

RECHERCHE EXPERIMENTALE RELATIVE A LA PRECONTRAINTE PARTIELLE DES POUTRES FLECHIES EN BETON ARME

par Mgr. - Ir. A. Brenneisen, Professeur F. Campus et Professeur N. Dehousse

I. But de l'essai

Des essais récents, à caractère purement scientifique, réalisés à l'Université de Liège, ont eu pour but de mettre en évidence les variations des moments de fissuration et de rupture de poutres partiellement précontraintes en fonction :

- du taux de précontrainte compris entre 0 % (poutre en béton armé) et 100 % (poutre complètement précontrainte),
- de la position des câbles tendus, situés soit à la limite du noyau central de la poutre soit en dehors du noyau central,
- de la qualité d'acier non tendu : soit acier doux, soit acier de précontrainte non tendu.

Les caractéristiques suivantes ont été maintenues constantes :

- la forme et les dimensions des poutres d'épreuve,
- la composition du béton des poutres,
- le pourcentage global d'armature,
- la tension initiale dans les fils tendus,
- la position des armatures non tendues,
- les conditions de confection et de conservation,
- le procédé de mise en charge,

II. Réalisation pratique des essais

Le programme de la recherche a comporté l'essai de poutres-modèles dont les dimensions sont les suivantes

- 10 cm de largeur
- 18 cm de hauteur
- 230 cm de longueur

Trente quatre de ces poutres ont été exécutées : la série ayant été dédoublée afin de vérifier le degré de confiance à attendre des résultats, on a étudié 17 cas différents de précontrainte, position des câbles et nature des aciers.

Seize de ces cas sont résumés dans les figures 1 — 2 — 3 et 4.

Le dernier et dix-septième cas a consisté simplement en l'essai de 2 poutres non armées à titre de comparaison.

On constate à l'examen de ces tableaux que :

- la précontrainte passe donc par les pourcentages 100 — 66 — 50 — 33 — 0 dans une même série,
- la quantité totale d'acier reste constante : 85 mm² soit 0,47 %,
- dans les deux premières séries, l'excentricité de la précontrainte est de 3 cm, à la limite du noyau central, si bien que la mise sous tension crée un diagramme élastique théorique en forme de triangle à pointe vers le haut,
- dans ces mêmes séries, le centre de gravité de la section d'acier passe progressivement de 3 cm à 6 cm de la poutre précontrainte à la poutre armée,
- dans les deux dernières séries, l'excentricité de la précontrainte est de 6 cm et dès lors en dehors du noyau central de telle sorte que la mise sous tension introduit des contraintes de traction dans les fibres supérieures de la poutre; dans cette zone deux fils de 6 mm en acier doux ont d'ailleurs été prévus,
- dans les deux dernières séries, le centre de gravité de la section d'acier reste égal à lui-même c'est-à-dire à 6 cm sous l'axe médian de la poutre.

Numeros repères	1	4.1'	4.1''	4.1'''	5
Type des poutres					
Béton	Précontraint	Précontraint partiellement			Armé
Nombre de fils tendus (φ3)	12	8	6	4	0
Nombre de fils non tendus (φ3)	0	4	6	8	12
Fils tendus	Acier dur empreinté - R _{ar} = 199.46 kg/mm ²				
Fils non tendus	Acier doux lisse - R _{ar} = 37.57 kg/mm ² , R _{ae} = 27.5 kg/mm ²				

Fig. 1.

Numeros repères	2	4.2'	4.2''	4.2'''	5
Type des poutres					
Béton	Précontraint	Précontraint partiellement			Armé
Nombre de fils tendus (φ3)	12	8	6	4	0
Nombre de fils non tendus (φ3)	0	4	6	8	12
Fils tendus	Acier dur empreinté - R _{ar} = 199.46 kg/mm ²				
Fils non tendus	Acier dur empreinté - R _{ar} = 199.46 kg/mm ²				

Fig. 2.

Numeros repères	2	4.2'	4.2''	4.2'''	5
Type des poutres					
Béton	Précontraint	Précontraint partiellement			Armé
Nombre de fils tendus (φ3)	12	8	6	4	0
Nombre de fils non tendus (φ3)	0	4	6	8	12
Fils tendus	Acier dur empreinté - R _{ar} = 199.46 kg/mm ²				
Fils non tendus	Acier doux lisse - R _{ar} = 37.57 kg/mm ² , R _{ae} = 27.5 kg/mm ²				

Fig. 3.

III. Caractéristiques des matériaux

La figure 7 résume les caractéristiques essentielles du béton.

On constatera qu'il s'agit d'un béton de très bonne qualité

Grenaille	2/8	—	1200 Kg
Sable	0/2	—	645 Kg
Ciment	PHR	—	390 Kg
	H ₂ O	—	175 l

Les figures 8 et 9 donnent les caractéristiques des aciers.

IV. Résultats obtenus

A. Fissuration

Les moments pour lesquels apparaissent les premières fissurations visibles à l'œil sont présentés aux figures n° 10 à 13, en fonction du pourcentage de précontrainte.

Pour chaque série, on a tracé la courbe la plus représentative des résultats obtenus et l'ensemble de ces courbes est alors reporté au diagramme récapitulatif de la figure n° 14.

Les commentaires suivants s'imposent à propos de ces résultats de fissuration :

- 1) les moments de fissuration croissent linéairement en fonction de la compression initiale introduite lors de la précontrainte; cette croissance est d'autant plus rapide que l'excentricité des fils de précontrainte est grande c'est-à-dire que le moment de précontrainte est plus important ou encore que la précontrainte est plus efficace (résultats bien conformes à la logique d'ailleurs),
- 2) la qualité de l'acier non tendu est un facteur moins important eu égard au faible pourcentage d'acier,
- 3) les moments de fissuration peuvent être décomposés en trois parties (figure n° 15) qui sont :
 - a) le moment de décompression

Numeros repères	1	4.1'	4.1''	4.1'''	5
Type des poutres					
Béton	Précontraint	Précontraint partiellement			Armé
Nombre de fils tendus (φ5)	12	8	6	4	0
Nombre de fils non tendus (φ5)	0	4	6	8	12
Fils tendus	Acier dur empreinté - R _{ar} = 199.46 kg/mm ²				
Fils non tendus	Acier dur empreinté - R _{ar} = 199.46 kg/mm ²				

Fig. 4.

