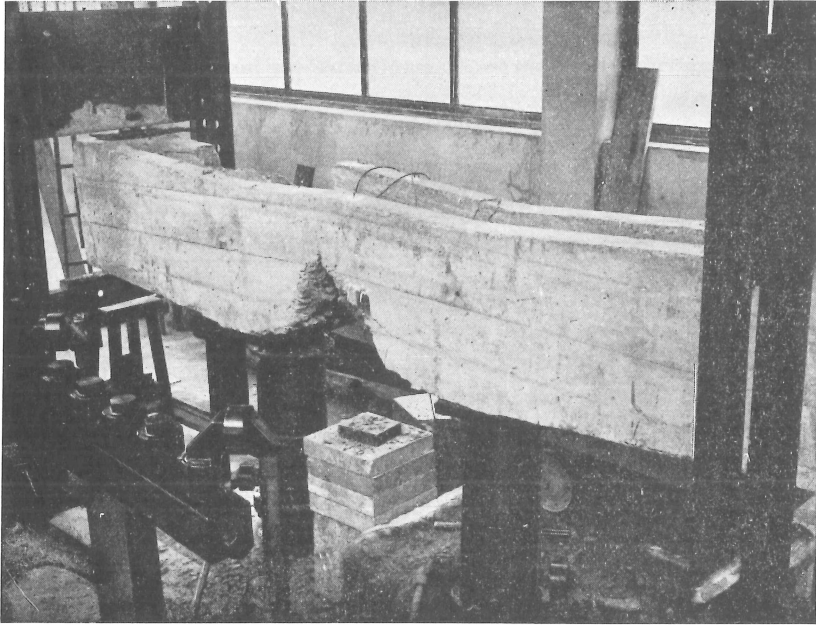


Fig. 22. — Aspect de la poutre II après rupture.

Cette poutre devait, selon le projet et l'exécution, avoir une précontrainte initiale de $6 \times 13,2 = 79,2$ tonnes, d'où la tension de l'acier de $74,5 \text{ Kg/cm}^2$. L'excentricité de l'effort par rapport à la section du béton étant de $27,6 - 18 = 9,6$ cm, les tensions initiales théoriques du béton devaient être de $149,5 \text{ Kg/cm}^2$ de compression aux fibres extrêmes de l'aile et $2,1 \text{ Kg/cm}^2$ de compression aux fibres extrêmes de la table. La limite de fissuration résultant de la précontrainte seule correspond, d'après cela, à une charge par vérin de 13,7 tonnes. Pour cette poutre aussi, la perte de précontrainte a dû être faible.

Les strain-gages n'ont pas donné des résultats très assurés. Sous les charges de 10 tonnes par vérin, ils ont indiqué des augmentations de ten-

sion des barres de 1,38 — 2,84 et 1,34 Kg/mm² (1). Lors de la rupture, un des gages a été arraché; les deux autres sur les barres extrêmes du groupe de trois ont indiqué après décharge des tensions de précontrainte des barres de 52,6 et 86,5 Kg/mm², valeurs tout-à-fait sujettes à caution. Elles donnent cependant à penser, à l'appui de la déviation latérale lors de la rupture et d'après les observations faites lors de la mise en précontrainte, que celle-ci n'a pas été très régulière. Il est à remarquer que, s'il y a eu des irrégularités, elles n'ont pas altéré le comportement normal de la poutre et qu'elles ne se sont manifestées que lors de la rupture.

L'intérêt de ces essais réside dans le fait d'avoir obtenu les ruptures statiques par ruine des barres et par ruine du béton sous des charges à peu près égales et dans l'aspect des fissurations très localisées dans le cas des barres nues. Les fils non adhérents de l'essai B avaient donné aussi des fissures localisées mais plus nombreuses et les fils adhérents de l'essai A, une fissuration très uniformément répartie.

Les deux poutres I et II ont sensiblement le même coefficient de sécurité à la rupture (2,785 et 2,95), mais le coefficient de sécurité à la fissuration de la poutre I est nettement inférieur à celui de la poutre II, surtout après la première fissuration.

D. — *Conclusions.*

Comme le béton armé, le béton précontraint se révèle aux essais être une matière complexe, un peu moins cependant que le béton armé avant l'apparition des fissures. Dans cet état, le béton précontraint possède un comportement élastique d'ensemble régulier et qui satisfait convenablement aux formules classiques de proportionnalité aux efforts en ce qui concerne les flèches et les inclinaisons. Cela est surtout le cas lorsque les fils sont adhérents et en tenant compte de ces fils dans la détermination des caractéristiques élastiques des tensions.

Lorsque les fils ou barres de précontrainte sont nus et libres, le système reste élastique, mais les déformations indépendantes du béton et des tirants de précontrainte peuvent troubler la proportionnalité des déformations aux efforts qui les produisent. Cet effet est négligeable sous les faibles déformations correspondant aux charges de service. Lorsque les fils sont enveloppés dans le béton mais non adhérents, les frottements des fils dans leurs gaines produisent aussi quelques perturbations.

(1) Valeur calculée : 1,61 Kg/mm².

L'observation des effets élastiques de la mise en précontrainte ne concorde généralement pas avec les théories élémentaires de la résistance des matériaux.

Les mesures de tension sur le béton sont, comme toujours, assez délicates. Elles sont cependant souvent en bon accord avec les calculs aux fibres extrêmes les plus comprimées, parfois aussi aux fibres les plus allongées sous l'effet des charges, tant qu'il n'y a pas de fissuration. Il est plus malaisé d'obtenir des résultats concordants sur les fibres intermédiaires; il faut pour cela procéder à un nombre suffisant de mises en charge successives. Cela correspond à la propriété très naturelle d'une construction hétérogène de se comporter en bon accord avec les lois élémentaires de l'élasticité dans l'ensemble, mais de présenter des écarts éventuellement assez sensibles dans la répartition des tensions. Les variations de tension des barres de précontrainte sont malaisées à mesurer. En cas de barres adhérentes ou enveloppées, l'accès aux barres exige des dispositions perturbatrices. Si les barres sont libres, le placement des appareils peut souffrir quelque difficulté et, en tous cas, les variations à mesurer sont relativement faibles.

Ce qui a plus d'importance, c'est la difficulté de connaître les efforts exacts de précontrainte. La mesure indirecte par la compression du béton est tout-à-fait aléatoire. La mesure initiale de tension des fils par les manomètres des vérins de mise en précontrainte ou par l'allongement des fils n'est pas tout-à-fait certaine. Elle ne permet d'ailleurs pas de connaître la précontrainte effective après un temps quelconque. Dans le cas des fils enrobés, adhérents ou non, on ne connaît pas de méthode de mesure sans destruction du béton. Si les tirants de précontrainte sont nus ou accessibles, on peut appliquer aux fils la méthode de déformation transversale. Si la longueur totale du fil tendu est L et que, entre deux points fixes distants de l , on l'écarte d'une distance d de sa position d'équilibre par un effort transversal T , la tension de précontrainte du fil de section Ω est sensiblement

$$\sigma_p = \frac{T l}{4d \Omega} - \frac{2E d^2}{L l}$$

à condition que d soit très petit par rapport à l .

La validité de la méthode a été contrôlée à mon laboratoire par MM. LOUIS et DEHAN; les essais continuent. Ils ont aussi opéré pour les fils tendus par la formule de la fréquence des cordes vibrantes, en y produisant des vibrations par un petit électro-aimant, qui sert en même temps de récepteur et permet la mesure de la fréquence.

Dans le cas de barres en acier spécial d'assez gros diamètre, l'enregistrement des vibrations par un vibrographe sensible a pu être appliqué (voir essais C), à condition de tenir compte dans la formule de la rigidité des barres, mais les résultats sont peu plausibles.

Le concept de la sécurité du béton précontraint est assez différent de celui des autres matériaux, à cause de la très haute résistance des aciers et du fait que leur limite élastique est très voisine de leur limite de rupture. Non seulement la réaction élastique reste intacte après la fissuration, qui est déjà un processus de destruction, mais elle subsiste même après la rupture dans les cas où celle-ci provient de l'écrasement du béton, qui est le plus fréquent en sollicitation statique.

Du fait de la compression initiale du béton résultant de la précontrainte et qui subsiste malgré les contractions irréversibles que subit le béton, celles-ci ne peuvent y engendrer de fissures, ni diminuer sa capacité de résistance à l'extension. La sécurité à la fissuration résulte donc à la fois de cette compression initiale et de la pleine résistance à l'extension du béton, qui peut être du même ordre de grandeur que la valeur moyenne de la compression initiale limite. Il en résulte la possibilité d'obtenir en sollicitation statique une sécurité à la fissuration de l'ordre de 1,3 à 1,9, selon que l'on porte en compte ou non la résistance à l'extension du béton. Il y a lieu de remarquer que si la limite de fissuration, compte tenu de la résistance à l'extension du béton, a été atteinte, c'est-à-dire s'il s'est produit une première fissuration, la charge de fissuration ultérieure est réduite et ne provient plus que de la seule précontrainte. Il est logique de considérer la sécurité à la fissuration en laissant subsister la marge de sécurité que procure la résistance à l'extension du béton, compte tenu des pertes de précontrainte.

Quant à la sécurité à la rupture, elle est normalement supérieure de 50 % ou plus à la sécurité à la fissuration, mais il est moins commode et, somme toute, moins logique de s'y rapporter qu'à la sécurité à la fissuration, qui peut être éventuellement rapprochée de 1 sous l'effet de la seule précontrainte effective. D'autre part, la sécurité à la rupture des barres doit être considérée, car il est possible de provoquer leur rupture statique.

De nombreuses recherches, fondamentales et statistiques, sont encore nécessaires en ce qui concerne le retrait, la déformabilité et la relaxation des bétons ainsi qu'en ce qui concerne la relaxation des aciers pour précontrainte. Le but en sera notamment d'étudier l'opportunité de l'emploi de bétons à haute résistance et à faible déformabilité ainsi que d'aciers

à haute limite de fluage. Et il est certes nécessaire de consacrer une grande attention au contrôle des efforts de précontrainte lors de leur production, à leur régularité et à leur concordance avec le projet, enfin à la possibilité de leur contrôle ultérieur, ce qui implique des câbles nus disposés dans des poutres en caisson accessibles.

II. — QUELQUES EXPERIENCES ET REALISATIONS.

A. — *Essais de poutres tubulaires cylindriques.*

En 1946, la *Compagnie belge de Chemins de fer et d'Entreprise* reprit la construction du barrage d'Eupen qu'elle avait abandonnée depuis 1940, en raison de la guerre. La grue à câbles qui desservait le chantier avant les hostilités avait été enlevée par l'armée occupante et ne pouvait être récupérée. La Société fit le projet d'établissement d'un pont de service sur des palées dont les montants seraient constitués de poutres tubulaires cylindriques en béton précontraint. Ecartés d'axe en axe de 3,30 m dans les palées, les montants étaient superposés vers l'amont aux puits d'inspection et de drainage existant dans le massif déjà exécuté du barrage. Ces montants, de 12 m de hauteur, une fois incorporés dans le béton du couronnement du barrage, qui restait à exécuter sur cette hauteur, assuraient la continuité des puits d'inspection jusqu'à la crête. L'existence des cheminées d'inspection facilitait l'ancrage inférieur des tirants de précontrainte à des poutrelles métalliques encastrées dans les parois des puits à 2 m sous la base des colonnes. Les montants d'aval prenaient appui sur le béton de la partie ancienne du barrage; des ancrages y avaient été ménagés pour les câbles de précontrainte. Les palées, écartées entre elles de 7,75 à 8,00 m environ, servaient d'appui au pont de service qui devait pouvoir supporter une grue de 20 tonnes, deux trains de 20 tonnes, les entonnoirs et les trompes pour la mise en place du béton, etc., ainsi que les effets du vent dans une vallée assez exposée (on a admis 200 kg/m² de pression).

Des palées métalliques auraient été incorporées dans le béton en pure perte et auraient, à cette époque, exigé des délais inadmissibles. Le tablier métallique a été récupéré sans perte de valeur; il ne comportait que des poutrelles non usinées. Les palées tubulaires en béton, incorporées dans le corps du barrage, étaient payées en tant que béton et leur exécution était économique, facile, rapide et pouvait se faire par les seuls moyens de l'entreprise.

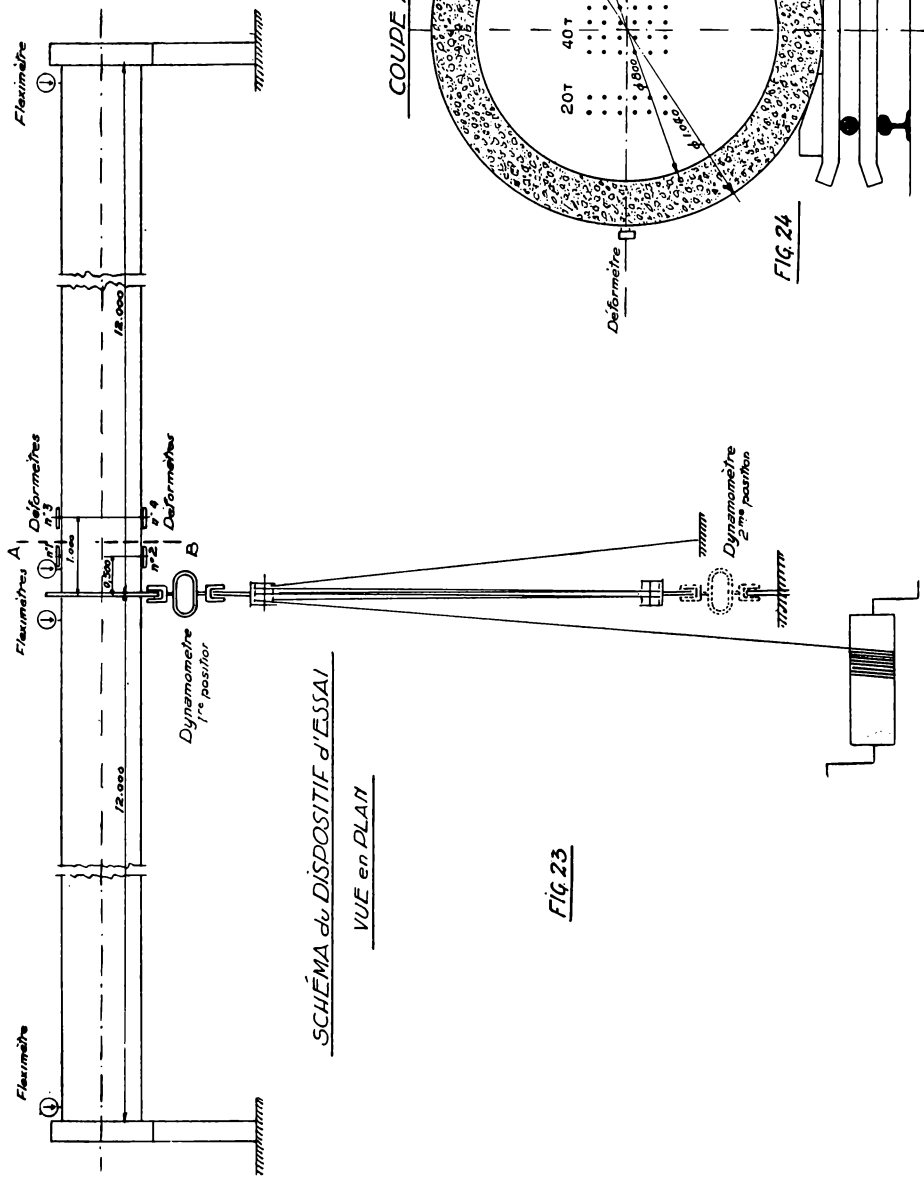


SCHÉMA du DISPOSITIF d'ESSAI
VUE en PLAN

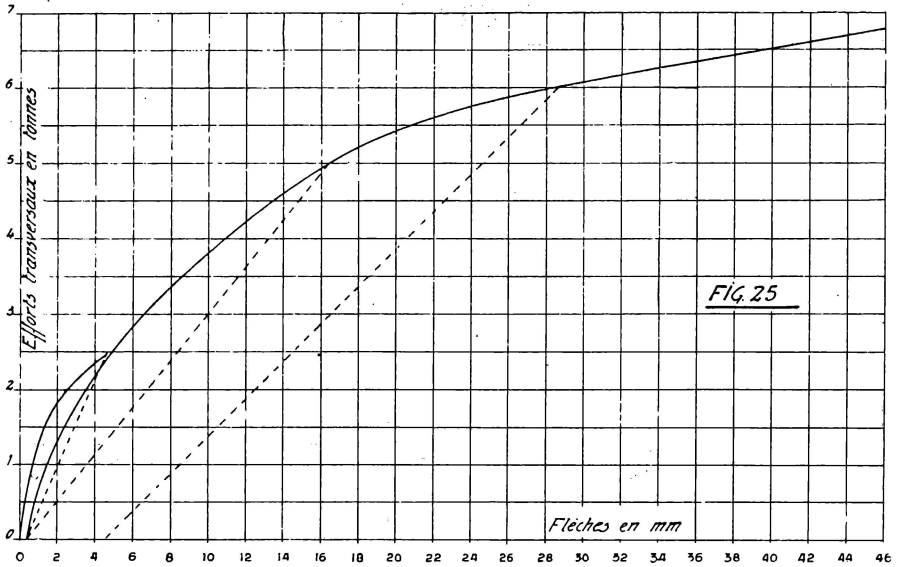
Fig. 23

Fig. 24

Section transversale de la poutre tubulaire d'essai.

Schéma du dispositif d'essai de la poutre tubulaire de 24,00 m.

FLECHES au MILIEU de la DOUTRE.



Diagrammes des flèches maxima de la poutre tubulaire de 24,00 m.

Chaque montant est formé de la superposition de 12 anneaux en béton vibré de 1 m de hauteur, 0,80 m de diamètre intérieur et 0,12 m d'épaisseur de paroi (diamètre extérieur 1,04 m). Les câbles de précontrainte comportent 24 fils de 5 mm, tendus à 85 Kg/mm², réalisant un effort longitudinal axial de 40 tonnes.

Avant de passer à l'exécution, la Société a voulu procéder à des expériences et à fait appel au concours de notre laboratoire.

Un premier essai a eu lieu sur le chantier en 1946. Une poutre tubulaire de 24 m de longueur a été posée sur une plateforme à rouleaux permettant les déformations horizontales transversales (fig. 24). La poutre a été bien calée aux extrémités par

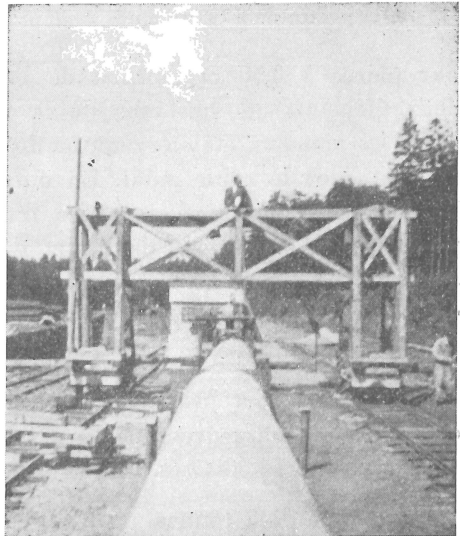


Fig. 26. — Aspect de la poutre tubulaire de 24,00 m fléchié.