La sollicitation adoptée est celle de deux charges concentrées réservant entre elles une zone à moment constant sur une distance de 70 cm (flexion pure). Les figures 5 et 6 décrivent l'armaturage réalisé dans tous les cas étudiés.

La mise en précontrainte a posé un délicat problème mécanique car ces poutres hors série ne pouvaient être mises sous tension par des dispositifs commerciaux connus.

Les auteurs ont donc conçu et réalisé un système particulier suffisamment versatile pour exercer des efforts allant de 3,5 tonnes à 10 tonnes au moyen de 4, 6, 8 ou 12 fils de 3 mm.

Les fils ont été tirés d'un seul côté et le blocage a été réalisé par un (ou deux) boulon(s) dynamométrique(s) réservant selon leur axe une cavité cylindrique de 20 mm au travers de laquelle passent les fils.

Les poutres ont été injectées par de la pâte pure de ciment sous une pression de 3 Kg/cm².

Le blocage des extrémités a été conservé après injection.

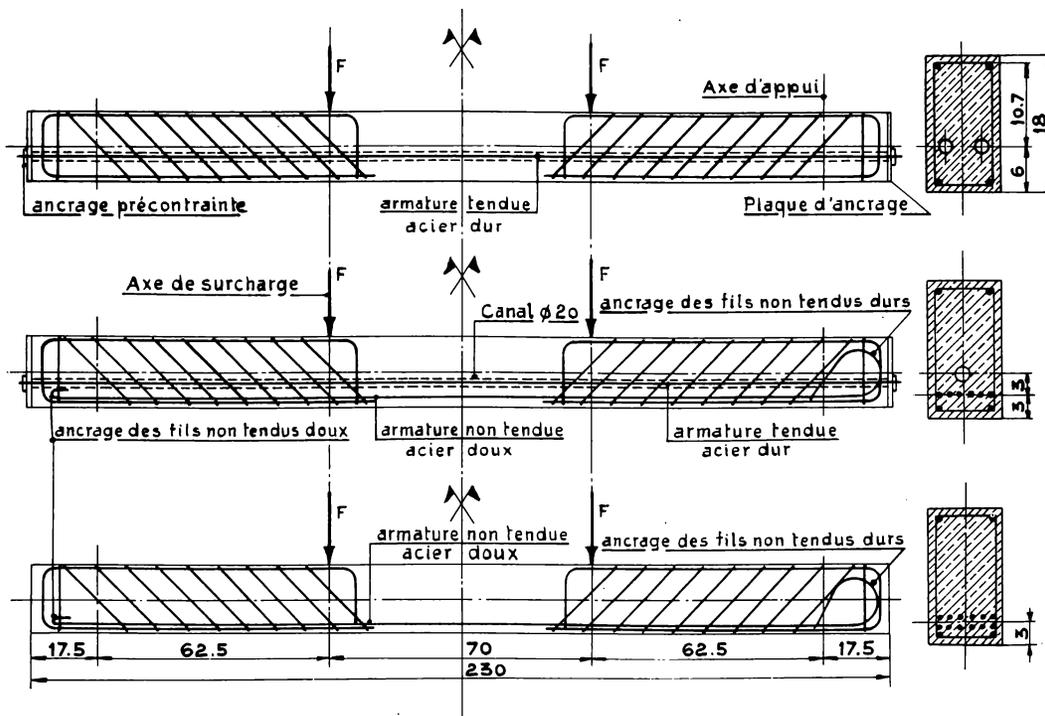


Fig. 5.

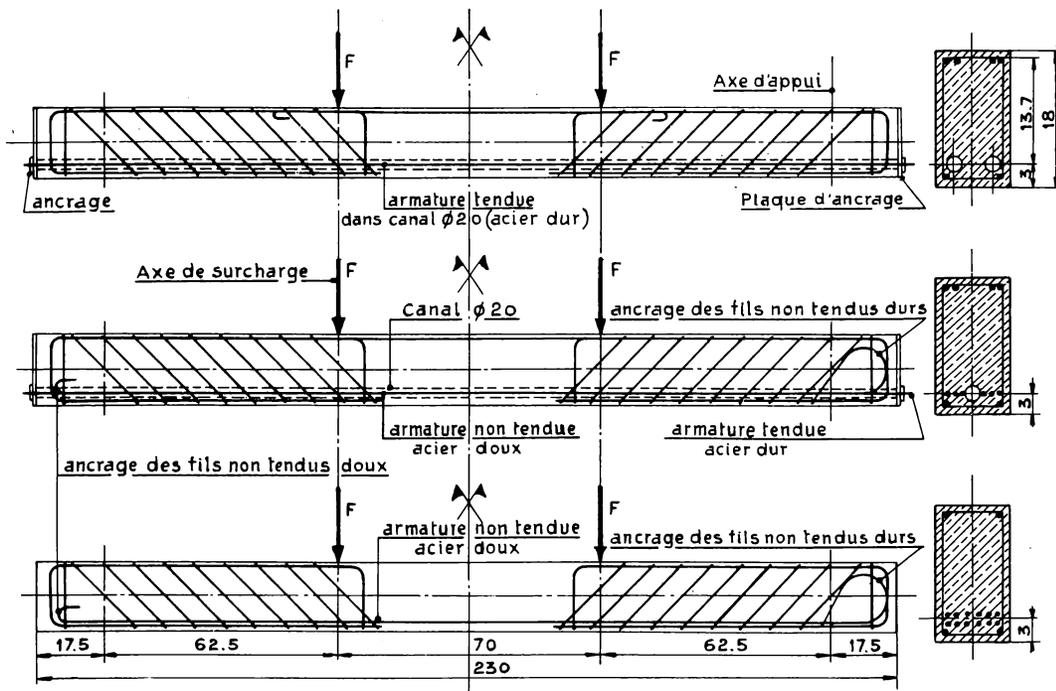


Fig. 6.