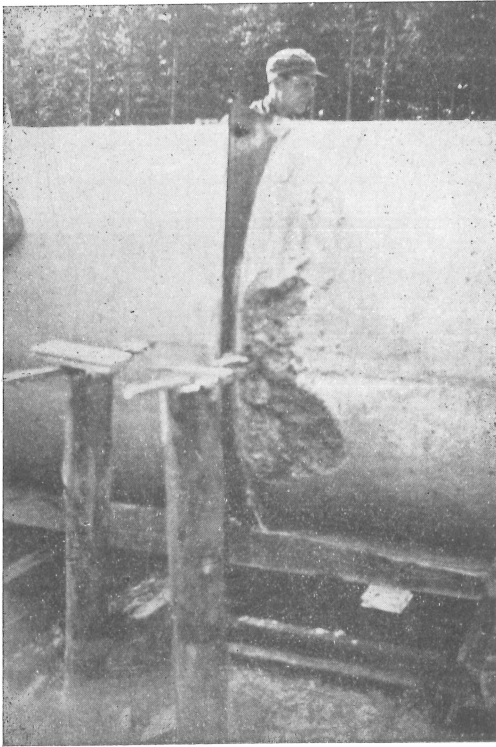


Fig. 27. — Aspect du béton comprimé au milieu de la poutre de 24,00 m après rupture.

par paires à 0,50 m (milieu de l'anneau) et à 1,00 m (joint entre deux éléments) de distance de la tôle médiane (fig. 23). Les joints entre les anneaux étaient remplis de mortier et la traction de 40 tonnes réalisée dans le câble axial. En outre, deux câbles supplémentaires de 12 fils de 5 mm recevaient des tractions de 20 tonnes chacun, pour représenter l'équivalent de l'effet des charges verticales à la base des colonnes. La figure 24 reproduit la section transversale. Tous ces câbles n'étaient solidarisés avec la poutre que dans la section médiane, par le moyen de la plaque en tôle d'acier.

La figure 25 reproduit le diagramme des flèches relevées au cours de mises en charge successives à 2.500, 5.000, 6.000 et 7.000 kg, avec décharges intermédiaires.

A partir de 7 tonnes, on n'a plus pu faire croître l'effort, la flèche a atteint finalement 356 mm et le béton a cédé au milieu dans la région comprimée (fig. 26 et 27). Après décharge, on a constaté une flèche

des pièces de bois contre un perré en maçonnerie. Entre le 12^e et le 13^e anneaux, au milieu de la poutre, une plaque en tôle d'acier était interposée et on y attachait un mouflage de câbles actionné par un treuil. Un dynamomètre annulaire précis servait à la mesure des efforts. Disposé près de la poutre pour les efforts inférieurs à 5.000 Kg, il a été placé à l'extrémité opposée du mouflage pour les efforts supérieurs, afin de le soustraire aux effets d'une rupture éventuelle. Quatre fleximètres ont été disposés, deux de part et d'autre du milieu de la tôle et deux aux appuis, ainsi que quatre déformètres sur les 2 génératrices opposées du plan méridien horizontal, situés

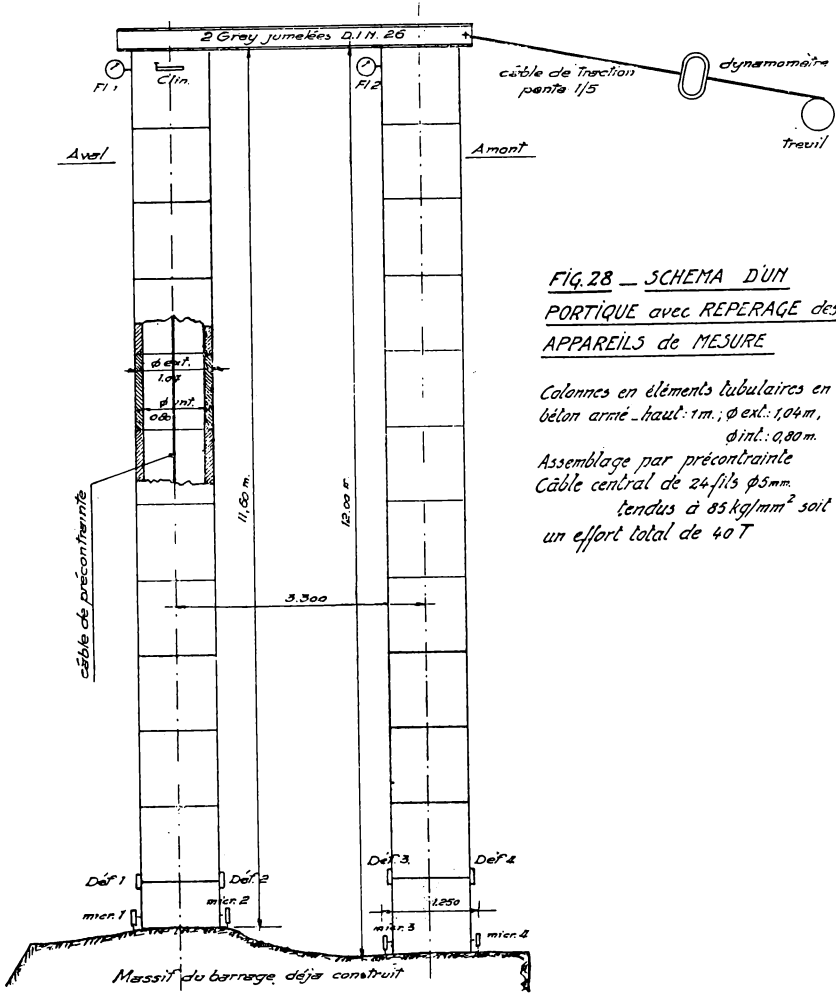


FIG. 28 — SCHEMA D'UN PORTIQUE avec REPERAGE des APPAREILS de MESURE

Colonnes en éléments tubulaires en béton armé - haut: 11 m.; ϕ ext.: 1,04 m., ϕ int.: 0,80 m.

Assemblage par précontrainte
Câble central de 24-fils ϕ 5 mm.
tendus à 85 kg/mm² soit
un effort total de 40 T

Dispositif d'essai d'un portique en place.

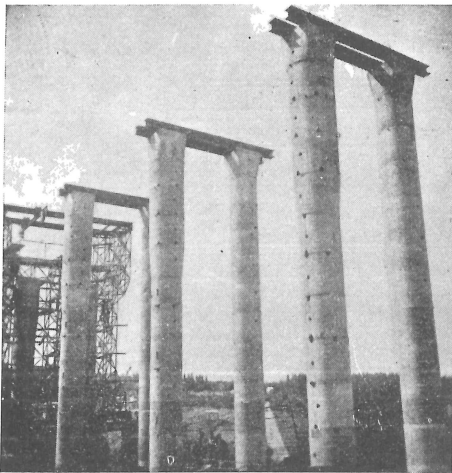
permanente de 8 mm; la poutre avait conservé une grande partie de son élasticité.

Les déformètres avaient été placés avant la mise en tension des câbles, dans le but de tenter de relever le module d'élasticité global du béton dans les conditions de l'essai. Cependant, les circonstances l'ont rendu impossible.

La section de la poutre est de 3.470 cm²; la compression initiale est donc de $\frac{80.000}{3470} = 23.06$ kg/cm².

Le module de flexion de la poutre est de 72.500 cm⁴.

Les tensions calculées pour les charges de 2.500, 4.000, 5.000 et 7.000 kg s'élèvent respectivement à 19,85, 31,70, 39,70 et 55,60 kg/cm² dans la section située à 0,50 m du milieu et à 19, 30,40, 38 et 43,20 kg/cm² pour la section située à 1 m. En y ajoutant la tension théorique de précontrainte, on ne peut expliquer la rupture du béton par compression sous l'effort de 7.000 kg, si l'on ne tient compte du fait que le béton devait être largement fissuré dans les joints des anneaux. On remarque que, pour un effort transversal inférieur à 3.000 kg, les joints pouvaient se fissurer. Les déformations spécifiques relevées aux déformètres font penser que cela s'est produit effectivement pour une charge voisine de



(Photo C¹° Belge de Ch. de fer et d'Entreprises.)

Fig. 29. — Vue d'un portique.

cette valeur, ce qui a augmenté la compression du béton. En fait, les lectures aux déformètres ne peuvent recevoir aucune interprétation en accord avec les tensions théoriques calculées ci-dessus, ni pour des tensions inférieures ni pour des tensions supérieures à celle de la précontrainte initiale. Les déformations longitudinales ont d'ailleurs été modérées et n'ont pas dépassé l'ordre de grandeur de $20 \cdot 10^{-5}$ sous 5.000 Kg de charge. Il est à noter qu'après décharge, on relevait un raccourcissement permanent de la zone comprimée mais que les appareils revenaient

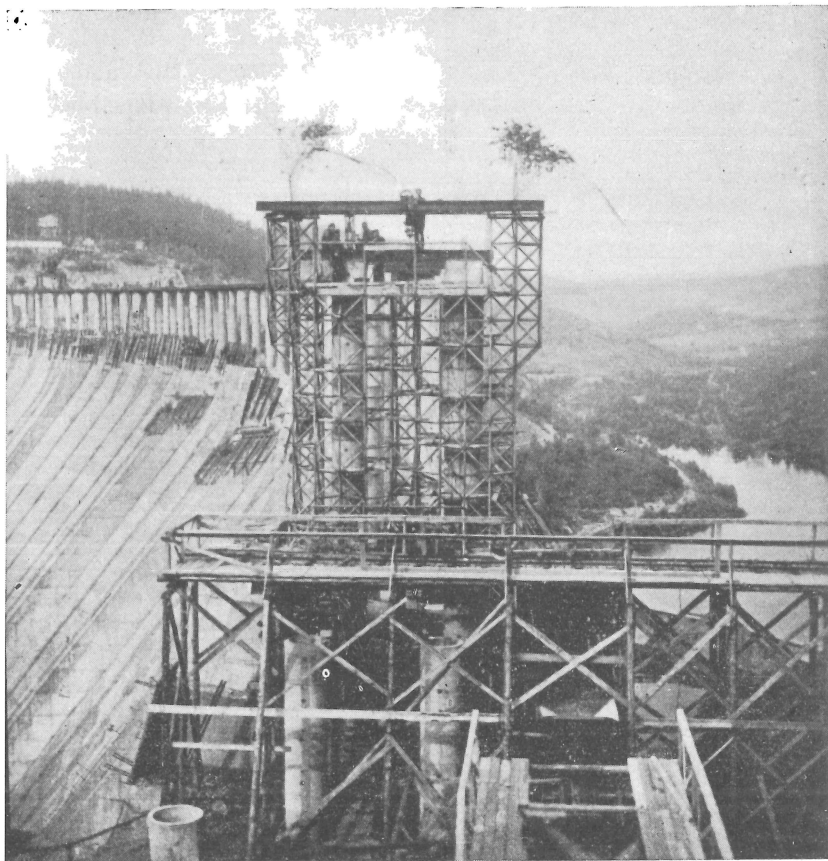
rigoureusement à zéro dans la zone tendue, témoignant ainsi d'une fermeture des fissures.

Le diagramme des flèches de la figure 25, qui est, certes, influencé par la fissuration progressive des joints des anneaux et par le déplacement relatif des câbles dans les deux moitiés de la poutre, ne permet

pas non plus une interprétation de la formule
$$\frac{P l^3}{48 E I}$$
 basée sur la

loi de Hooke. Si on l'applique pour la charge $P = 5.000$ kg, parce qu'elle correspond encore à une flèche permanente faible et peu variable, on trouve une valeur de E assez plausible égale à 251.000 kg/cm². Cette

valeur appliquée aux déformations spécifiques longitudinales relevées pour la charge de 4.000 kg, donne quelques valeurs de tension en assez bon accord avec les valeurs calculées. Ce comportement correspond au fait que, après la fissuration des joints, la poutre constitue une combinaison assez complexe de béton précontraint et de béton armé, dont l'armature est relativement très faible et très mal répartie.



(Photo C^{ie} Belge de Ch. de fer et d'Entreprises.)

Fig. 30. — Vue du pont de service.

Un nouvel essai a été effectué le 13 mai 1947, selon le schéma de la figure 28, sur un portique en place, dont les détails ressortent à suffisance de la figure, qui indique aussi la nature et l'emplacement des appareils de mesure. Les tractions de précontrainte étaient de 40 tonnes par pilier.

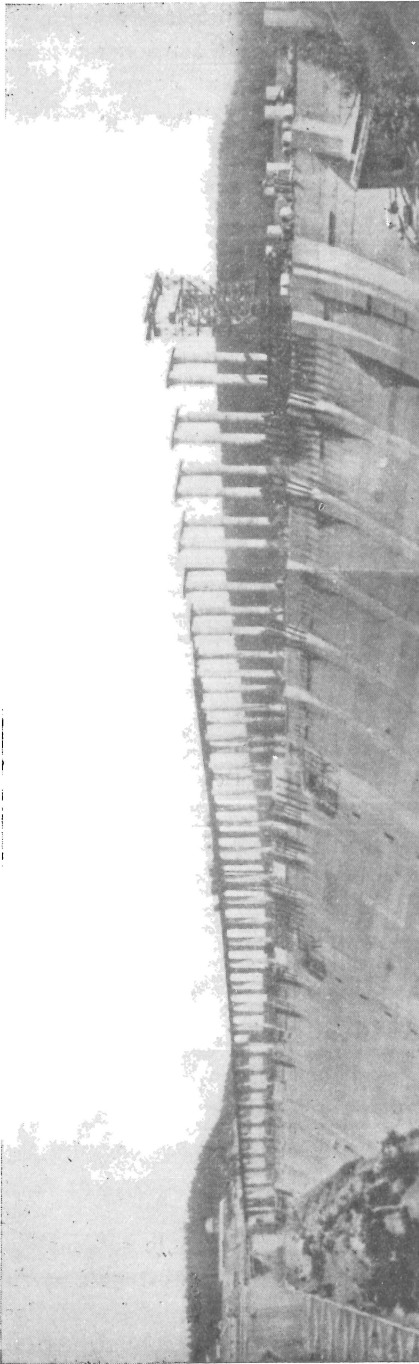


Fig. 31. — Vue générale du pont de service. (Photo C^{te} Belge de Ch. de fer et d'Entreprises.)

On a relevé de faibles rotations aux pieds des colonnes; l'encastrement était donc quasi parfait. Les déformations proportionnelles longitudinales mesurées à 11,00 m du sommet des piles correspondant à l'ordre de grandeur des tensions calculées, en admettant pour E la valeur de 300.000 kg/cm², non contrôlée, mais assez plausible.

Eu égard aux dispositifs d'expérience des deux essais, les flèches sont à comparer pour des charges égales. Cette comparaison figure au tableau suivant :

Charges (kg)	Flèches en mm	
	Au milieu dans le premier essai	En tête dans le deuxième essai
2.500	4.71	4.50
3.000	6.13	5.95
3.500	7.83	—
3.600	—	7.35

Les flèches sont donc légèrement plus faibles dans le deuxième essai que dans le premier, en dépit de la légère imperfection d'encastrement. Cette réduction provient de l'action des poutrelles supérieures du portique.

Les figures 29, 30 et 31 reproduisent des vues caractéristiques de l'ouvrage, qui a donné toute satisfaction.

B. — *Essais dynamiques de traverses pour voies ferrées.*

Nous avons décrit ailleurs (1) des essais d'endurance d'un caractère particulier effectués sur des traverses en béton précontraint articulées, essais qui ont servi à leur étude et à leur mise au point. Ces traverses sont actuellement fabriquées industriellement sous le nom de traverses Franki-Bagon. Elles sont en essai en voie principale à la S. N. C. B. (fig. 32). L'essai imaginé et mis au point pendant la guerre, en accord avec les ingénieurs de la S. N. C. B., consiste à encastrer la traverse à une extrémité et à imprimer à l'autre une déformation de flexion alter-

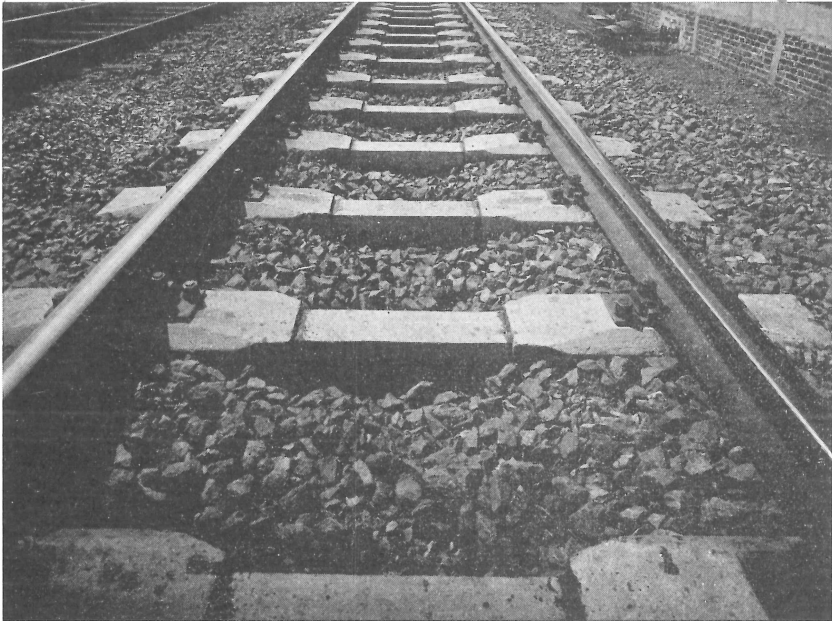


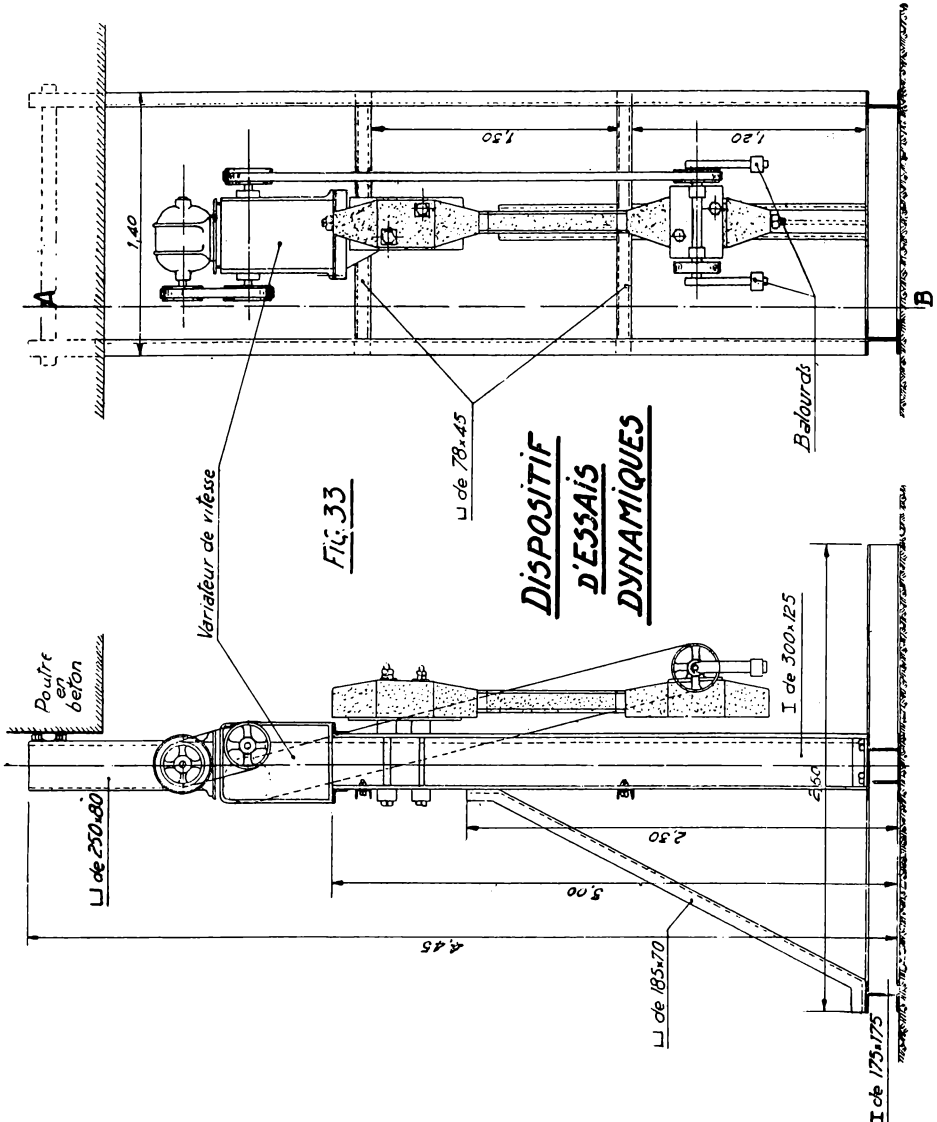
Fig. 32. — Traverses Franki-Bagon en voie principale (Photo Pieux Franki.)

native d'amplitude déterminée et à un rythme assez rapide. L'effort correspondant à la déformation imposée est mesuré au préalable par un essai statique. Cet essai convient particulièrement aux traverses articulées.