- b) le moment correspondant à la fissuration des poutres non-précontraintes, qui est à très peu près le même que le moment de rupture des poutres non armées (eu égard au faible pourcentage d'acier : 0,47 %)
- c) un moment complémentaire d'autant plus appréciable que la compression initiale a été forte et qui peut atteindre pour les poutres complètement précontraintes la résistance des poutres non précontraintes.

Pour rappel, les moments en cause sont ceux d'apparition de la première fissuration, les moments d'apparition de la fissuration subséquente ne sont pas envisagés ici.

Explications	moj.	max.	min.
Rapport E/c	0.457	0.52	0.42
Age du béton lors de l'essai (Jours)	69	89	51
Poids spécifique (g/cm ³)	2.44	2.49	2.40
RESISTANCE DU BETON EN $\left(\frac{kg}{cm^2}\right)$ { à la compression (cub.16 ³)	551.8	717.0	459.0
{ à la traction (brésil ø15)	37.32	44.87	31.25
Module de déform. statique $\left(\frac{kg}{cm^2}\right)$	584 000	424 000	312 500

Fig. 7.

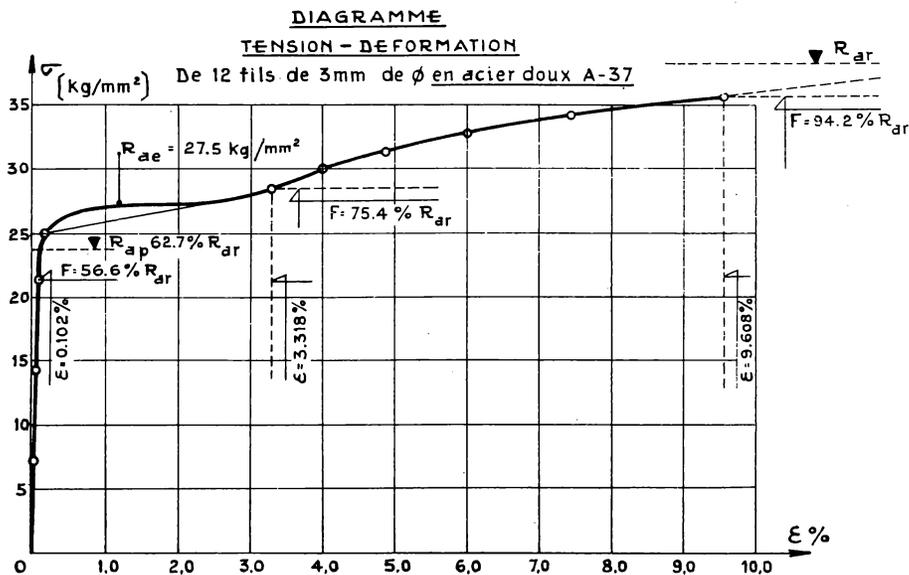


Fig. 8.

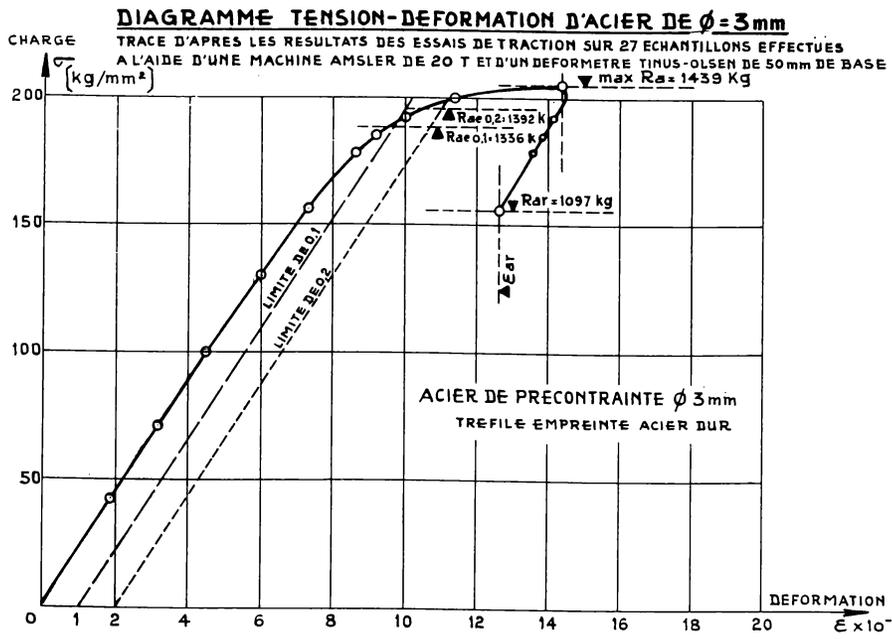


Fig. 9.

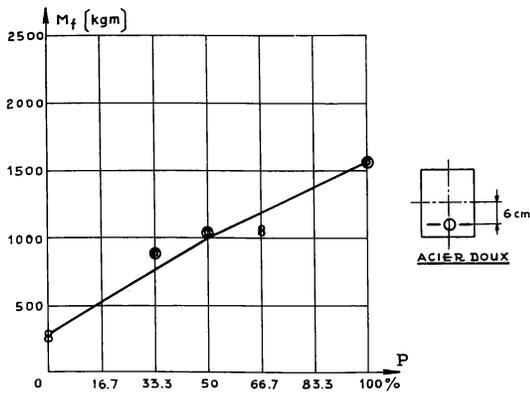


Fig. 10.

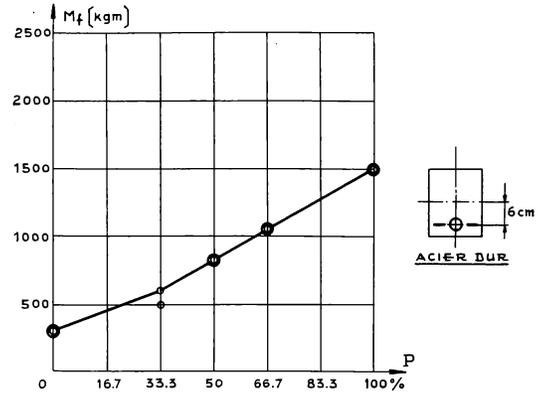


Fig. 12.

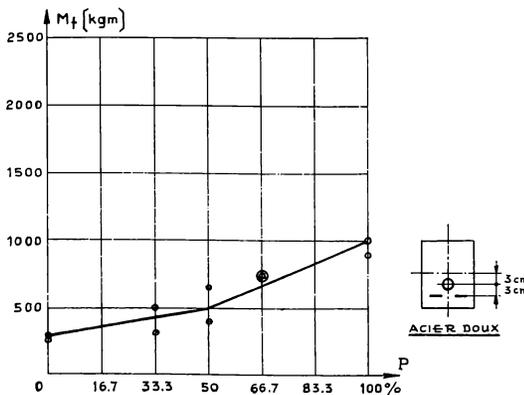


Fig. 11.

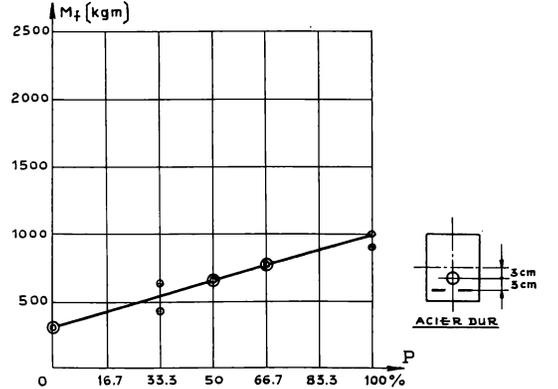


Fig. 13.

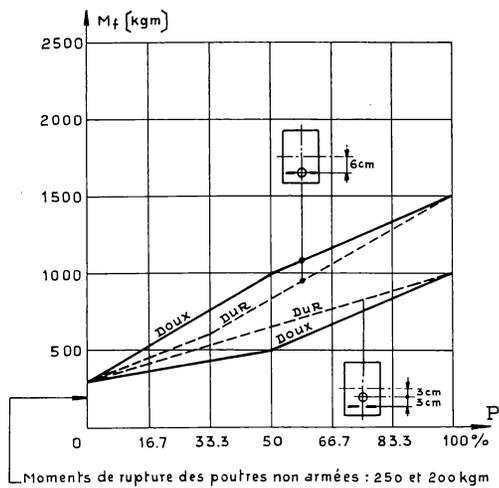


Fig. 14.

B. Rupture

Les résultats des moments de rupture font l'objet des figures suivantes. La rupture par insuffisance de l'acier est celle pour laquelle l'acier est cassé ou étiré sans que le béton soit endommagé dans la zone comprimée.

Par contre on a défini le moment de rupture par insuffisance du béton comme celui pour lequel les premiers épaufrissements se produisent à la fibre supérieure.

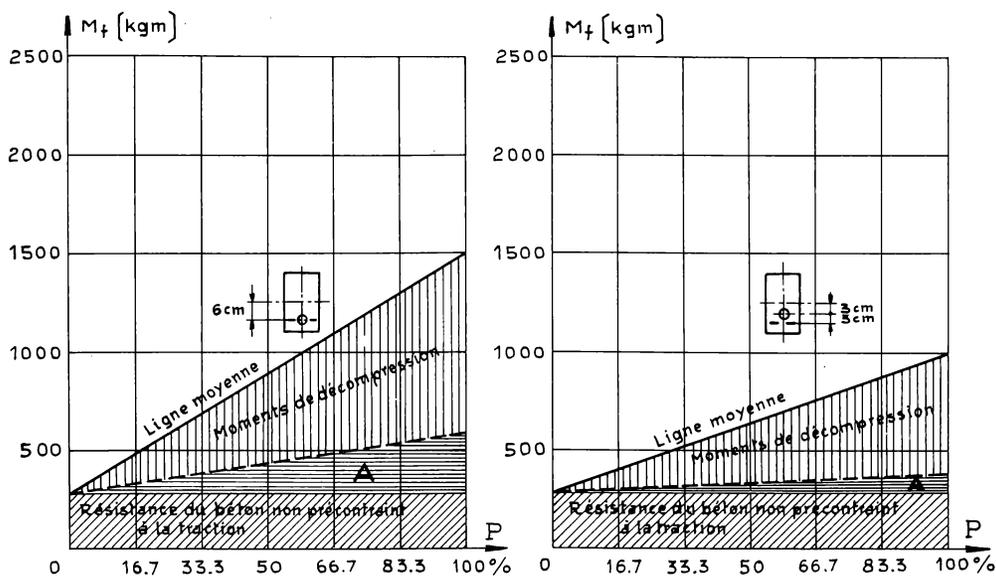
La figure 16 représente les résultats obtenus pour les poutres renforcées d'acier dur et dont toutes les armatures ont l'excentricité de 6 cm.

Pour la même quantité d'acier, les trois types de rupture ont été obtenus : insuffisance d'acier, de béton et mixtes.

La figure 17 représente les résultats des poutres armées d'acier non tendu de qualité A37 placé à 6 cm de l'axe, de même que la précontrainte.

Toutes les ruptures sont du même type : insuffisance d'acier.

Le diagramme 18 représente les résultats obtenus avec les poutres en acier non tendu de qualité dure, accompagné d'une précontrainte de faible excentricité.



Zone A : surcroît de résistance du béton à la traction dû à la compression préalable

Fig. 15.

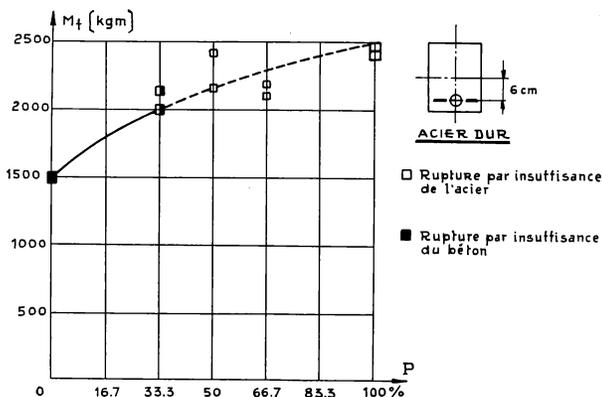


Fig. 16.