A l'époque des essais, en 1943-44, une traverse Franki-Bagon a subi sans désordres 25.10^6 oscillations de 15 mm d'amplitude totale ($\pm 7,5$ mm) à la fréquence de 270 cycles par minute.

(1) F. CAMPUS et R. JACQUEMIN. Essais d'endurance sur traverses de voies ferrées en béton armé ou précontraint. Bulletin du C. E. R. E. S., Liège, Tome II, 1947.

Cette traverse se compose de deux tasseaux d'appui pour les rails, maintenus à écartement et réunis par une entretoise. Ces éléments sont en béton armé. Entre l'entretoise et les tasseaux sont disposées des plaques minces en matière plastique moins rigide que le béton. Les cinq pièces sont serrées par une barre de précontrainte en acier spécial traité.



Dispositif d'essai de traverses articulées par flexion alternée.

La figure 33 reproduit un dispositif d'essai employé en 1943; il a été modifié au début de 1944 (cfr. op. cit.) suivant le dispositif de la figure 45.

Plus récemment, le Gouvernement britannique (*Ministry of Works*) nous a confié, sous les auspices du Dr THOMAS, de la *Building Research Station*, à Garston-Watford (Herts), des essais d'endurance de traverses en béton précontraint. Ces essais ont eu lieu en 1948 et ont été terminés en janvier 1949. Ils ont été exécutés conformément à la note C 28 d'avril 1947 du *Department of Scientific and Industrial Research, Building Research Station*, et ils ont été rendus aisément possibles, grâce à la mise en service à la fin de 1947 de notre halle expérimentale, que nous avons décrite dans une communication à l'A. B. E. M., le 22 mai 1948 (1). Cette halle est somme toute une vaste machine d'essai. Un bâtiment léger recouvre une grande dalle en béton armé pourvue de rainures pour y attacher des dispositifs d'essai. Deux pulsateurs de grande capacité, trois dynamomètres pendulaires avec pompes à huile et des vérins d'une puissance totale actuelle de 280 T (qui sera portée prochainement à 500 T) permettent de soumettre à des essais statiques ou dynamiques plusieurs dispositifs simultanément ou un dispositif unique dont les dimensions peuvent atteindre $20 \times 6 \times 4$ m.

Le dispositif d'essai statique et principalement dynamique des traverses anglaises ressort à suffisance des figures 34, 35 et 36. Deux vérins pulsants de 50 tonnes sont mis en action par un pulsateur accouplé à un dynamomètre statique. Chaque vérin a deux rotules haut et bas. La fréquence de pulsation est 250 cycles par minute.

Le programme des essais comporte, pour les deux extrémités de chaque traverse :

1) un essai statique sous une charge de 8 tonnes par vérin (qui n'a donné lieu à aucune fissuration en aucun cas);

2) un essai dynamique comportant 1 million de pulsations à chaque extrémité :

entre 2 et 8 tonnes,	entre 3 et 23 tonnes,
2 et 11 »	3 et 26 »
2 et 14 »	3 et 29 »
2 et 17 »	4 et 32 »
3 et 20 »	4 et 35 »

(1)Cfr. F. CAMPUS. L'équipement de la halle expérimentale (deux pulsateurs) et le pulsateur à efforts alternés de l'Université de Liège. *Science et Technique*, Bruxelles, n° 9, 1948.

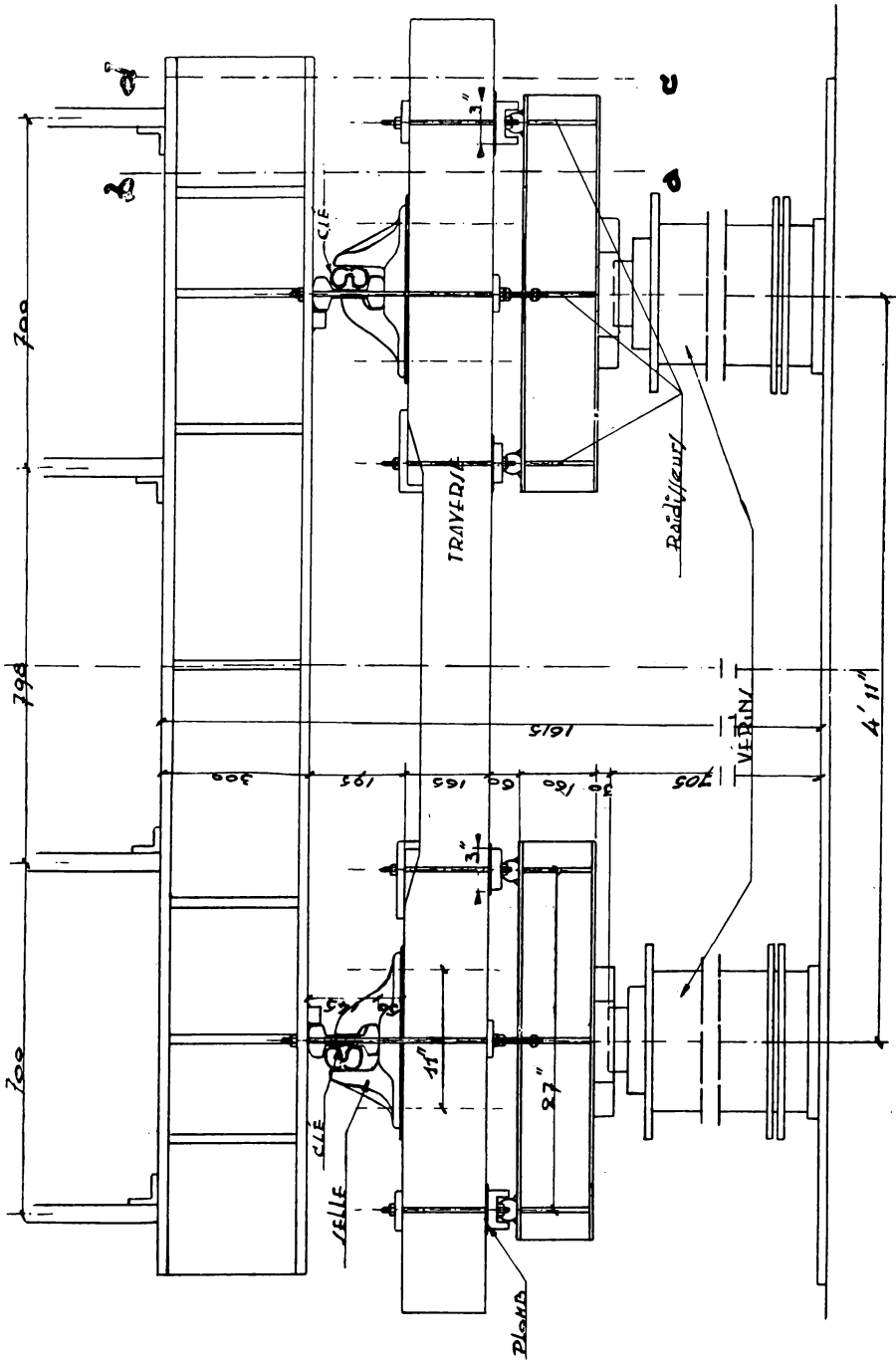


Fig. 34. — Schéma du dispositif d'essai statique et dynamique des traverses rigides en béton précontraint. — Traverse Dow-Mac. — Dispositif d'essai.

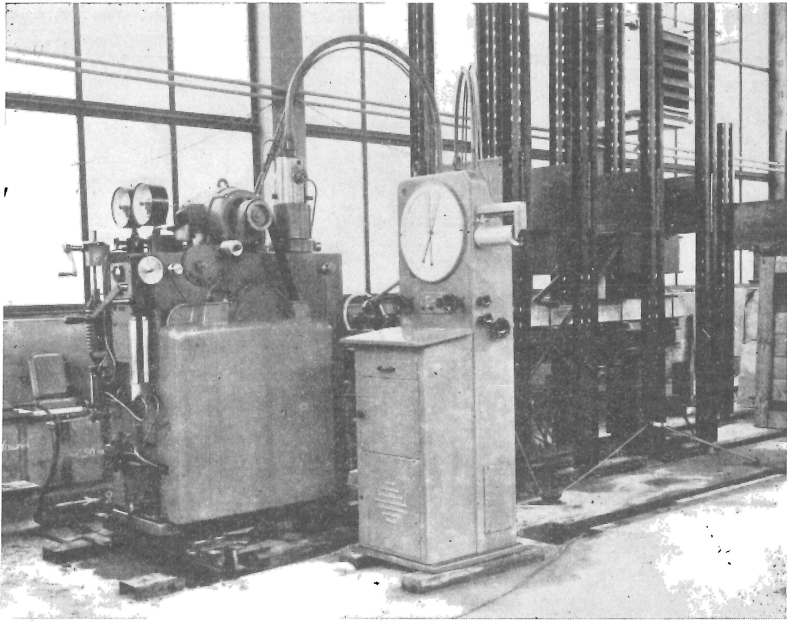


Fig. 35. — Vue du dispositif d'essai.

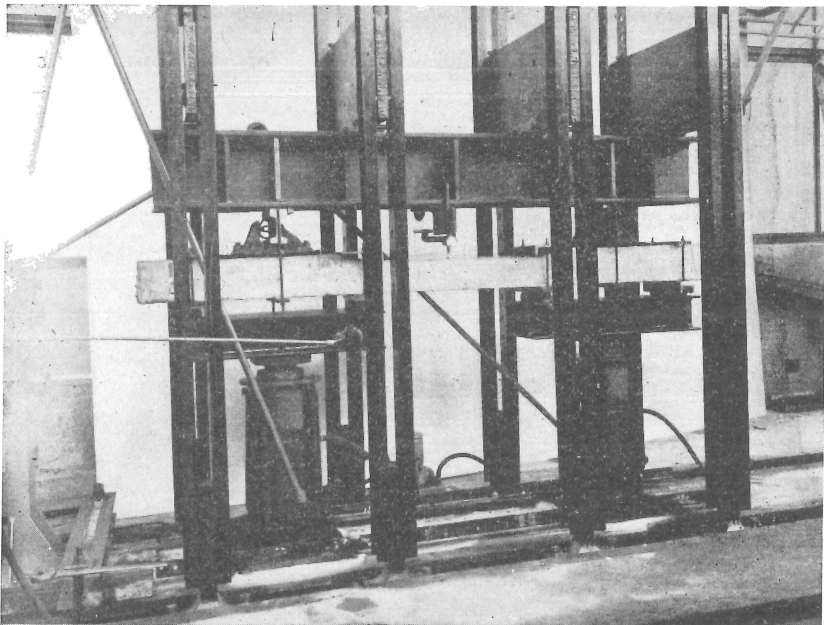


Fig. 36. — Vue du dispositif d'essai.

Les observations portent sur l'apparition des fissures (charge et nombre de répétitions), leur longueur, leur ouverture et l'évolution de ces caractères. Ensuite les désordres et les ruptures éventuels, les circonstances de leur production (charge et nombre de répétitions) et leurs particularités. Le repérage des fissures a été fait par rapport à un quadrillage dessiné sur les traverses et les observations ont été faites sous l'action d'une charge statique égale au maximum du cycle dynamique en cours.

Des traverses de deux types différents ont été essayées au nombre de deux pour chaque essai selon les prescriptions britanniques. Les traverses des deux types sont rigides; la précontrainte est réalisée au moyen de fils tendus avant moulage. Dans l'un des types, que nous désignons par A, la précontrainte est réalisée par adhérence des fils (d'une manière analogue au système de la poutre Hoyer). Dans l'autre, que nous désignerons par B, les fils sont disposés en boucles, dont les extrémités s'appuient sur des cales profilées en demi-cercle, par l'intermédiaire desquelles les boucles sont mises sous tension.

Les fils de ces traverses avaient 1/5 de pouce (5,08 mm) de diamètre. Leur résistance est de 159 à 168 kg/mm², avec un allongement de rupture de 3,5 % environ (sur 200 mm) et une striction d'environ 40 %.

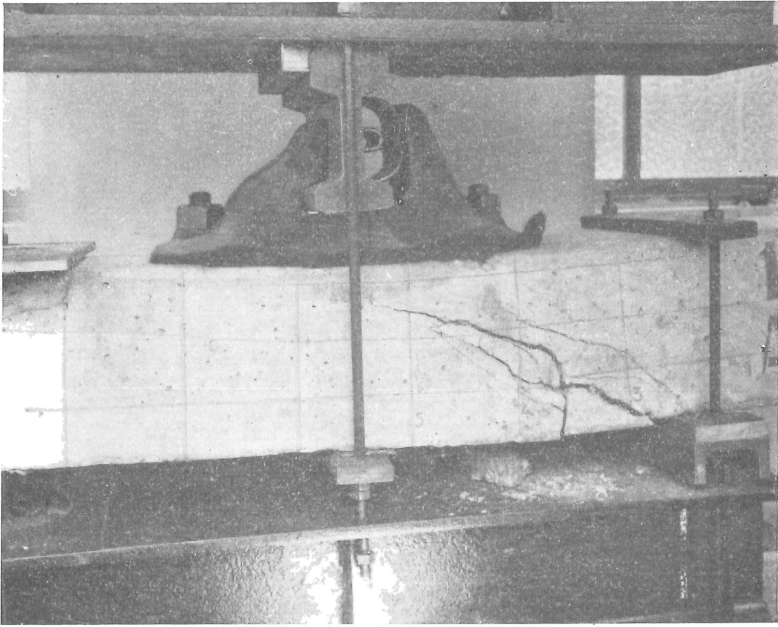
L'observation des fissures conformément aux instructions a été consignée dans des tableaux et des diagrammes qui forment un ensemble volumineux. Il serait fastidieux d'en faire état. Les fissures s'ouvrent et se ferment au rythme des efforts pulsants appliqués à la pièce; ce phénomène a été filmé.

Les modes de rupture ont été très divers. Chaque essai de traverse comporte deux essais de flexion indépendants des deux extrémités, la partie centrale n'étant pas sollicitée. En aucun cas, les ruptures des deux extrémités n'ont été simultanées. Après la première rupture, le vérin correspondant était mis hors circuit et l'essai était poursuivi indépendamment sur l'autre extrémité. Les ruptures se sont réparties comme suit :

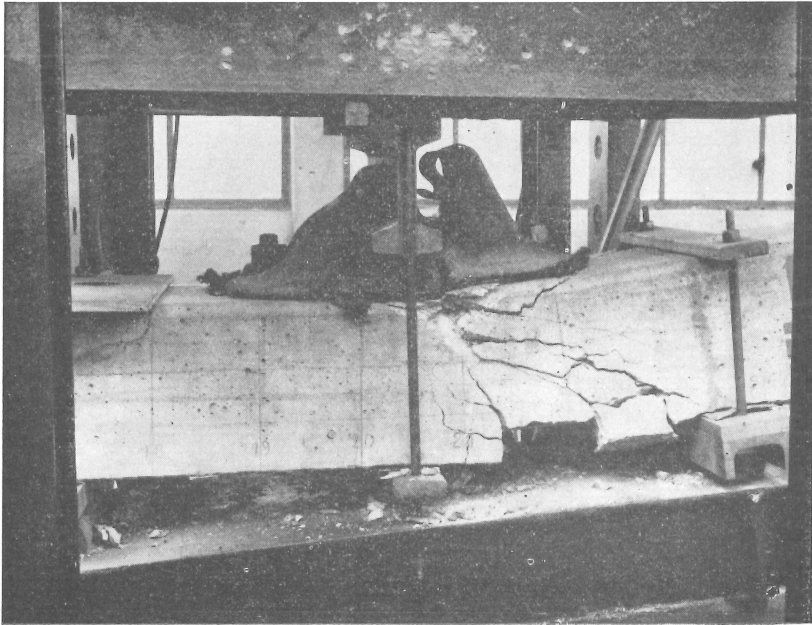
a) pour les deux traverses du type A : .

trois ruptures par glissement des fils, dont deux avec rupture d'effort tranchant (entre 3 et 20 tonnes et entre 3 et 29 tonnes) et une avec une rupture mixte de flexion et d'effort tranchant (entre 4 et 35 tonnes);

une extrémité non rompue après le cycle final (10.000.000 de répétitions);



**Fig. 37. — Rupture dynamique par glissement des fils
(effort tranchant — type A).**



**Fig. 38. — Rupture dynamique par glissement des fils
(effort tranchant et moment fléchissant — type A).**

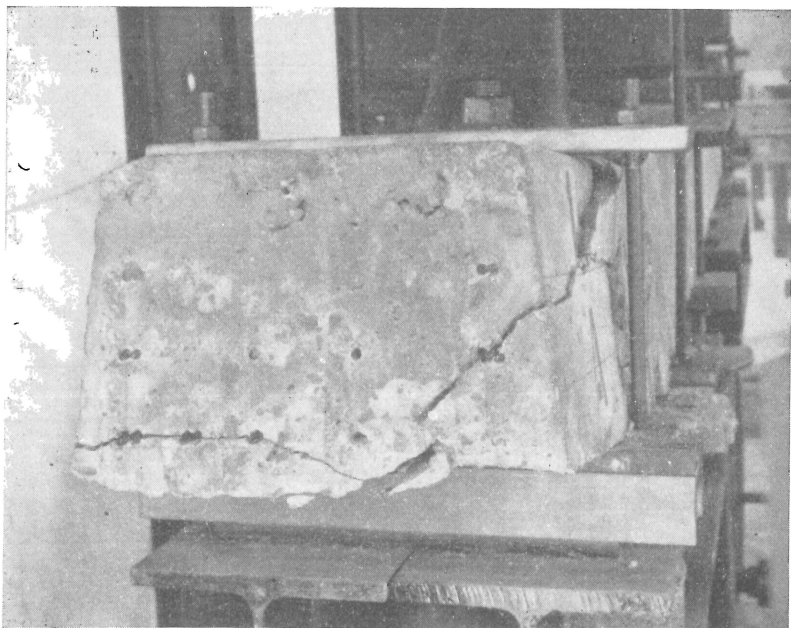


Fig. 39. — Extrémité de la traverse représentée à la figure 38.
alvéoles des fils qui ont glissé.