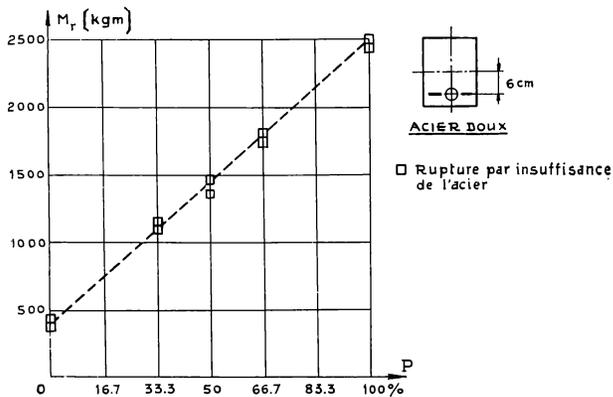


Fig. 17.

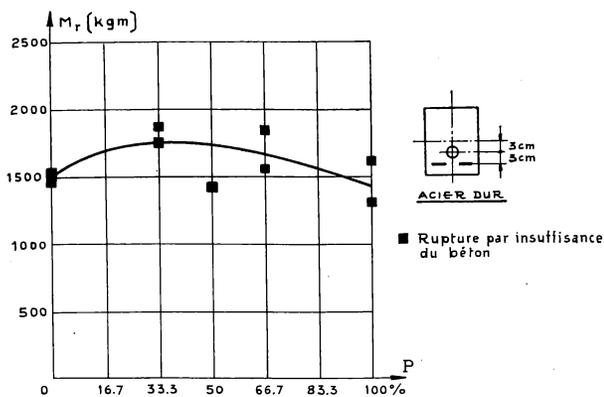


Fig. 18.

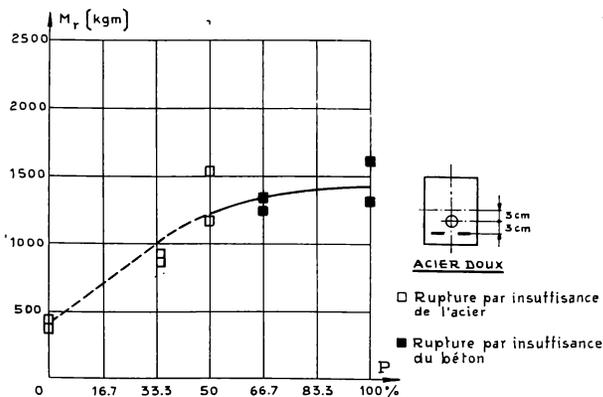


Fig. 19.

Toutes les ruptures se sont produites par insuffisance du béton.

Enfin, les résultats des poutres armées d'acier doux non tendu accompagnées de la précontrainte de faible excentricité, font l'objet du diagramme 19.

Les ruptures obtenues sont des deux types.

Tous les résultats précédents relatifs aux moments de rupture sont rassemblés à la figure n° 20.

Compte tenu de l'inévitable dispersion des résistances du béton, ces résultats appellent de nombreuses conclusions : nous nous bornerons à mentionner les plus importantes.

Tout d'abord et indépendamment du cas de la précontrainte partielle on remarquera que :

- une poutre non précontrainte mais renforcée par de l'acier de précontrainte non tendu peut offrir un moment de rupture comparable à celui d'une poutre précontrainte; une telle technique n'a évidemment de sens que dans l'optique d'utilisation de bétons de très haute qualité et d'acier bien adhérents.
- une poutre précontrainte peut présenter à la rupture un comportement différent de la même poutre en béton armé : ainsi la courbe 4 correspond à des poutres ayant la même quantité d'acier de même qualité, placée au même niveau, mais sans précontrainte, elle correspond à des ruptures par béton et avec précontrainte complète elle correspond à des ruptures par acier.

En ce qui concerne la précontrainte partielle proprement dite, l'examen des diagrammes permet de constater que le mode de rupture dépend :

- du degré de précontrainte,
 - de la position des aciers tendus et non tendus,
 - de la qualité d'acier,
- pour des poutres à même pourcentage total d'acier (0,47 %) fabriquées à partir d'un béton de même qualité.

La quatrième série d'essais a en effet produit :

- sans précontrainte des ruptures par insuffisance du béton,
- pour une précontrainte de 33 % (4 fils tendus sur 12) des ruptures mixtes,
- pour des précontraintes plus élevées (50 % — 66 % — 100 %) des ruptures par insuffisance d'acier.

D'autre part, la capacité portante s'est accrue avec le pourcentage de précontrainte (de 1500 à 2500 Kg).

Ces résultats s'expliquent surtout par le fait qu'une partie de l'allongement disponible dans les fils est consommé lors de la mise en précontrainte et que la limite est d'autant plus aisément atteinte lors de la flexion que les fils sont très éloignés de l'axe de la poutre ($6 \text{ cm} = e_{\text{max}}$) (2 causes).

Pour les pourcentages de précontrainte inférieure à 100 %, au moment de la rupture, les fils sont inégalement sollicités.

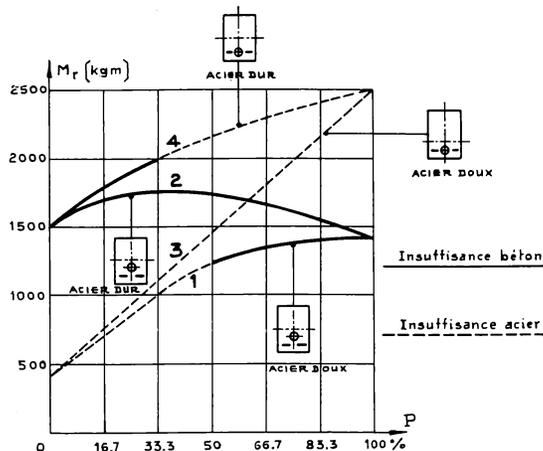


Fig. 20.

Pour la précontrainte complète, au contraire, tous les fils supportent le même allongement voisin de la limite.

L'effort de traction repris par les fils est donc d'autant plus important que le pourcentage de précontrainte est élevé : c'est pourquoi le moment de rupture croît aussi en fonction de ce pourcentage de précontrainte.

Ces considérations n'ont un sens que si la déformabilité du béton est suffisante pour ne pas engendrer la rupture.

Or, plus la précontrainte est importante, plus la zone supérieure de la poutre est soumise à traction lors de la mise en précontrainte puisque celle-ci agit en dehors du noyau central.

Dès lors, au cours de la flexion sous charge ultérieure, la déformation disponible aux fibres supérieures est accrue et la rupture par béton ne peut s'y produire (3ème cause).

Ces trois causes (consommation d'allongement lors de la précontrainte, grande excentricité, zone tendue) montrent ainsi pourquoi l'on passe d'un mode de rupture à l'autre et pourquoi la rupture des poutres précontraintes à 100 % ne survient qu'après celles précontraintes partiellement.

Dans la seconde série d'essais, la distance entre la fibre la plus comprimée et le centre de gravité des aciers passe par les valeurs 15 cm — 14 cm — 13,5 cm — 13 cm — 12 cm pour des précontraintes de 0 % — 33 % — 50 % — 66 % et 100 %.

Toutes les poutres de cette série sont rompues par écrasement du béton car la position des armatures tendues ($e = 3 \text{ cm}$) n'a pas permis que soit atteinte leur limite d'allongement au cours de la flexion.

D'autre part, l'avantage souligné ci-avant de la précontrainte a disparu; l'effort de précontrainte passant par le noyau central. Ces deux conditions expliquent l'apparition de ruptures par écrasement du béton.

Lors de la troisième série toutes les ruptures constatées sont dues à une insuffisance d'acier. Les considérations émises à propos de la quatrième série sont a priori valables ici pour les précontraintes supérieures à 33 %.

L'effort repris par les fils au moment de la rupture est cependant beaucoup moins important que dans la 4ème série car à égalité d'allongement, les aciers doux ne correspondent évidemment qu'à des tensions 8 à 9 fois plus faibles.

Ceci fournit la raison pour laquelle les moments de rupture de la 3ème série sont nettement inférieurs à ceux de la 4ème et explique la rapide croissance du moment en fonction de la précontrainte.

Quant aux poutres en béton armé, leur rupture ne pourrait être autre que due à une insuffisance d'acier (0,47 % d'acier doux).

Enfin, dans la première série, des ruptures par insuffisance de béton se sont produites pour les pourcentages élevés de précontrainte car la trop faible excentricité de la précontrainte n'a pas permis de dépasser, dans des fils tendus, la limite d'allongement avant que soit réalisée toute la déformabilité du béton.

Rappelons aussi que ce béton n'a jamais pu être tendu, la force de précontrainte passant à la limite du noyau central.

Ces considérations justifient les résultats obtenus.

Ces derniers sont ainsi bien conformes à la logique.

On remarquera que ces considérations font bien apparaître que le mode de rupture et le moment correspondant dépendent de la déformabilité disponible dans les deux matériaux.

Lors de l'estimation du moment de rupture, devraient ainsi être pris en compte :

- a) la qualité et la déformabilité du béton
- b) la qualité et la déformabilité des aciers
- c) l'excentricité de la précontrainte
- d) l'allongement consommé lors de celle-ci.

V. Conclusions

1. Pour des aciers non tendus situés au même niveau que la précontrainte, on peut pour des poutres répondant aux caractéristiques étudiées admettre que le moment de rupture croît sensiblement d'une manière linéaire en fonction du pourcentage de précontrainte; le même résultat a été signalé à propos des moments de fissuration.
2. Le mélange d'acier tendu et non tendu de qualité *dure* semble particulièrement recommandable au point que même les poutres simplement armées d'acier dur non tendu présentent une résistance comparable à celle des poutres complètement précontraintes.
3. Un accroissement des moments de rupture est encore à espérer de l'emploi d'acier de nuance dure possédant un allongement maximum disponible plus important que les allongements couramment réalisés pour le béton précontraint.
4. Il en résulterait d'ailleurs l'avantage d'une moins grande fragilité de ces poutres lors de la rupture.
5. Dans cet esprit, la combinaison la plus heureuse consisterait à employer un acier dur qui après la limite d'élasticité de 0,2 % présenterait non un palier dans le diagramme contraintes-déformations mais une droite oblique de pente positive.
6. Les auteurs ont tenté de présenter leurs résultats sous une forme adimensionnelle en cherchant les groupements de facteurs les plus représentatifs de leurs résultats.

A.

Pour les poutres rompues par insuffisance de l'acier, on est arrivé après tâtonnements à l'expression de la figure n° 21 où l'on a porté, en fonction de la précontrainte, l'expression

$$\frac{M_r}{\Sigma R_{ar} \cdot \frac{A}{bh} bh^2} \times \sqrt{\frac{500}{R'_{b\text{ cube}}}}$$

où h est la distance entre la fibre supérieure et le point d'application de la résultante des efforts repris par les aciers et où l'on a adopté pour la tension des aciers

$R_{ar} = 203,3 \text{ Kg/mm}^2$ et $37,57 \text{ Kg/mm}^2$ pour les aciers durs et doux.

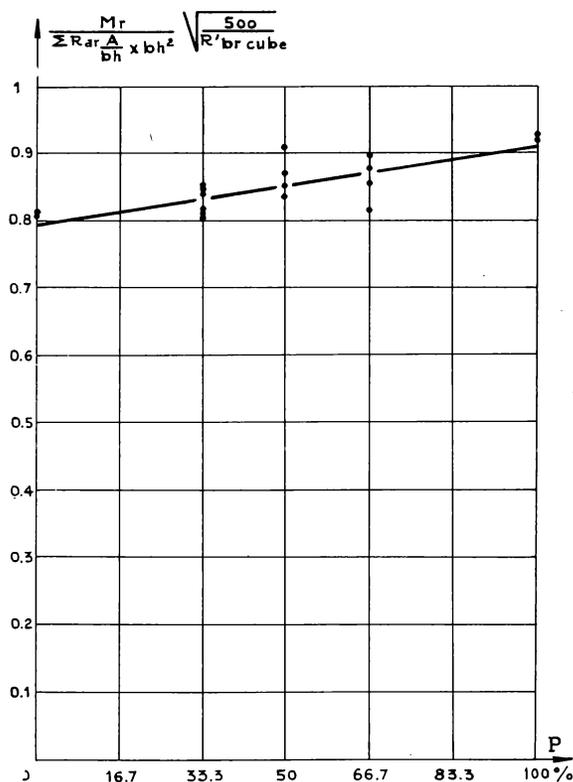


Fig. 21.