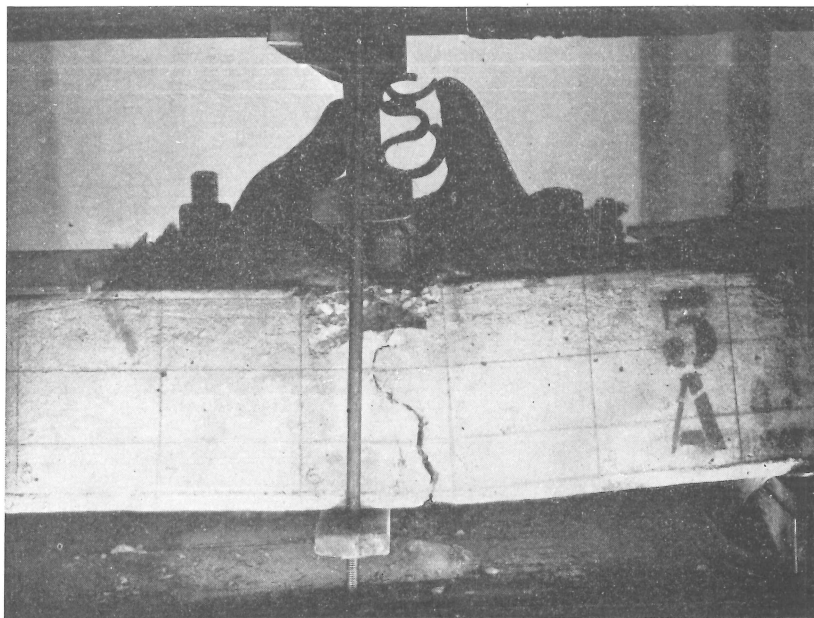


Fig. 40. — Rupture dynamique par cassure des fils (moment fléchissant — type B).

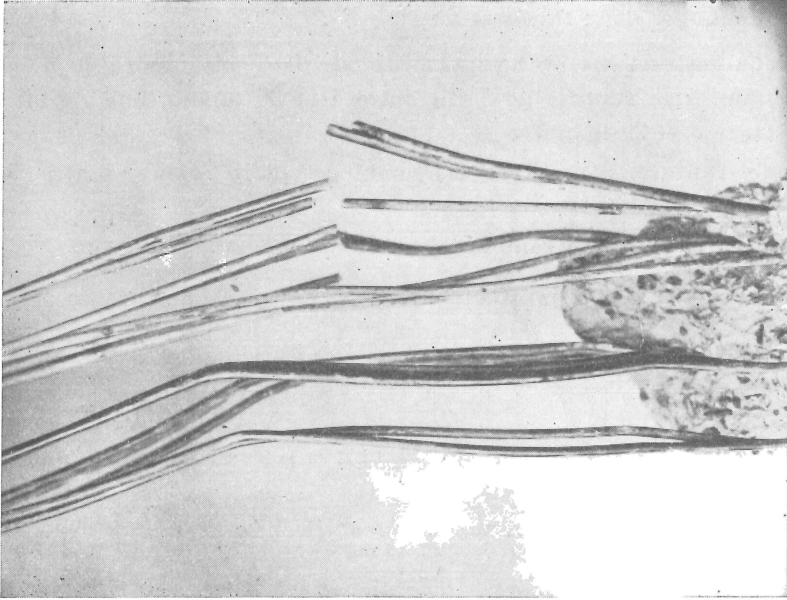


Fig. 41. — Fils rompus par effet de fatigue (type B).

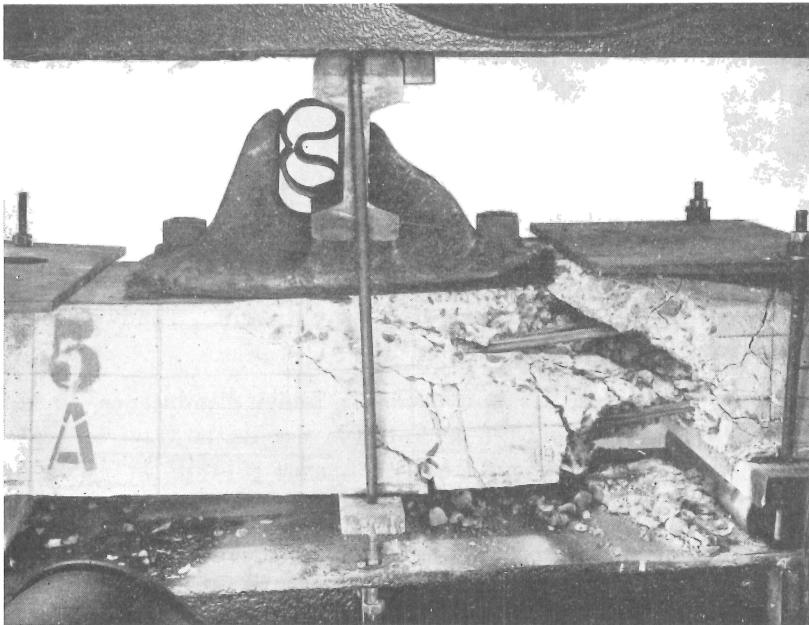


Fig. 42. — Rupture dynamique par effort tranchant sans cassure de fils (type B).

b) pour les deux traverses du type B :

deux destructions avec rupture de fils dans une fissure de moment fléchissant (une rupture de 5 fils entre 4 et 35 tonnes, une rupture de 7 fils entre 3 et 29 tonnes) ;

une rupture par effort tranchant sans fils cassés (entre 3 et 29 tonnes) ;

une extrémité non rompue après le cycle final.

Les figures 37 à 42 reproduisent quelques aspects de rupture :

Figure 37 : glissement de fil, effort tranchant ;

Figure 38 : glissement de fil, effort tranchant et moment fléchissant ;

Figure 39 : extrémité correspondant à la figure précédente, montrant les alvéoles des fils qui ont glissé ;

Figure 40 : destruction par moment fléchissant et rupture de fils (entre 3 et 26 tonnes) ;

Figure 41 : fils rompus entre 4 et 35 tonnes ;

Figure 42 : destruction par effort tranchant sans rupture de fils.

Cet essai est, certes, assez spécial, sévère et d'interprétation compliquée. Il est cependant édifiant de noter :

1) que deux extrémités sur huit ont résisté à l'épreuve, jusqu'au cycle final entre 4 et 35 tonnes ;

2) que la dispersion est grande dans la résistance dynamique, puisque une rupture s'est produite entre 3 et 20 tonnes ;

3) que dans le cas de l'ancrage des fils par adhérence, l'endurance est limitée par le glissement des fils ;

4) que dans le cas d'ancrage par les extrémités, l'endurance peut être limitée par la rupture des fils ;

5) que dans aucun des huit essais, la limite d'endurance du béton comprimé ne paraît avoir été atteinte ; le cas de la traverse type B, détruite par effet de moment fléchissant, avec rupture de 7 fils entre 3 et 26, n'étant cependant pas tout à fait franc à ce point de vue.

Il paraît, certes, intéressant de multiplier les essais de fatigue sur les poutres en béton précontraint.

Une traverse de chaque type a été aussi soumise à l'essai de flexion alternée précédemment décrit, avec une amplitude maximum d'environ

FIG. 43

TRAVERSE "DOW-MAC" (n°3)

FLEXIBILITE DE LA TRAVERSE ENCASTREE

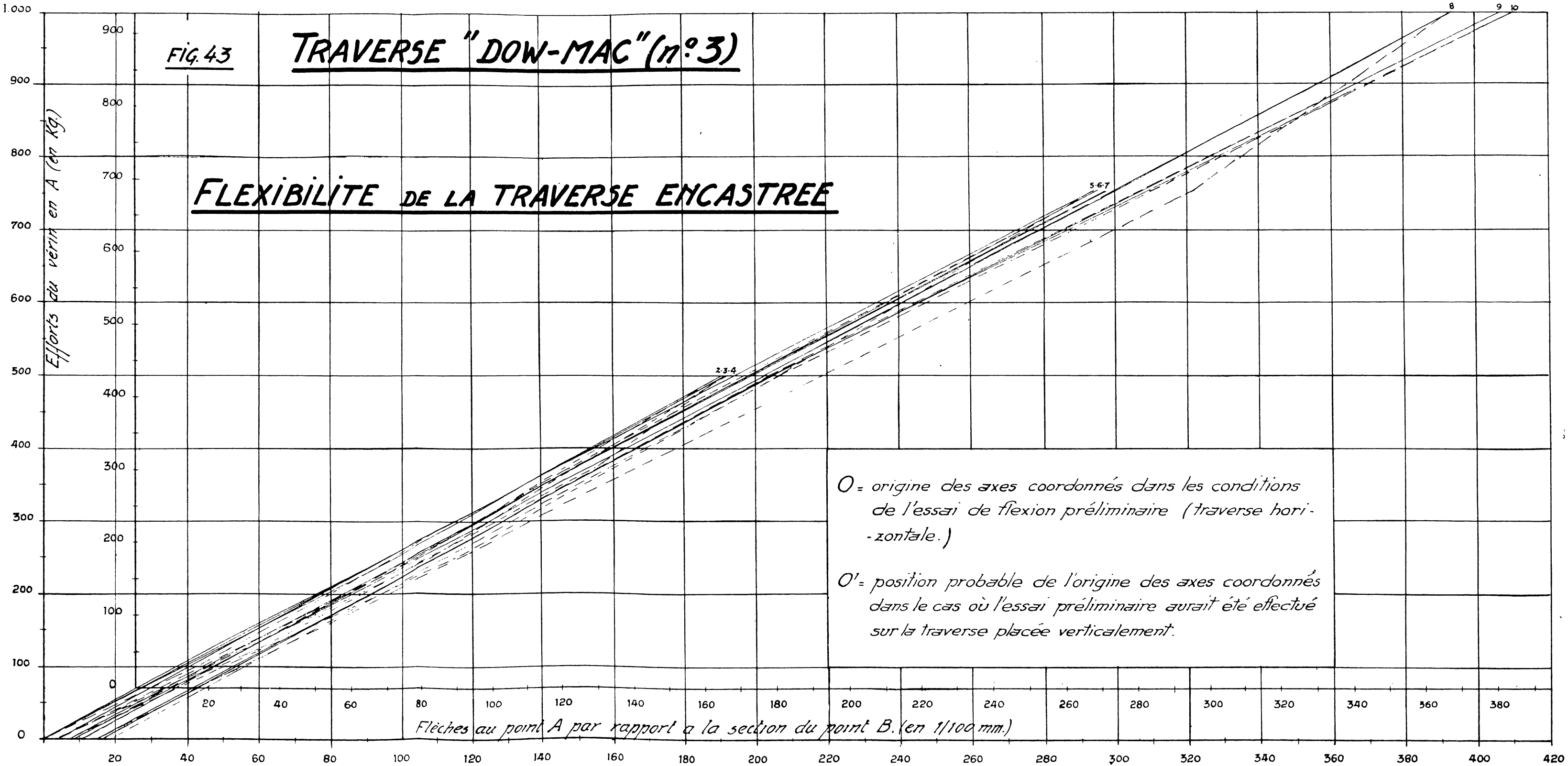


Diagramme des flèches statiques maxima de la traverse type II (en porte-à-faux).

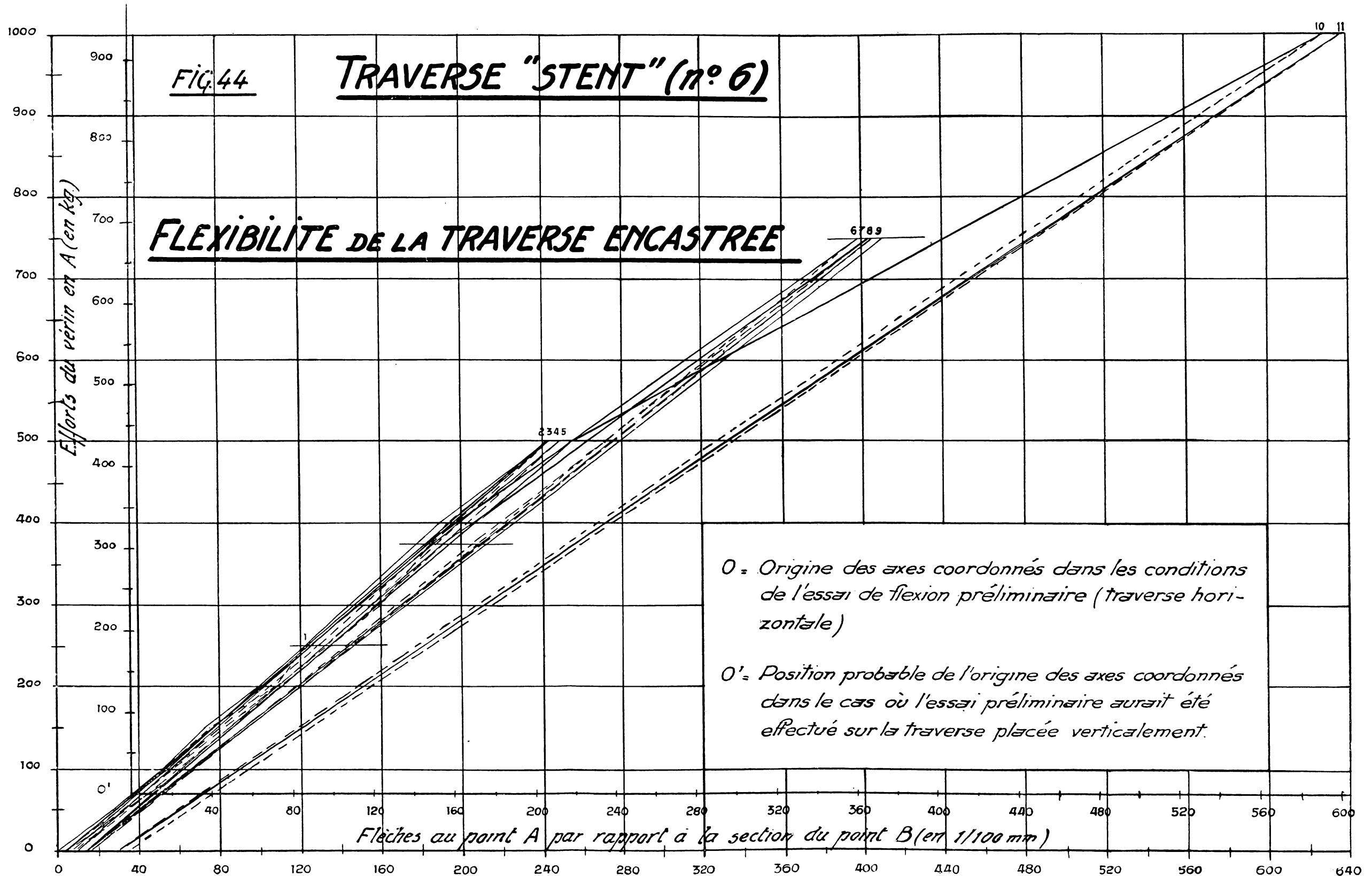


Diagramme des flèches statiques maxima de la traverse type II (en porte-à-faux).

7 mm ($\pm 3,5$ mm). L'amplitude a été limitée de la sorte parce que ces traverses monolithiques sont beaucoup plus rigides que celles composées de trois pièces. Elles ont subi ces essais sans dommages. Avant de procéder à cet essai de flexion alternée, un essai statique est effectué en encastrant une extrémité de la traverse et en chargeant l'autre, normalement. On trace le diagramme de variation de la flèche en fonction de la charge. Les figures 43 et 44 (sur la planche) reproduisent les dia-

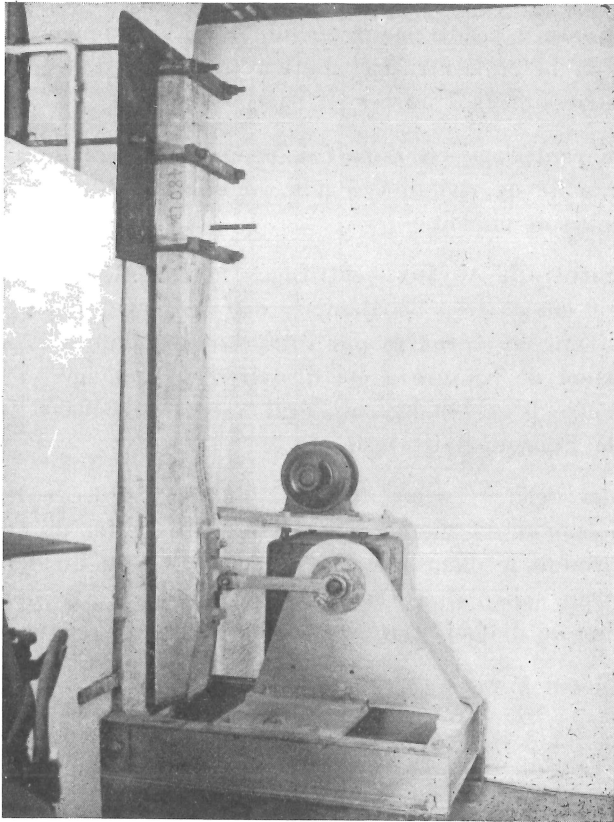


Fig. 45. — Dispositif d'essai de flexion alternative de la traverse type B.

grammes relevés pour les traverses A et B; on notera la remarquable élasticité de la traverse A à fils adhérents. La figure 45 reproduit le dispositif d'essai appliqué à la traverse B pour la flexion alternative. Une fissure est apparue lors de l'essai statique de la traverse B (fig. 44) sous la charge de 840 kg. Elle s'est entièrement refermée à la décharge en ne s'est pas rouverte dans l'essai de flexion alternée.