B.

Les résistances à la rupture par le béton font l'objet de la figure n° 22 où l'on a porté en ordonnées, le facteur

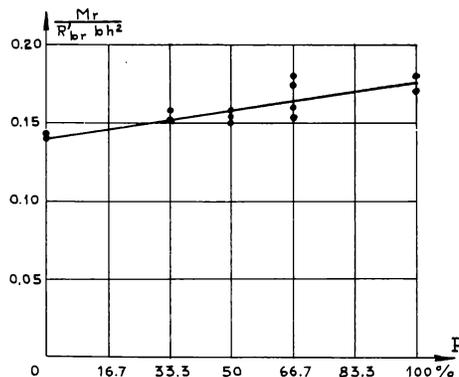


Fig. 22.

$$\frac{M_r}{R'_{\text{cube}} \times bh^2}$$

où h est aussi la distance entre la fibre supérieure et le centre de gravité fictif estimé sur la base des tensions de rupture dans les fils.

7. Ces groupements bien que classiques sont incomplets car lors de l'estimation de la charge de ruine de telles poutres, il conviendrait comme on l'a dit de prendre en considération
 - a) la qualité et la déformabilité du béton
 - b) la qualité et la déformabilité de l'acier
 - c) l'excentricité de la précontrainte
 - d) l'allongement consommé lors de celle-ci, c'est-à-dire non seulement les valeurs ultimes des matériaux mais le chemin parcouru avant de les atteindre.

8. Enfin, on a aussi calculé le rapport $\frac{M_r}{M_f}$ pour les deux cas les plus caractéristiques.

L'emploi d'un acier dur non tendu conduit à une sécurité $\frac{M_r}{M_f}$, de première fissuration, beaucoup plus grande que celle réalisée avec de l'acier doux non tendu. (Figure n° 23)

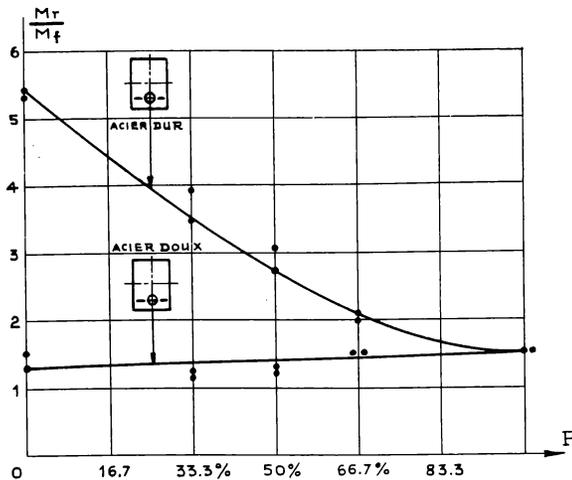


Fig. 23.

C'est précisément cette réserve de sécurité de la fissuration vis-à-vis de la rupture qui justifie la précontrainte partielle par la possibilité de graduer à volonté l'apparition de la fissuration selon les exigences du cas d'application.

On va le montrer sur les figures n° 24 à 27 qui sont réservées à la comparaison du béton précontraint au béton partiellement précontraint.

La figure 24 reproduit en effet, dans le cas de l'acier dur non tendu, le diagramme des M_r et M_f et la variation du moment de décompression. Dans l'hypothèse où l'on envisage la précontrainte complète, les valeurs de M_D sont les valeurs des moments de service si l'on ne tolère aucune traction dans le béton à la fibre inférieure.

Pour la précontrainte de 100 %, il correspond à ces valeurs un coefficient de sécurité $\frac{M_r}{M_D} = 2,75$.

Si l'on souhaite conserver cette valeur de 2,75 quel que soit le pourcentage de précontrainte, le diagramme des moments admissibles en précontrainte partielle est celui représenté par l'indication $\frac{M_r}{2,75}$

On constate dès lors qu'une poutre précontrainte par 10 fils (83,3 %) présentera le même moment admissible que si elle n'est précontrainte qu'à 40 % (soit 5 fils).

Dans le cas choisi, la poutre en BPA sera fissurée car pour 40 %, $M_f < \frac{M_r}{2,75}$ mais il convient de remarquer que toute

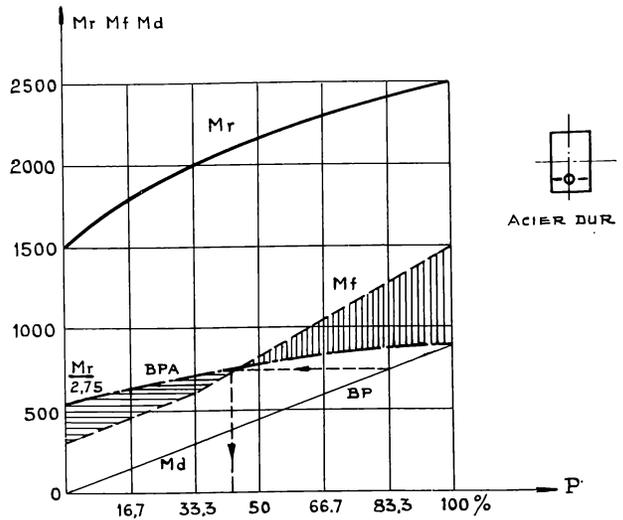


Fig. 24.