C. — *Essais de tubes en béton précontraint.*

En 1947, la Société « Le béton centrifugé belge » a chargé notre laboratoire d'un programme important d'essais sur des tuyaux de sa fabrication. D'une longueur de 5,125 m, ils avaient un diamètre intérieur de 0,86 m et une épaisseur de béton centrifugé de 0,065 m. Ils sont frettés à l'aide de fil d'acier au moyen d'une machine qui permet le réglage de la tension du fil et du pas d'enroulement. Après frettage, les tuyaux reçoivent un revêtement extérieur en béton fin de 2 cm d'épaisseur, vibré et ensuite essoré par la technique du vide (vacuum concrete). L'enveloppe en béton centrifugé contient une armature légère formée de 36 génératrices et de 7 cerces en barres de 8 mm.

Le béton centrifugé est assez fin, composé de gravillon de rivière 5/8 mm, de sable de rivière 0/5 mm, de sable fin de carrière et de 28,5 % en poids de ciment.

Des éléments de tuyaux centrifugés non frettés, de 1,20 m de hauteur, de 40 cm environ de diamètre extérieur et de 5,35 cm d'épaisseur de paroi ont été éprouvés par compression axiale à l'âge de deux mois. La tension de rupture a été d'environ 400 kg/cm² et le module d'élasticité, entre 0 et 140 kg/cm², égal à environ 340.000 kg/cm². Le coefficient de Poisson était voisin de 0,3.

Le 28 mai 1947, à l'usine du B. C. B., on a procédé à la mesure du raccourcissement du diamètre intérieur sous l'effet du frettage. La figure 46 reproduit le diagramme du raccourcissement du diamètre tout le long du tuyau, sous l'effet d'un frettage à 43 spires par mètre courant de fil de 5 mm de diamètre enroulé sous une tension de 102 kg/mm².

Cela équivaut à une pression extérieure radiale moyenne de :

$$p_e = \frac{2 \times 43 \times 0,196 \times 10.2000}{100 \times 99} = 17,35 \text{ kg/cm}^2.$$

La formule théorique du raccourcissement du diamètre intérieur :

$$(\delta d_i) = \frac{2 d_i d_e^2 p_e}{(d_e^2 - d_i^2) E}$$

donne

$$(\delta d_i) = \frac{2 \times 86 \times 99 \times 17,35}{(99^2 - 86^2) \cdot 340.000} = 35,9 \cdot 10^{-3} \text{ cm.}$$

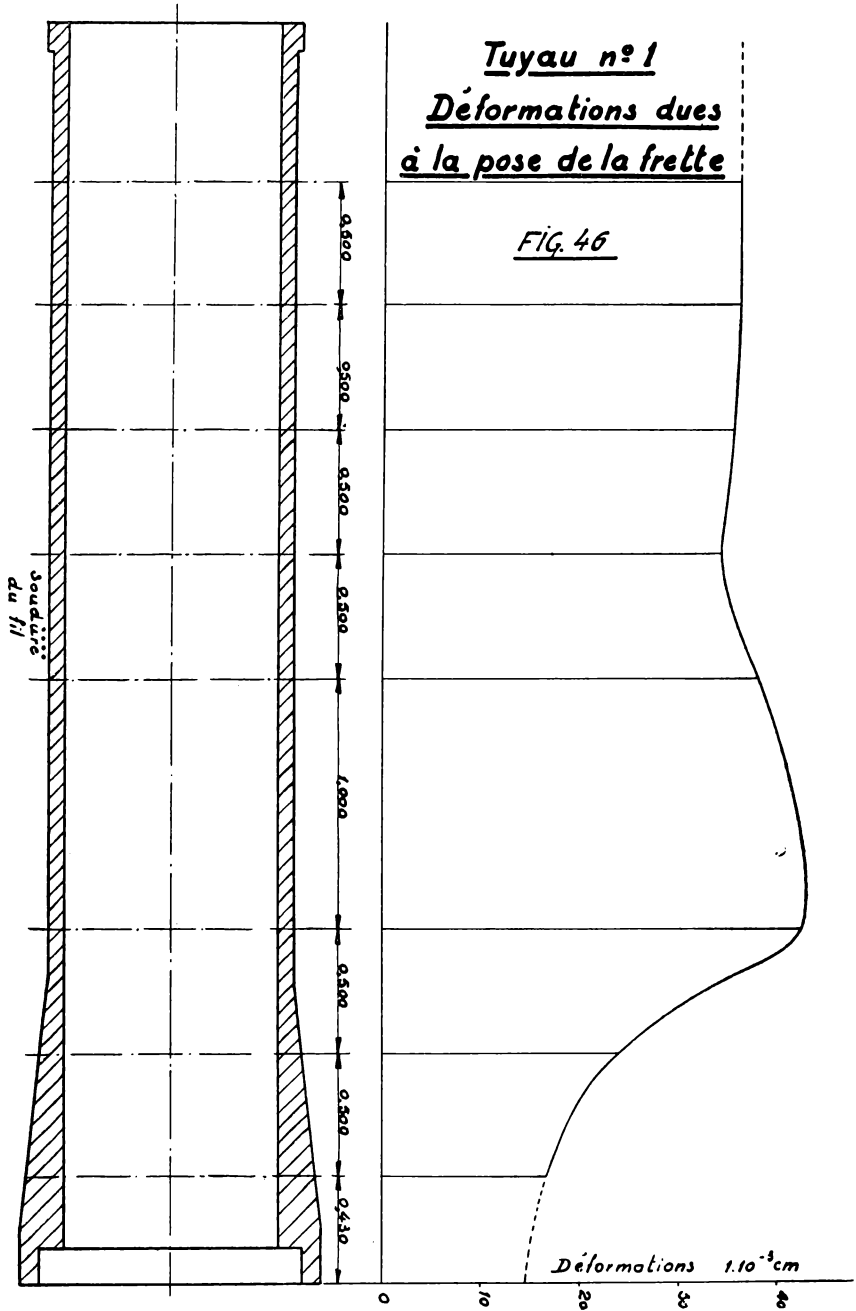


Diagramme des raccourcissements du diamètre du tuyau sous l'effet du frettage.

FIG.47 — Dispositif d'essai de compression diamétrale

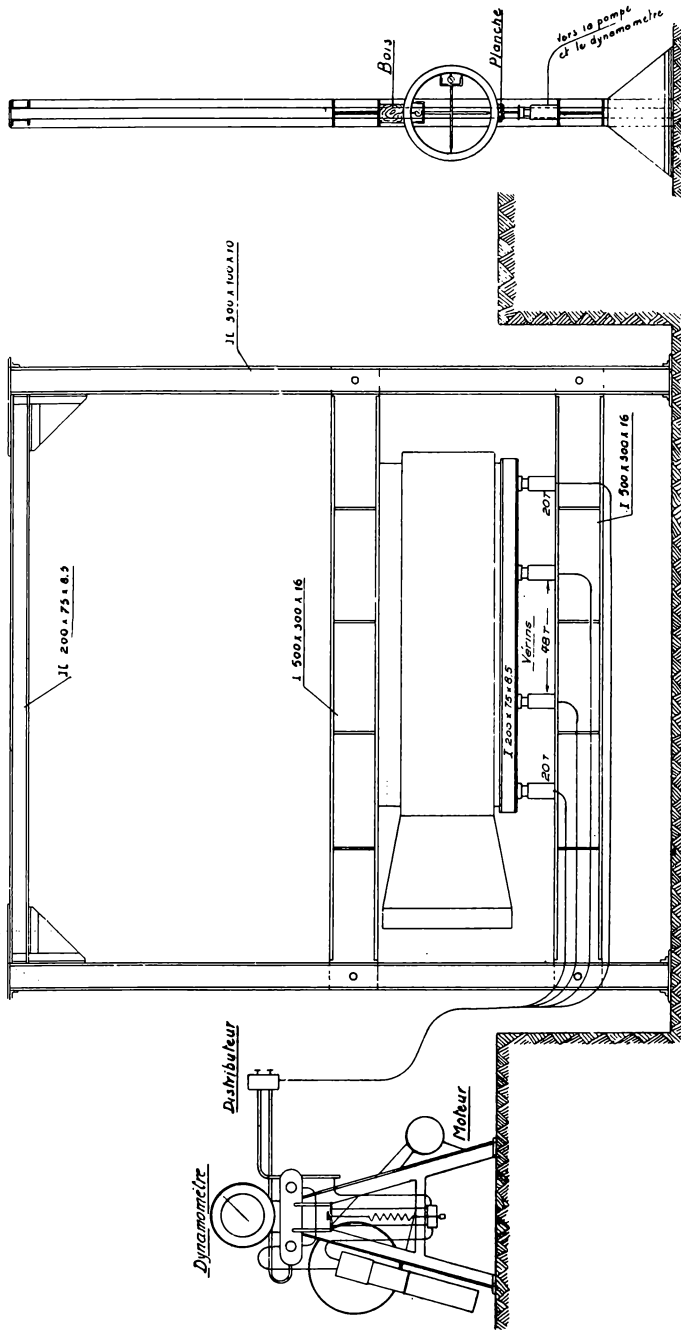


Schéma du montage d'essai à la compression diamétrale.

Dispositif pour essai de flexion

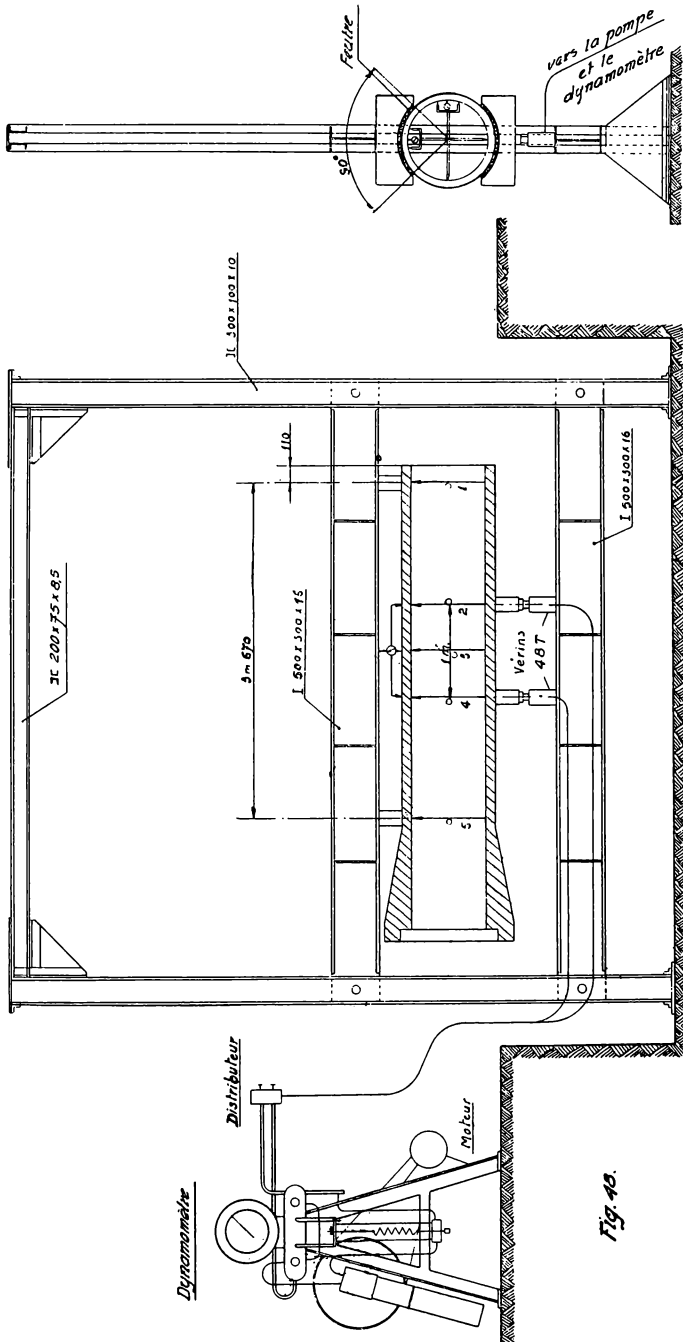
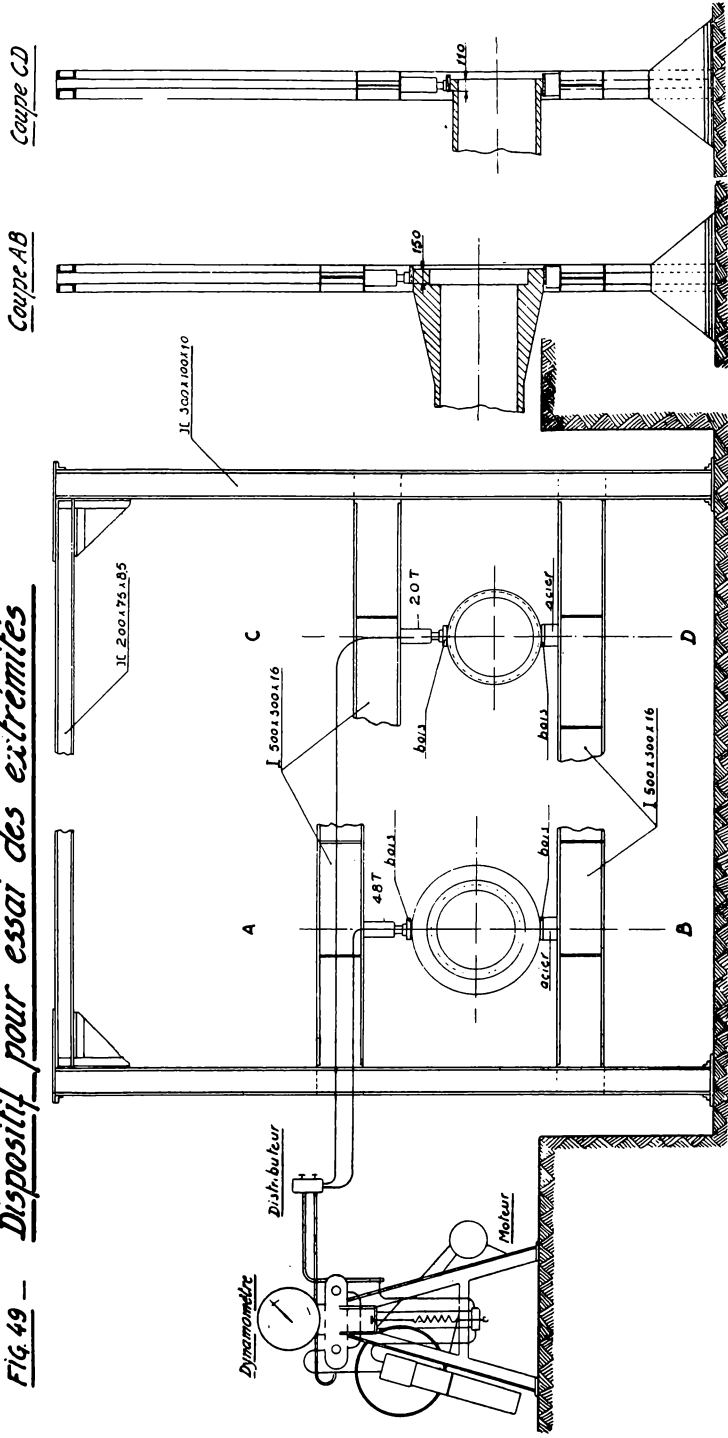


Schéma du montage d'essai à la flexion longitudinale.

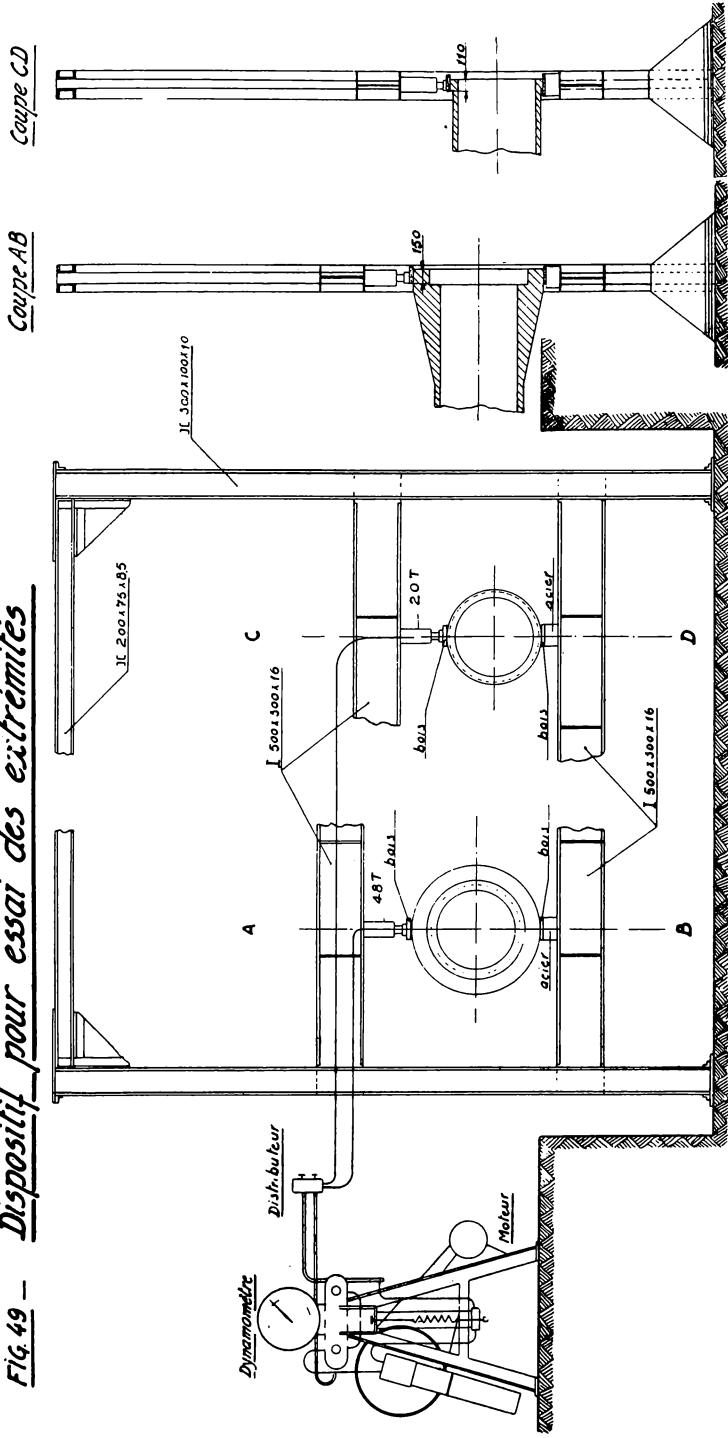
Fig. 40.

Fig. 49 — Dispositif pour essai des extrémités



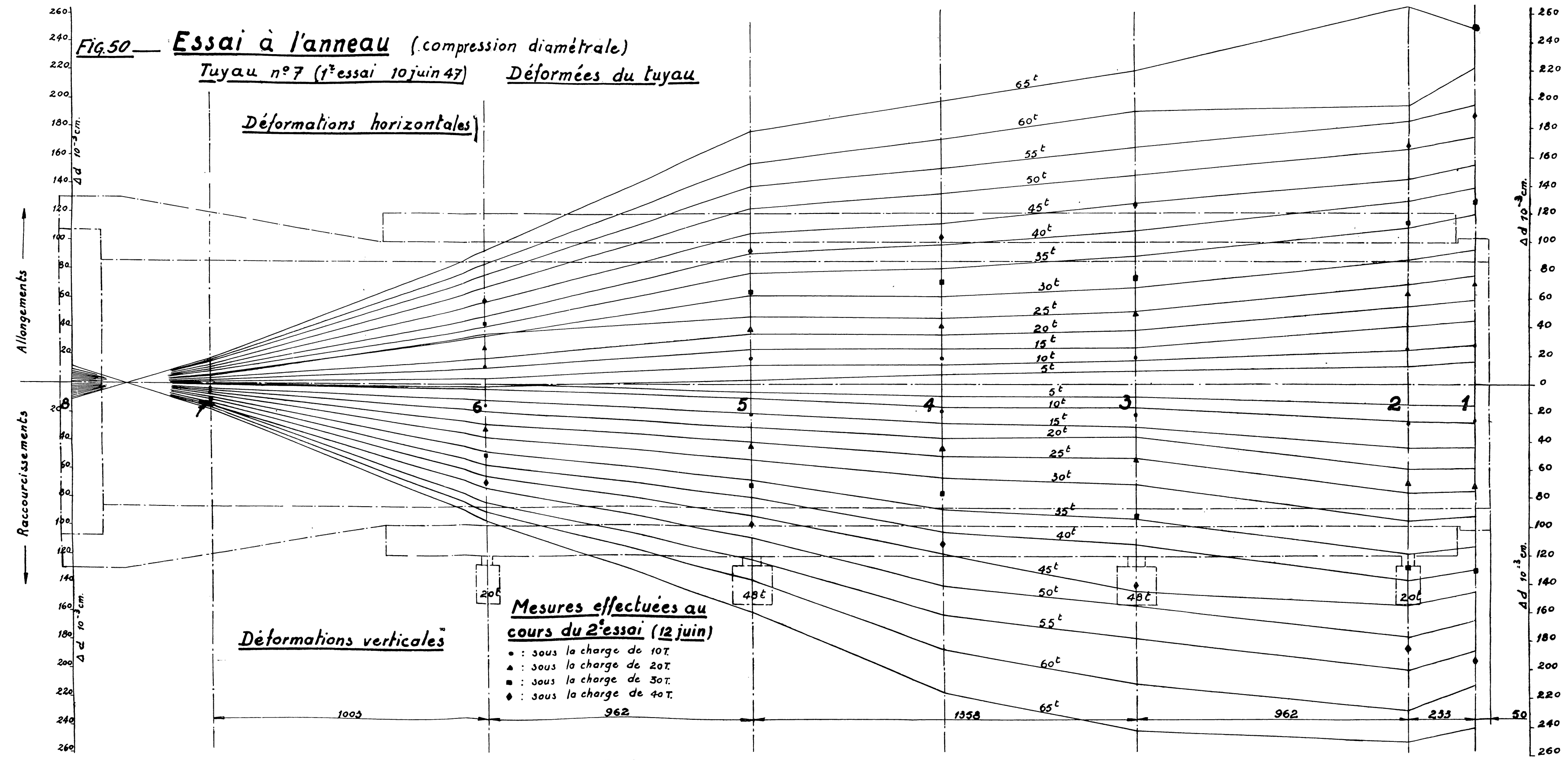
Schémas des montages d'essai de résistance des extrémités.

Fig. 49 — Dispositif pour essai des extrémités



Schémas des montages d'essai de résistance des extrémités.

Fig. 50 — Essai à l'anneau (compression diamétrale)
Tuyau n° 7 (1^{er} essai 10 juin 47) Déformées du tuyau



Essai de compression diamétrale, variations des diamètres horizontaux et verticaux.

Essai à l'anneau (compression diamétrale) — Déformations des diamètres

Tuyau n° 7 (1^{er} essai 10 juin 1947)

Horizontaux

Verticaux

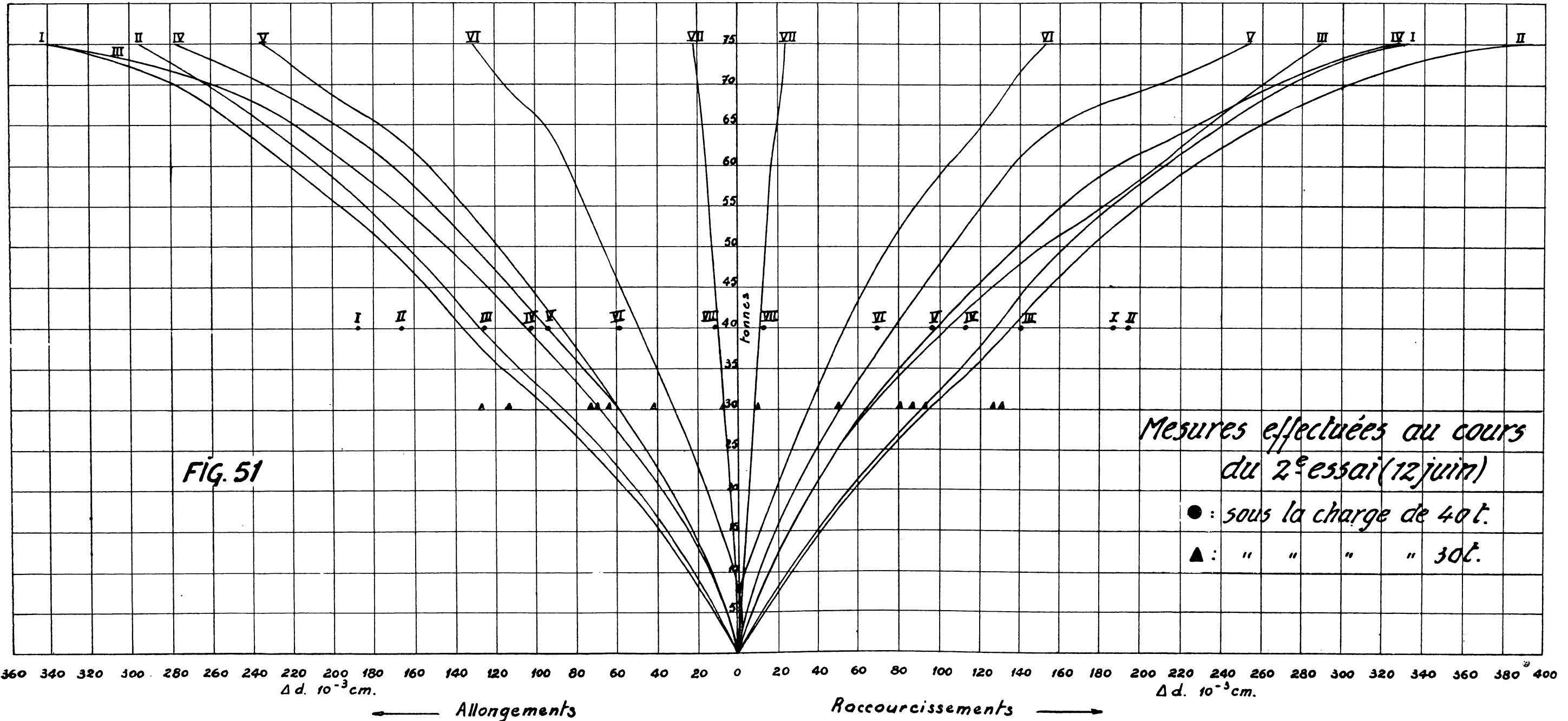


FIG. 51

Cette valeur théorique concorde remarquablement avec les valeurs expérimentales qui sont aux points 1 et 2 de 36.10^{-3} cm. En 3, on mesure $35,5 10^{-3}$. A partir de 4, il y a une perturbation, à cause de la soudure du fil, qui est faite électriquement. La Société B. C. B. admet que la soudure réduit localement la résistance du fil de 35 %; elle réduit la tension dans la même proportion, mais elle rapproche les spires, de manière à réaliser à peu près la même valeur de pe. En fait (δ di) descend à $34 10^{-3}$ cm, soit une diminution de 5,3 %. Au delà, plus près de la cloche d'emboîtement, qui constitue un renforcement considérable du tube, le raccourcissement du diamètre intérieur n'est plus en accord avec la formule des parois cylindriques. La variation de tension des fils dans la région de la soudure est équilibrée par le frottement des spires sur le béton, comme est assuré l'ancrage aux extrémités.

Du 10 au 19 juin 1947, les opérateurs de nos laboratoires, sous la direction de M. le Dr R. JACQUEMIN, alors chef de travaux, se sont rendus à l'Usine du B. C. B., à Clabecq, avec quatre vérins à huile, un dynamomètre pendulaire avec pompe à huile et de nombreux appareils de mesure. Un portique d'essai avait été monté par les soins de l'usine. Les figures 47, 48 et 49 reproduisent les montages utilisés en usine, respectivement pour l'essai de compression diamétrale, l'essai de flexion longitudinale et l'essai de résistance des extrémités.

Pour l'essai de compression diamétrale, les efforts verticaux étaient répartis uniformément le long des génératrices supérieure et inférieure sur toute la partie droite du tuyau, à l'exclusion de la cloche et du bout mâle, soit sur 3,85 m de longueur. Les deux vérins de 20 tonnes et les deux vérins de 48 tonnes (produisant pour une même pression d'huile des forces proportionnelles à ces nombres) ont été répartis de manière à agir sur des longueurs proportionnelles. Les quatre vérins étaient reliés à la pompe par un distributeur unique, de manière à être soumis à la même pression d'huile.

On a mesuré dans 8 sections transversales les variations de longueur des diamètres horizontal et vertical. Cela se faisait au moyen de coulisses à ressorts spécialement réalisées pour ces mesures, équipés de micromètres à cadrans au $1/100^e$ de mm.

Les figures 50 et 51 (sur la planche) reproduisent les résultats pour des charges totales de 0 à 65 tonnes, croissant par paliers de 5 tonnes, avec retour au zéro entre chaque palier. On constate l'effet perturbateur considérable de la cloche et celui beaucoup moindre du bout mâle. Cet effet est tel que le sens des déformations est renversé à l'extrémité de

la cloche, qui n'est pas chargée. Le diamètre vertical y augmente légèrement, le diamètre horizontal y diminue.

En négligeant les effets très faibles de la courbure, les formules théoriques du raccourcissement du diamètre vertical et de l'allongement du diamètre horizontal sont :

$$(\delta dv) = -1,79 \frac{P}{E} \left(\frac{r}{e} \right)^3$$

$$(\delta dh) = 1,645 \frac{P}{E} \left(\frac{r}{e} \right)^3$$

d'où
$$-\left(\frac{\delta dv}{\delta dh} \right) = 1,09.$$

La dernière relation est assez convenablement observée dans la section 3, en corrigeant les déformations totales reproduites à la figure 51 des déformations permanentes relevées à chaque retour au zéro.

Pour 40 tonnes appliquées à 3,85 m, soit 103,5 Kg/cm

$$(\delta dv) = -1,79 \times \frac{103,5}{340.000} \left(\frac{47,25}{8,5} \right)^3 = 93 \cdot 10^{-3} \text{ cm,}$$

$$(\delta dh) = 1,645 \times \frac{103,5}{340.000} \left(\frac{47,25}{8,5} \right)^3 = 85,5 \cdot 10^{-3} \text{ cm.}$$

Or les déformations élastiques mesurées sous cette charge dans la section 3, qui paraît la moins influencée par les deux extrémités, soit respectivement $98,5 \cdot 10^{-3}$ cm et $89,5 \cdot 10^{-3}$ cm (rapport 1,10). Elles sont supérieures de 5% aux valeurs calculées. Cet écart n'a rien de surprenant. Nous avons en effet adopté la valeur $E = 340.000$ Kg/cm², qui est celle de l'enveloppe intérieure centrifugée de 6,5 cm d'épaisseur, mais qui est certes supérieure au module de l'enveloppe extérieure de revêtement des fils, de 2 cm d'épaisseur environ. D'autre part, nous n'avons pas tenu compte des fils dans le moment d'inertie de la section normale de l'anneau, ce qui aura eu comme effet de compenser à peu près la cause d'erreur précédente. La concordance des ordres de grandeur est satisfaisante.

Sous une charge de 47 tonnes, de fines fissures se sont formées à la partie supérieure et à la partie inférieure du tuyau, sur une longueur de 40 à 50 mm à partir du bout mâle. Elles étaient réparties sur un

développement d'environ 50 cm dans les deux régions et elles intéressaient, lors de leur apparition, à peu près le tiers de l'épaisseur du tuyau à partir de la paroi intérieure. Elles disparaissaient lors de l'abaissement de la charge. Sous des charges supérieures, elles se sont allongées vers l'intérieur du tuyau. Sous une charge de 70 tonnes, elles avaient une longueur de 1,30 m à partir du bout mâle et s'étaient propagées aux $\frac{2}{3}$ de l'épaisseur. Elles disparaissaient lorsque la charge était descendue à 40 tonnes.

Alors que les opérateurs disposaient d'une capacité de charge de 136 tonnes, il n'a pas été possible de dépasser 80 tonnes. Sous cette charge, la poutrelle supérieure du châssis d'essai s'est dérobée latéralement d'une manière inopinée et le tuyau a été projeté avec violence dans la fosse, heureusement sans accident. Le tuyau était intact, toutes fissures refermées.

On a désiré s'assurer de son état; il a été replacé dans le châssis et rechargé à 10, 20, 30 et 40 tonnes. Les déformations diamétrales relevées sont représentées aux figures 51 et 52. Elles sont accrues d'environ 40 % et sont devenues entièrement élastiques. Les fissures réapparaissent sous une charge de 20 tonnes. Cette déformabilité est le résultat de la fissuration produite par une mise en charge aussi élevée que 80 tonnes, suivie ensuite d'action violente.

Un deuxième tuyau a été essayé de la même manière jusqu'à 50 tonnes; il a confirmé les résultats précédents.

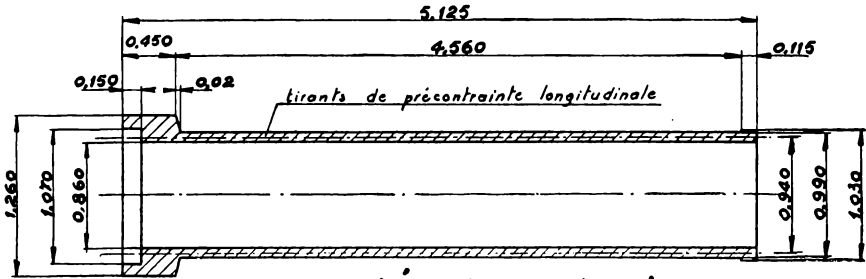
Pour *l'essai de flexion longitudinale*, la figure 48 montre que la sollicitation n'affecte que la partie cylindrique du tuyau, à l'exclusion du bout mâle et de la cloche. Dans la partie centrale d'un mètre, le moment fléchissant était constant. Les appuis étaient formés par des berceaux en béton de 20 cm de largeur embrassant le tuyau suivant un arc de 90°. Cette sollicitation est très complexe, car elle engendre de la flexion transversale en même temps que de la flexion longitudinale. Comme la section annulaire est composée de deux bétons différents, comporte une légère armature longitudinale et un frettage actif transversal, il serait fastidieux de rechercher des comparaisons entre les observations et le calcul. Dans ces conditions, nous ne relaterons pas ici les très nombreuses mesures effectuées.