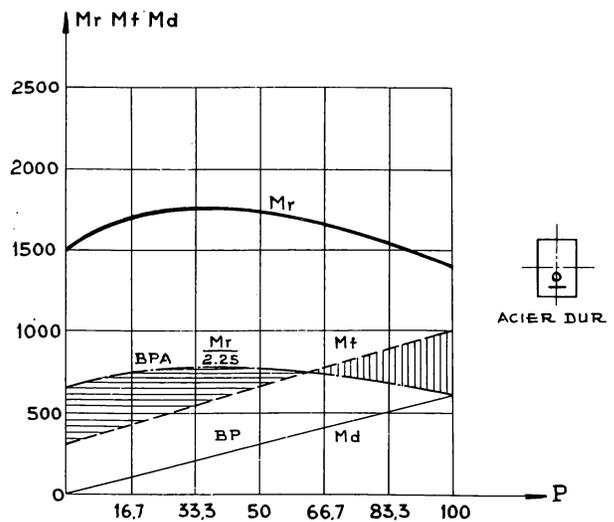


Fig. 25.

la zone au-delà de 50 % (50 à 100 %) est celle où les poutres en B.P.A. ne sont pas fissurées. Le B.P.A. peut donc se concevoir exempt de fissuration seulement la sécurité à la fissuration exempte de fissuration, seulement la sécurité à la fissuration diminue au fur et à mesure de la substitution d'armatures non tendues à des armatures tendues.

Si contrairement au cas précédent, les armatures de précontrainte sont à la limite du noyau central, la conclusion est encore plus nette et on peut bien dire que dans ce cas la précontrainte n'est théoriquement plus justifiée : on pourrait, si la fissuration sous charge de service est autorisée construire la poutre essentiellement en béton armé.

Le pourcentage de 50 % sera choisi si la fissuration n'est pas tolérée (figure n° 25).

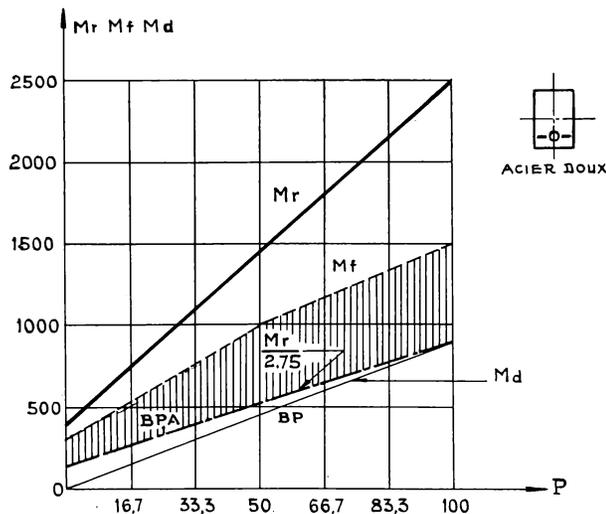


Fig. 26.

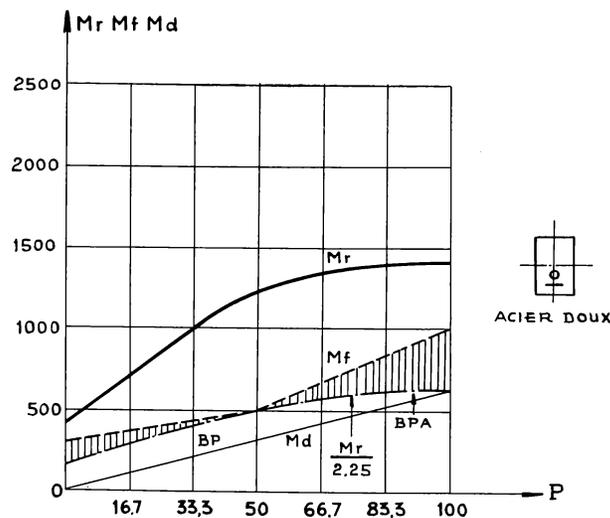


Fig. 27.

Quant aux figures 26 et 27 elles font apparaître le peu d'intérêt qu'il y a à exécuter la précontrainte partielle avec de l'acier doux (les deux courbes $\frac{M_r}{s}$ et M_D sont plus rapprochées).

Ceci démontre donc pourquoi il faut faire le béton partiellement précontraint et comment il faut le faire.

On peut en effet conclure :

a) à l'intérêt économique de la précontrainte partielle

- b) réalisée au moyen d'aciers non tendus de résistance élevée
- c) situés avec le maximum d'excentricité, l'efficacité maximum étant réalisée lorsque des zones tractées apparaissent lors de la précontrainte aux fibres supérieures
- d) autorisant un allongement important avant rupture (de l'ordre de 2 à 3 %)
- e) ne se présentant pas sous forme de palier mais sous forme de ligne oblique dans le diagramme σ, ϵ .

SAMENVATTING :

PROEFONDERVINDELIJK ONDERZOEK AANGAANDE DE GEDEELTELIJKE VOORSPANNING VAN AAN BUIGING ONDERWORPEN LIGGERS VAN GEWAPEND BETON

Door stellers werd op de Universiteit te Luik een proef-ondervindelijk onderzoek uitgevoerd op gedeeltelijk voorgespannen liggers.

Dit onderzoek omvatte vier reeksen proeven, iedere reeks bestaande uit 10 rechthoekige liggers van 18×10 cm, met een draagwijdte tussen de oplegpunten van 195 cm. Deze liggers werden doorgebogen door twee gelijke en symmetrisch geplaatste dwarskrachten, welke op een onderlinge afstand van 70 cm aangrepen. Hun wapening bestond uit 12 staaldraden van 3 mm diameter.

Zekere van deze draden, vooraf niet aangespannen, waren hetzij van zacht, hetzij van hard staal.

De aangespannen draden waren van hard staal en hun aantal wisselde, zodat het voorspanningspercentage één van de volgende waarden bedroeg : 33,3 - 50 - 66,7 of 100 %.

De proeven hadden voor doel de wisselingen te bepalen van de scheurvormingsmomenten en van de ultieme momenten, in functie van de voorspanningspercentages, de excentriciteit van de aangespannen kabels en de staalsoort van de niet aangespannen wapening.

De voornaamste conclusies zijn de volgende :

- a) economisch belang van de gedeeltelijke voorspanning
- b) verwezenlijkt door het gebruik van niet aangespannen staal met hoge weerstand
- c) gesitueerd met de grootst mogelijke excentriciteit : de maximale doeltreffendheid verkregen zijnde wanneer, bij het voorspannen, een getrokken zone te voorschijn treedt ter plaatse van de bovenste vezels
- d) een belangrijke rek toelatend vóór de breuk (van de orde van grootte van 2 tot 3 %).