Deux tuyaux à armatures longitudinales non mises en tension préalable ont été soumis à cet essai (n° 4 et 6), dont l'un, le n° 6, avait été soumis au deuxième essai de compression diamétrale précité jusqu'à 50 tonnes. Ils ont donné des résultats pratiquement identiques. Sous la

charge de 12 à 12,5 tonnes à chaque vérin une fine fissure transversale est apparue à l'extérieur de la partie tendue. Elle ne paraissait pas s'étendre à toute l'épaisseur du tuyau. A 15 tonnes, elle s'est ouverte jusqu'à 1,5 mm dans sa plus grande largeur. D'autres fissures sont apparues, s'étendant sur 1,30 m de longueur dans la partie centrale du tuyau. A partir de cette charge, le tuyau ne pouvait plus être utile comme tel, n'étant plus étanche. Mais il a résisté comme poutre jusqu'à deux charges de 22,5 tonnes, soit 45 tonnes au total. Sous ces charges, la fissure initiale

Tuyaux précontraints longitudinalement

FIG. 52



Coupe schématique d'un tuyau

Essai de flexion

Disposition des vérins et appuis (pour dispositions générales voir fig. 6)

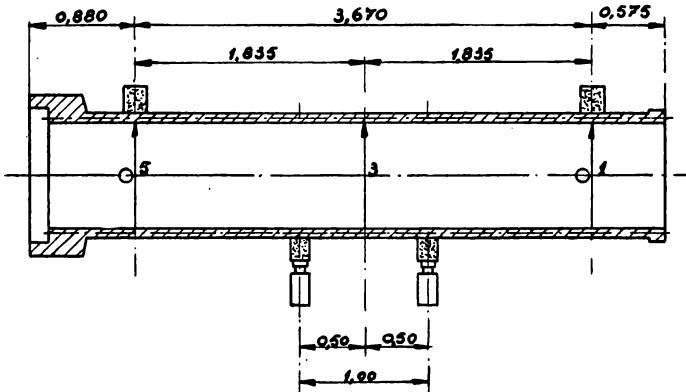
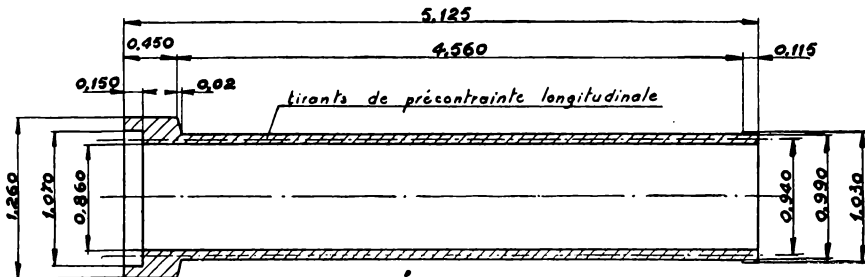


Schéma des tuyaux précontraints longitudinalement.

charge de 12 à 12,5 tonnes à chaque vérin une fine fissure transversale est apparue à l'extérieur de la partie tendue. Elle ne paraissait pas s'étendre à toute l'épaisseur du tuyau. A 15 tonnes, elle s'est ouverte jusqu'à 1,5 mm dans sa plus grande largeur. D'autres fissures sont apparues, s'étendant sur 1,30 m de longueur dans la partie centrale du tuyau. A partir de cette charge, le tuyau ne pouvait plus être utile comme tel, n'étant plus étanche. Mais il a résisté comme poutre jusqu'à deux charges de 22,5 tonnes, soit 45 tonnes au total. Sous ces charges, la fissure initiale

Tuyaux précontraints longitudinalement

FIG. 52



Coupe schématique d'un tuyau

Essai de flexion

Disposition des vérins et appuis *(pour dispositions générales voir fig. 6)*

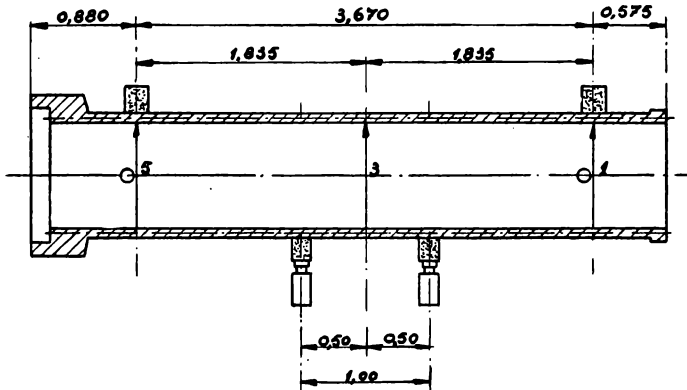


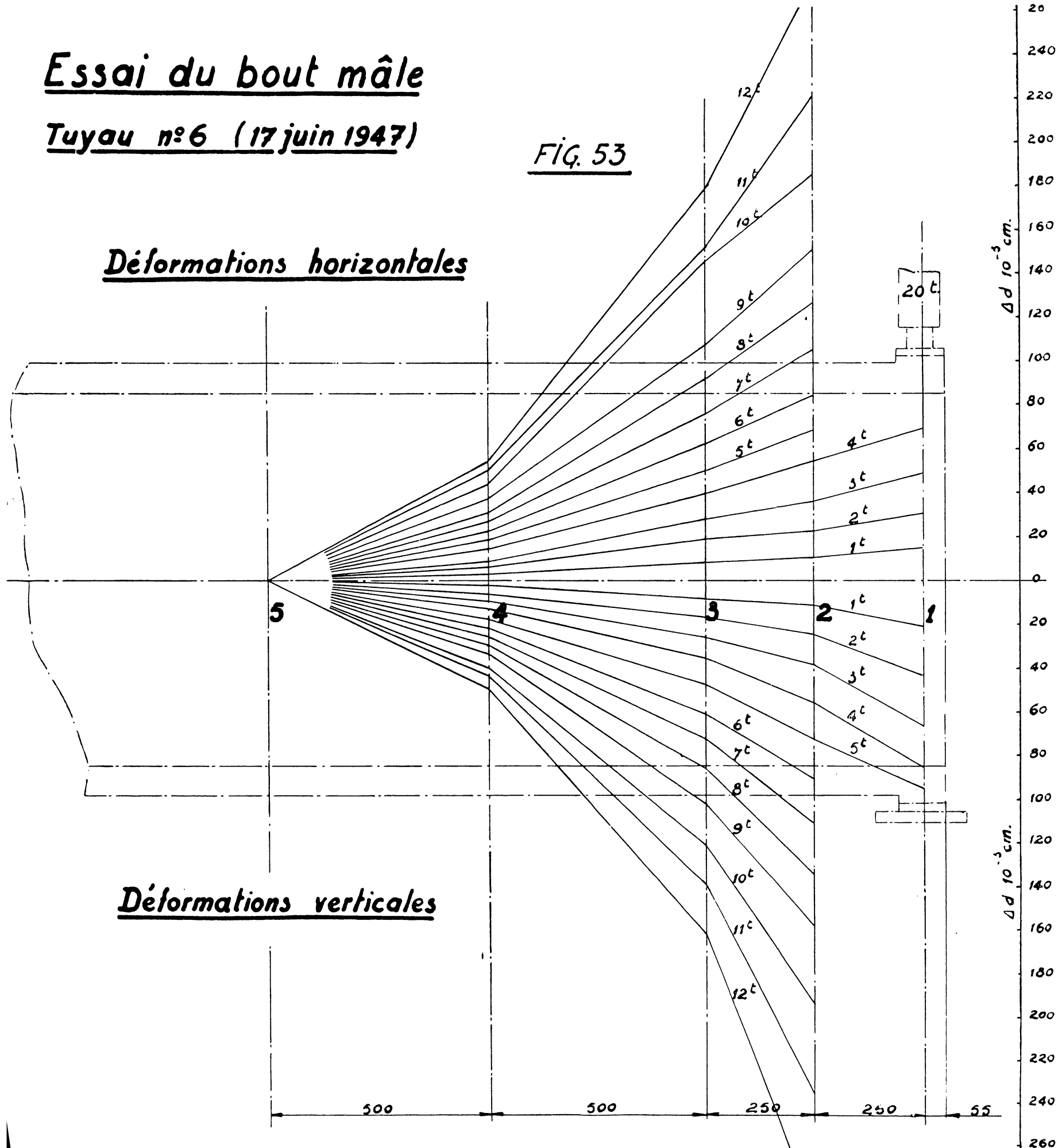
Schéma des tuyaux précontraints longitudinalement.

Essai du bout mâle

Tuyau n°6 (17 juin 1947)

FIG. 53

Déformations horizontales



Déformations verticales

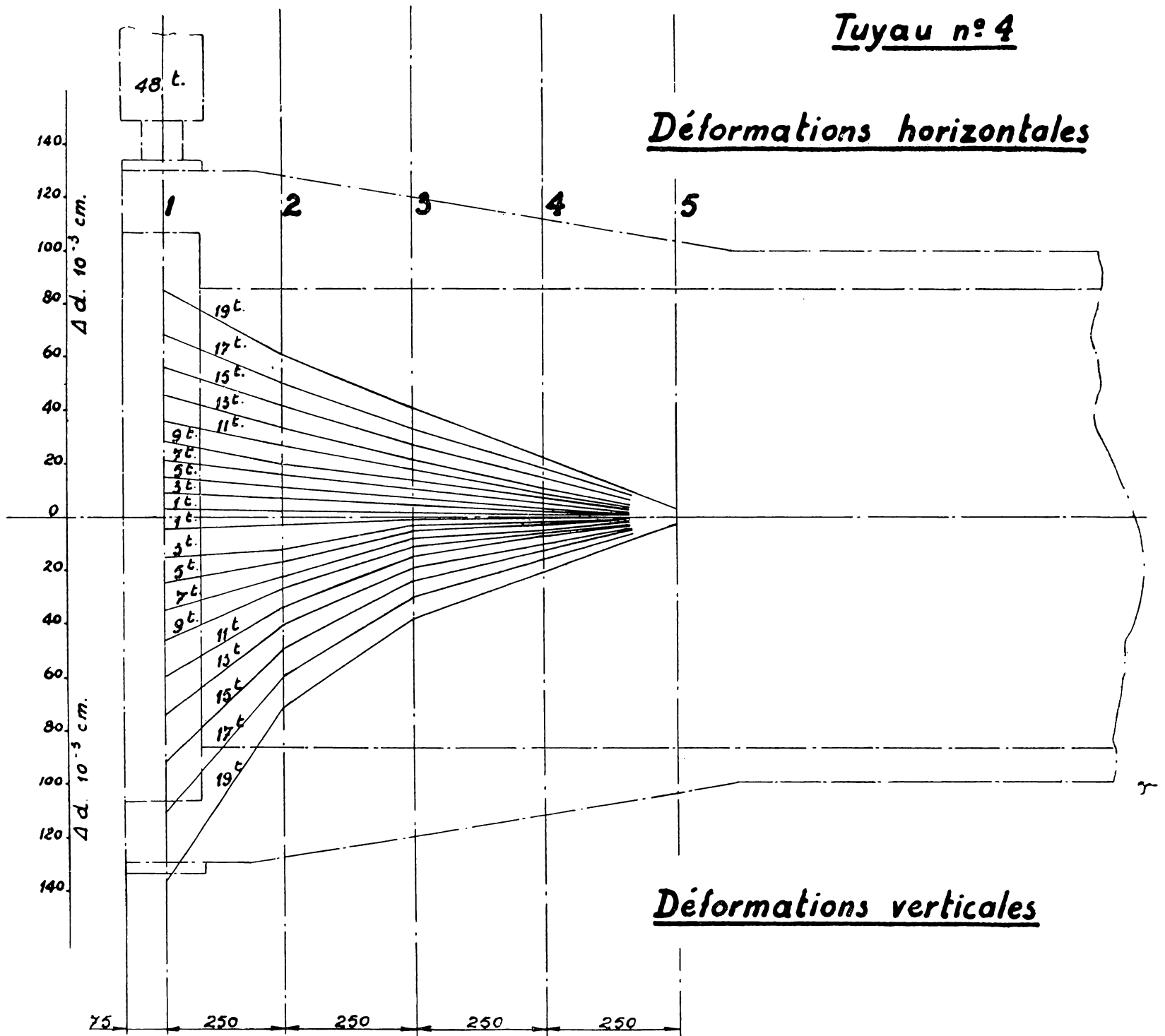
Variation des diamètres verticaux et horizontaux sous l'effet de la compression diamétrale du bout mâle.

FIG. 54

Essai de la cloche

Tuyau n° 4

Déformations horizontales



Variation des diamètres verticaux et horizontaux sous l'effet de la compression diamétrale de la cloche.

s'est largement ouverte et deux autres larges fissures se sont ouvertes symétriquement à 0,20 m de part et d'autre de la première.

Le moment fléchissant lors de l'apparition de la première fissure était de 16.000 Kgm. La fissuration franche correspondant à un moment de 20.000 Kgm.

En septembre 1947, deux tuyaux de même diamètre intérieur et de même épaisseur de paroi en béton centrifugé fretté, mais non revêtus du béton extérieur de protection, ont été essayés à la flexion longitudinale; Ces tuyaux étaient précontraints longitudinalement. Leur forme est indiquée à la figure 52. La moitié des 36 barres longitudinales sont remplacées par des gâines en laiton dans lesquelles passent des tirants de 8 mm tendus à raison de 40 Kg/mm², soit 2 tonnes par barre (au total 36 tonnes). Ces tuyaux sont d'autre part frettés de fil de 2,5 mm de diamètre, enroulé à raison de 120 spires par m et, à la tension de 160 Kg/mm².

Dans ces conditions, la fissuration franche est apparue sous la charge de 21,25 tonnes par vérin. Le moment fléchissant correspondant est de 28.400 Kgm.

Tous les essais de flexion précédents ont été effectués sur la partie cylindrique des tuyaux, en dehors des extrémités. Ils ont été complétés par des essais de compression diamétrale de ces extrémités, selon le dispositif de la figure 50, effectués sur les tuyaux 4 et 6, précédemment rompus dans les essais de flexion longitudinale, mais dont les extrémités étaient intactes. Le tuyau n° 6 avait en outre subi l'essai de compression diamétrale du corps.

Dans le cas du bout mâle, l'effort a été réparti longitudinalement sur une longueur de 0,11 m. La figure 53 indique l'allure de variation des modifications de longueur des diamètres verticaux et horizontaux dans diverses sections transversales pour le tuyau 6. Ces déformations s'annulent à 1,50 m du plan d'application de la charge. Des fissures longitudinales se sont marquées dans les régions inférieure et supérieure pour des charges de 3.300 et 4.250 Kg, progressant de l'extrémité vers l'intérieur du tube lorsque la charge croissait. Des fissures transversales, visibles seulement à l'intérieur des tuyaux, sont apparues à la séparation du bout mâle et du corps du tuyau ou à une distance de 0,16 m du bout mâle dans le corps du tuyau. Ces fissures n'ont guère progressé et le bout mâle ne s'est pas détaché du corps du tuyau. Finalement, la rupture n'est pas survenue par l'ouverture des fissures longitudinales, mais par défoncement de la paroi du tuyau sous le point d'application de la charge, sous des efforts de 12.000 et de 13.000 Kg (fig. 53 sur la planche).

Pour la cloche, l'effort était appliqué sur la partie la plus faible, à l'emboîtement, et réparti longitudinalement sur une longueur de 0,25 m. La figure 54 reproduit les variations de longueur des diamètres verticaux et horizontaux de diverses sections transversales dans l'étendue de la cloche du tuyau n° 4. Ces variations s'annulaient pratiquement à la jonction de la cloche et du corps du tuyau (fig. 54 sur la planche).

On n'a pas observé de fissures transversales, mais des fissures longitudinales sont apparues haut et bas sous des charges voisines de 12.000 kg. Elles se sont multipliées et accentuées sous des charges croissantes et la rupture s'est produite de nouveau par défoncement du béton sous des charges de 31.000 et de 33.000 Kg.

Les extrémités des tuyaux se sont donc montrées très résistantes, ce qui est important au point de vue de la tenue des joints étanches, qui

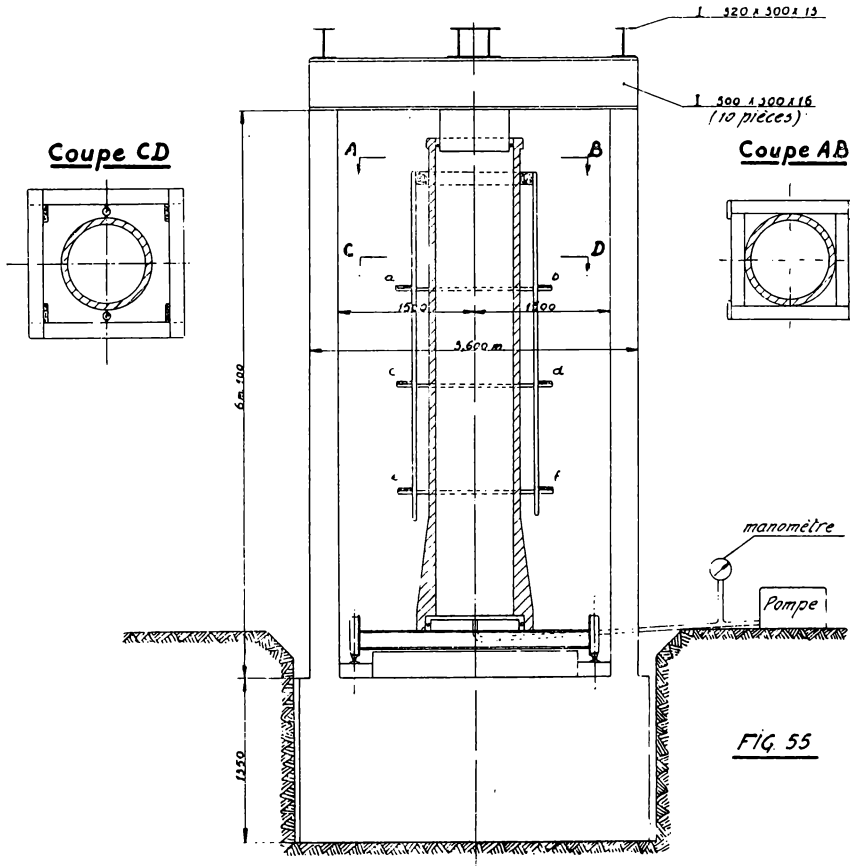


Schéma du dispositif d'épreuve à la pression hydraulique.
Banc d'essai des tuyaux à la pression intérieure.

subissent et exercent eux-mêmes des efforts importants en des endroits des tuyaux qui sont généralement considérés comme délicats.

Enfin, des essais particulièrement caractéristiques et concluants sont ceux de pression interne, réalisés au moyen d'eau sous pression, dans un dispositif permanent de l'usine, représenté à la figure 55. Il ne développe aucune compression longitudinale dans le tuyau. Il sert en permanence à l'épreuve de pression des tuyaux. Il a été complété pour les essais par un dispositif pour la mesure de l'augmentation du diamètre extérieur dans diverses sections transversales, au moyen de micromètres à cadrans au 1/100^e de mm. D'autre part, le manomètre de la pompe a été taré exactement au moyen du dynamomètre pendulaire Amsler.

Ces essais ont été effectués sur deux tuyaux 1 et 2, non revêtus, à 43 spires par m. de fil de 5 mm tendu sous 102 Kg/mm², également sur les 2 tuyaux II P¹ et II P², à précontrainte longitudinale, à 100 puis à 120 spires de fil de 2,5 mm tendu à 160 Kg/mm². Enfin, le tuyau 7 revêtu, qui avait subi l'épreuve décrite plus haut de compression diamétrale jusqu'à 80 tonnes, a été également soumis ensuite à l'essai de pression interne. L'essai à outrance a été en général effectué deux fois à 24 heures d'intervalle. Les déformations étaient mesurées dans trois sections :

- 1) ab, située en plein corps du tuyau, à distance suffisante des extrémités;
- 2) cd, à l'endroit de la soudure du fil;
- 3) ef, à la jonction du corps du tuyau à la cloche.

La fig. 56 reproduit les diagrammes relevés lors de la première épreuve du tuyau 2; des diagrammes analogues ont été dressés pour les autres tuyaux. Les observations suivantes ont été faites dans tous les essais.

Lors de la première épreuve à outrance, le tuyau est étanche jusqu'à une certaine pression p_1 . Ensuite le béton se fissure et il se produit des fuites abondantes, le plus souvent ponctuelles et localisées soit à l'endroit de la soudure du fil (tuyau 1), soit suivant une génératrice partant de l'extrémité mâle du tuyau (tuyau 2), soit suivant deux génératrices opposées partant du bout mâle (II P¹ et II P²). Dans le cas du tuyau 7 revêtu, on n'a pu localiser ces fuites. Le débit des fuites atteint celui de la pompe et il devient impossible d'élever encore la pression. Lorsqu'on la réduit, les fuites diminuent et disparaissent. Au moment de l'apparition des fuites, on observe une brusque augmentation de déformation du tuyau.

Essai de pression intérieure

Tuyau n°2

1^{er} essai

Pression de rupture : 18,7 kg/cm²

Serie de fuites ponctuelles partant de l'extrémité mâle du tuyau

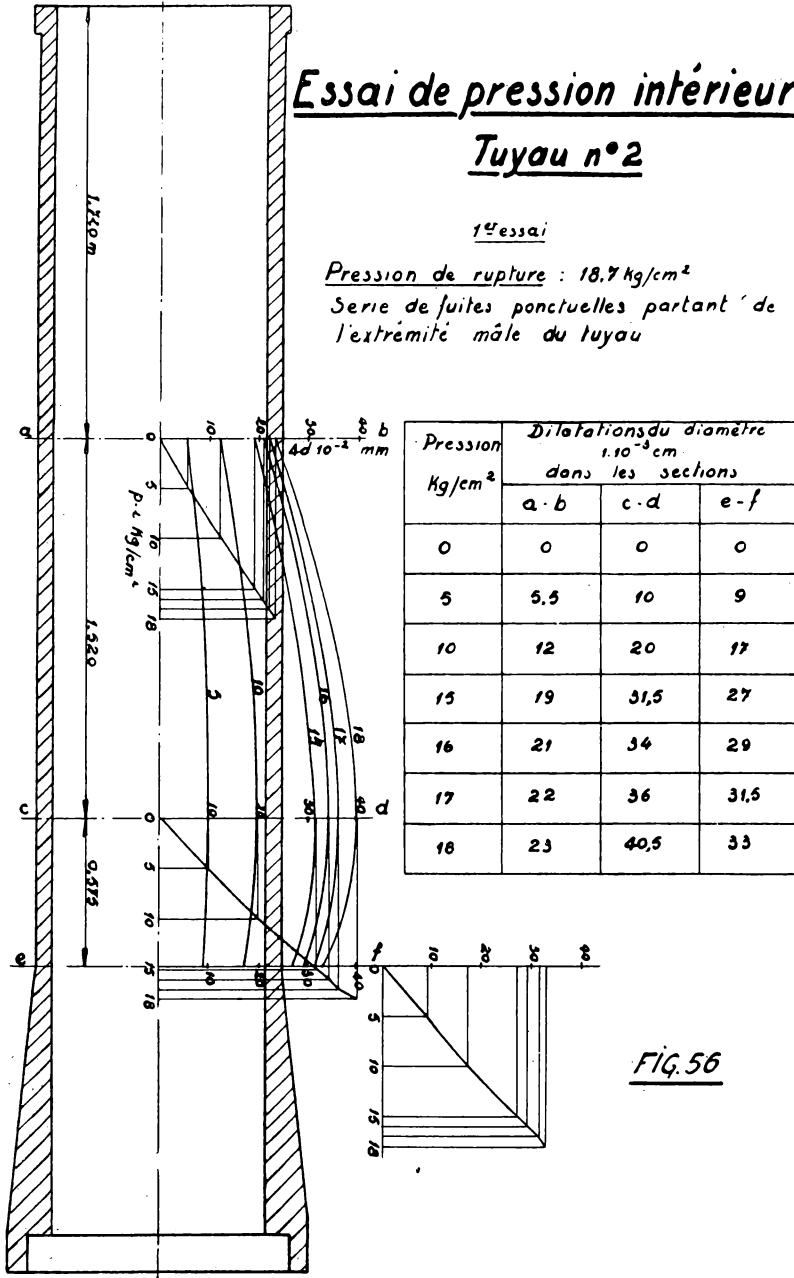


FIG. 56

Diagramme des accroissements du diamètre extérieur d'un tuyau sous l'effet de la pression interne.

Lors de la deuxième épreuve, les fuites reparaisent aux mêmes endroits sous une pression π_2 inférieure de 1,5 à 2 Kg/cm² à π_1 , ce qui correspond à la quote part de résistance propre du béton à l'extension

Les résultats sont les suivants :

tuyau	1	2	II P 2 (100 spires)	II P 1 (100 spires)
π_1 1 Kg/cm ²	17,7	18,7	16	15
π_1 2 Kg/cm ²	16,5	17,4	14	
tuyau	II P 2 (120 spires)	II P 1 (120 spires)	7	
π_2 2 Kg/cm ²	17 (3 ^e épreuve)	19,5 (2 ^e épreuve) 16,5 (3 ^e épreuve)	17,5 (1 ^e épreuve) 17 (2 ^e épreuve)	

(Le tuyau 7 avait été fissuré déjà par compression diamétrale jusqu'à 80 tonnes.)

Les formules qui régissent le phénomène sont les suivantes.

Sous l'effet de la pression externe due au frottement, la compression tangentielle est maximum à la face interne du tuyau et égale à

$$\sigma_e = - \frac{2 p_e d_e^2}{d_e^2 - d_i^2}$$

Sous l'effet de la pression interne de l'eau, la tension tangentielle est maximum à la face interne du tuyau et égale à

$$\sigma_i = p_i \frac{d_e^2 + d_i^2}{d_e^2 - d_i^2}$$

Lors de la première épreuve $\sigma_1 = - \sigma_e + R_b$, R_b étant la résistance à l'extension du béton en valeur absolue.

Lors de la deuxième épreuve $\sigma_2 = - \sigma_e$ approximativement.

Deux épreuves successives permettent donc de déterminer la résistance propre à l'extension du béton et la valeur de la pression extérieure de précontrainte, d'où la tension du fil. On peut ainsi déterminer les pertes de précontrainte par le retrait du béton et la relaxation du béton et du fil. Si le béton d'une conduite gonfle par imbibition lors de sa mise en service, une partie de la perte de précontrainte sera récupérée.

Si l'on applique ces formules au cas du tuyau 2, par exemple, on obtient :

$$\sigma_1 = 18,7 \frac{99^2 + 86^2}{99^2 - 86^2} = 134 \text{ Kg/cm}^2 = - \sigma_e + R_b$$

$$\sigma_2 = 17,4 \frac{99^2 + 86^2}{99^2 - 86^2} = 124,5 \text{ Kg/cm}^2 = - \sigma_e$$

d'où $R_b = 9,5 \text{ Kg/cm}^2$

et
$$p_e = \frac{\sigma_i (d_e^2 - d_i^2)}{2 d_e^2} = 15,25 \text{ Kg/cm}^2$$

D'où la tension du fil

$$\sigma_t = \frac{100 \times 99 \times 15,25}{2 \times 43 \times 0,196} = 9,970 \text{ Kg/cm}^2 \text{ ou } 99,7 \text{ Kg/mm}^2$$

Ces résultats sont plausibles. On est surpris de la faible résistance à l'extension du béton, mais il faut prendre en considération que, par suite de la centrifugation, la paroi interne est constituée d'un mortier ne renfermant que les éléments les plus fins.

Pour ce qui est de l'augmentation des diamètres extérieurs, on se rend compte d'après la figure 34 qu'il y a des anomalies.

Théoriquement, la dilatation du diamètre extérieur augmente légèrement la précontrainte. Par exemple, dans la section ab du tuyau 4, lors de la première épreuve, $(\delta d_e) = 0,023 \text{ cm}$, d'où augmentation de tension du fil d'environ

$$\frac{0,023}{99} \times 2.000.000 = 465 \text{ Kg/cm}^2$$

sous une pression interne de 18 Kg/cm^2 .

Lors de la deuxième épreuve, sous 16 Kg/cm^2 de pression, $(\delta d_e) = 0,0185$, d'où une augmentation de tension du fil de 375 Kg/cm^2 . Il en résulte une différence de pression extérieure de précontrainte égale à

$$\frac{2 \times 43 \times 0,196 \times 90}{100 \times 99} = 0,153 \text{ Kg/cm}^2$$

et un supplément de compression tangentielle à la paroi intérieure de

$$\frac{2 \times 0,153 \times 99^2}{99^2 - 86^2} = 1,25 \text{ Kg/cm}^2$$

D'après cela, une correction de cet ordre de grandeur devrait être apportée à R_b ; elle est relativement importante, mais faible en valeur absolue. Quant à la formule de la dilatation du diamètre extérieur, compte tenu de l'augmentation de précontrainte, elle s'écrit :

$$(\delta de) = \frac{2 \pi de di^2}{E (de^2 - di^2)} - \frac{2 di de^2}{E (de^2 - di^2)} \quad (\delta pe)$$

$$(\delta pe) = \frac{Ea (\delta de)}{de} \times \frac{2 \times n \times \omega_a}{100 \times de}$$

n étant le nombre de spires par m ,

ω_a la section du fil en cm^2

$$d'où (\delta de) = \frac{\frac{2 \pi de di^2}{E (de^2 - di^2)}}{1 + \frac{4 di n E_a \omega_a}{100 E (de^2 - di^2)}}$$

Dans le cas du tuyau n° 4

$$(\delta de) = \frac{\frac{2 \times 99 \times 86^2}{340.000 (99^2 - 86^2)}}{1 + \frac{4 \times 86 \times 43 \times 2.000.000 \times 0,196}{100 \times 340.000 (99^2 - 86^2)}} \quad \pi = 0,1675 \pi 10^{-3} \text{ cm}$$

Selon la figure 56, les mesures d'augmentation du diamètre concordent remarquablement avec cette formule dans la seule section ef de jonction du corps du tuyau avec la cloche, lors de la première épreuve, mais nulle part ailleurs et la concordance n'existe plus lors de la deuxième épreuve, la dilatation étant fortement diminuée. Le plus probable est que ces mesures très délicates sont entachées d'erreurs relatives considérables, de telle sorte que l'ordre de grandeur est seul respecté.

D) *Conclusions.*

La précontrainte par frettage au moyen de fil d'acier sous forte tension est particulièrement efficace pour les corps cylindriques tubulaires, non seulement au point de vue de la résistance à la pression intérieure, mais aussi au point de vue de la résistance à la compression diamétrale. En ce qui concerne ces deux modes de sollicitation, les tubes cylindriques précontraints se comportent sous l'effet des charges d'une manière qui est en excellent accord avec la théorie, pour autant que leur confection soit sans défauts. Les essais mettront donc inévitablement en évidence les défauts importants, ce qui est une garantie de sécurité. L'essai de pression intérieure est particulièrement commode et caractéristique. Il n'est pas opportun de le pousser à outrance, mais seulement à la valeur de la pression de percement qui correspond à la précontrainte permanente, de manière à conserver la réserve de résistance à l'extension du béton.

La précontrainte longitudinale des tubes leur confère une grande capacité de résistance à la flexion dans ce sens. Si les tirants de précontrainte sont libres, il faut cependant éviter les grandes déformations de flexion, qui font varier l'alignement de la précontrainte et peuvent faire contribuer celle-ci à l'écrasement du béton.

Alors que les ruptures statiques en flexion de poutres en béton précontraint se produisent le plus souvent par l'écrasement du béton, quelque soit par ailleurs le mode d'ancrage des tirants de précontrainte, les sollicitations par fatigue font apparaître d'autres modes de rupture. Dans le cas des fils ancrés par adhérence, la répétition rapide des charges produit le glissement des fils. Dans le cas d'ancrage par les abouts, la sollicitation répétée peut entraîner la rupture des fils.

Il est certain que de nombreuses expériences sont nécessaires en ce qui concerne l'endurance du béton précontraint, tant en ce qui concerne le béton que les tirants de précontrainte et leurs attaches.

Les constructeurs habitués aux matériaux classiques devront s'adapter à ce matériau nouveau qui a des propriétés si inusitées et dont les facteurs de sécurité sont si différents. Il ne peut plus être question ici de recourir à la notion commode de l'adaptation; la réserve de sécurité et la redistribution des efforts que l'on attend des déformations plastiques ne sont plus disponibles. La seule redistribution des efforts qui se produise est purement interne; c'est la diminution de précontrainte. Si elle est suffisamment limitée et connue, elle est en quelque sorte indifférente pour la sécurité à la rupture, cependant qu'elle lui serait assez défavorable

si elle était importante. Le constructeur se trouve pour la première fois devant un matériau qui est principalement élastique jusque dans la rupture le cas échéant, ce qui peut conduire à des ruptures vives surtout dans les essais statiques. Il semble que la notion de sécurité soit de ce fait plutôt simplifiée, ce qui peut, par une meilleure connaissance et compréhension, conduire à une sécurité plus assurée. Cependant, l'expérience peut seule éclairer sur ce point à la longue et il reste utile d'apporter la plus attentive considération aux dispositions générales et aux détails pour une sécurité effective.

\

SAMENVATTING :

Het spanbeton.

I. — ENKELE PROEVEN.

A. — STATISCHE BEPROEVING VAN EEN LIGGER VAN HET TYPE « HOYER ».

Lengte : 4,95 m; T-vormige doorsneden; 34 staaldraden van 2,5 mm diameter.

Ouderdom op het ogenblik van de proef : 5 à 7 jaar.

Buigproeven in beide richtingen; draagwijdte : 4 m.

Twee symmetrisch geplaatste lasten, op 1 m afstand van de opleggingen.

$E_b = 220.000 \text{ kg/cm}^2$ $R'_b = 460 \text{ kg/cm}^2$.

Elastische gedragingen.

Belasting bij de scheurvorming : 2 maal 2 ton.

Belasting bij de breuk : $2 \times 3,75$ ton.

Geleidelijke breuk door afschuiving van het beton (dwarskracht).

Regelmatige doorbuigings- en hellingsmetingen; onregelmatige spanningsmetingen.

Spanning in de draad, gemeten na de breuk van de ligger : ongeveer 35 kg/mm^2 ($R_a = 230 \text{ kg/mm}^2$).

Trekweerstand van het beton (volgens schatting) : ongeveer 55 kg/cm².

Waarschijnlijk aanzienlijk verlies aan voorspanning.

B. — STATISCHE BEPROEVING VAN EEN LIGGER
VAN HET TYPE « LESAGE ».

Lengte : 9 m; doorsnede : 54 × 25 cm; 36 draden van 5 mm.

Buigproef over een draagwijdte van 8,50 m.

Twee symmetrisch geplaatste lasten, op 2,25 m afstand van de opleggingen.

Gebruiksbelasting : 2 × 5 ton.

Bijzondere inrichting voor het aanbrengen van de voorspanning.

Beproeving na 36 dagen :

$$R'_b = 242 \text{ kg/cm}^2 \quad E_b = 230.000 \text{ kg/cm}^2.$$

Theoretische voorspanningswaarde : 85 kg/mm²; werkelijke spanning : 83,8 kg/mm².

Vergelijking van de eerste proef met de berekeningen.

Lasten bij de scheurvorming : 6 à 7 ton.

Tweede proef. — Voorspanningswaarde : 121 kg/mm². Vergelijking met de berekeningen.

Lasten bij de scheurvorming : 7 à 8 ton.

Buigproef tot de breuk (414 dagen). Bemerkingen nopens de breuk.

Belasting bij de breuk : 2 × 12,5 ton.

Breuk met geweld door verbrijzeling van het beton.

$$R'_b = \text{ongeveer } 350 \text{ kg/cm}^2 \quad E_b = 253.000 \text{ kg/cm}^2.$$

Verliezen aan voorspanning.

C. — PROEVEN OP LIGGERS VAN HET TYPE « WETS ».

Draagwijdte : 3,00 m; Π-vormige doorsnede.

Berekend voor 2 lasten van 10 ton, op 1 m afstand van de opleggingen.

Lichtjes naar boven gebogen liggers, met rechtlijnige voorspanningstrekkers in staven van speciaal behandeld staal, vrij en zonder omhulling.

Aanbrengen van de spanning in September 1947.

Beproeving in de maand April 1949.

Weinig bevredeigende pogingen tot verificatie van de spanning in de staven door de natuurlijke trillingsfrequentie en door middel van ohmische uittrekkingsmeters.

Eerste ligger met 4 staven van 15 mm diameter, aangespannen à 79.5 kg/mm² met een excentriciteit van 17,55 mm, waardoor voorafgaande trekspanningen in het blad van de Π -doorsnede werden teweeggebracht.

Belasting bij de scheurvorming : 2 maal 17 ton.

Belasting bij de breuk : 2 maal 27,850 ton.

De weerstand begeeft door de breuk van twee staven, met insnoering.

Tweede ligger met 6 staven van hetzelfde type als hierboven, doch met een excentriciteit van 9,6 cm; geen initiale trekspanningen.

Belasting bij de scheurvorming : 2 \times 19 ton.

Belasting bij de breuk : 2 maal 29,5 ton.

Breuk met geweld door verbrijzeling van het beton.

D. — CONCLUSIES.

Globaal beschouwd, elastische gedragingen : doorbuigingen, hellingen.

Onregelmatigheid van de spanningsmetingen.

Moeilijkheid om zich rekenschap te geven van de werkelijke voorspanningswaarde en verliezen aan voorspanning.

Methodes voor het meten van de werkelijke voorspanningswaarde, wanneer de draden van de trekbanden toegankelijk zijn : vervorming in dwarsrichting, trillingsfrequentie.

Zekerheidscoëfficiënt tegen scheurvorming en breuk.

Tussenkost van de trekweerstand van het beton.

II. — ENKELE PROEVEN EN VERWEZENLIJKINGEN.

A. — PROEVEN OP KOKERVORMIGE CILINDRISCHE LIGGERS,

Jukken van een dienstbrug voor het afwerken van een massieve stuwdam in beton. Kokervormige pijlers in beton van 12 m hoogte, ten getale van twee per juk en met een tussenafstand, hart op hart, van 3,30 m. Gemiddelde tussenafstand van de jukken : 7,75 m.

Dwarsdragere van de jukken en liggers in metaal.

Voorspanningstrekke : 24 draden van 5 mm per koker, met een trekkracht van 40 ton (85 kg/mm²).

Beproeving van een kokervormige ligger van 24 m, opgelegd aan beide uiteinden en aan buiging onderworpen door een kracht in het midden.

Beproeving van een werkelijk juk op doorbuiging in de dwarsrichting.

B. — DYNAMISCHE PROEVEN OP DWARSLIGGERS VOOR SPOORLIJNEN.

Scharnierende dwarsliggers van het type Franki-Bagon.

Beproeving op afwisselende doorbuiging.

Dynamische beproevingen van Engelse dwarsliggers, voor rekening van het Brits Ministerie van de Werken.

Bijzondere opstelling met pulserende vjzels.

Analyse van de verschillende vernielingsvormen.

Glijden van de draden en dwarskrachtscheuren in geval van voorspanning door hechttingsvermogen.

Breuk van de draden en doorbuigingsscheuren in geval van verankering van de draden door middel van bochten.

C. — PROEVEN OP GECENTRIFUGEERDE VOORGESPANNEN BUIZEN.

Bondige beschrijving van de buizen.

Vormveranderingsproef onder de invloed van de omwikkeling : overeenstemming met de berekeningen.

Diametrale samendrukkingsproef : vergelijking met de berekeningen.

Buigproef volgens de langsrichting en weerstandsbeproeving van de uiteinden van de leidingen.

Beproeving op inwendige druk : vergelijking met de berekeningen.

D. — CONCLUSIES.

Doelmatigheid en voortreffelijkheid van de voorspanning bij cilindrische wanden.

Elasticiteit van de scheuren.

Overlangse voorspanning van de kokers.

Statische en dynamische breukwijzen.

Karakter van de zekerheid bij spanbeton : overwegende elasticiteit, levendige en plotse breukverschijnselen.
