

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

10/94

وزارة التربية الوطنية
MINISTERE DE L'EDUCATION NATIONALE

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT : GENIE - CIVIL

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
BIBLIOTHEQUE — المكتبة
Ecole Nationale Polytechnique

PROJET DE FIN D'ETUDES

SUJET

COMPORTEMENT DES POUTRES EN BETON ARME

Proposé par :

M^{me} R.KETTAB

Etudié par :

N.EL-SHAMI

F.TOUKAL

Dirigé par

M^{me} R.KETTAB

PROMOTION

Juin 1994

E.N.P. 10, Avenue Hacem Badi El-Harrach - ALGER

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
BIBLIOTHEQUE — المكتبة
Ecole Nationale Polytechnique

PROJET DE FIN D'ETUDES

SUJET

COMPORTEMENT
DES POUTRES
EN BETON ARME

Proposé et dirigé par:
M^{me} R. KETTAB

Etudié par:
F. TOUKAL
N. EL SHAMI

PROMOTION : Juin 1994

DEDICACES

Je dédie le fruit de ce travail

- A la mémoire de ma Mère , à mon Père , à ma Tante ,
pour toute l'aide et le soutien qu'ils m'ont offert tout au long de mes études.
- A mes Frères ,
qui m'ont offert une aide précieuse lors de ce travail .
- A mes Grand-parents ,
- A mes Cousins , Cousines , et à toute ma Famille

FARIDA

Je dédie ce travail

- A mes adorables Parents ,
qui m'ont soutenu et aidé non seulement durant ce travail, mais aussi tout
au long de ma vie
- A mon frère (Ba... .)
- A Zena qui m'a beaucoup aidé moralement
- Et à toute ma famille.

NAJLA

*Nous dédions aussi ce travail à notre adorable promotrice Mme. R. KETTAB qui
a toujours été à nos côtés , et nous la remercions vivement.*

FARIDA ET NAJLA

REMERCIEMENTS

C'est avec un grand plaisir pour nous de pouvoir exprimer nos plus sincères remerciements et notre grande reconnaissance à tous ceux et celles qui nous ont aidé lors de la réalisation de ce mémoire .

Nos remerciements vont particulièrement à:

* **Mme R.KETTAB** : Maître de conférence à l'ENP, et directrice de recherche de cette thèse, qui était toujours là pour nous conseiller et nous donner le courage de faire aboutir ce projet malgré les obstacles rencontrés en chemin.

* **Mr R.BOUTEMEUR** : Maître de conférence et chef de département de Génie civil à l'ENP, qui nous a maintes fois aidé et conseillé.

* **Messieurs A.BALI , K.SILHADI , A.LARIBI et A.KRIKER**: Pour les conseils qu'ils nous ont donné.

* **Messieurs** le président et membres du jury qui ont bien voulu accepter de juger ce travail.

* Nous tenons aussi à remercier **Messieurs RACHID** et **R.TISSEMLAL** nos techniciens de laboratoire, qui nous ont énormément aidé dans notre travail pratique.

* **Messieurs L.KOUDRI , A.KENANE, KROUMBA , et SASSI** de la SONATRO, pour toute l'aide qu'ils nous ont fourni afin de pouvoir réaliser nos essais.

Enfin nous remercions tous nos amis et notre famille " les frères TOUKAL" et "la maman G.ELSHAMI" dont

* **Melles KACI HASSIBA , AFOUN ASSIA , KADI KARIMA** pour leur grande aide.

* **Messieurs DAMOU "EMILIO"** pour ses muscles, **FLICI SAMIR , FOUAL YAZID**

Enfin, toutes les autres personnes qui nous ont aidé.

LISTE DES SYMBOLES

- *A : aire de la section droite des armatures longitudinales dans la zone comprimée
 - *Ast : section d'un cours d'armatures d'âme
 - *Av : aire de la section droite des étriers situés dans un plan perpendiculaire à l'axe de la poutre
 - *Ao : aire de la section droite des barres relevées ou des étriers traversés par une fissure oblique
 - * ωt : pourcentage d'armatures d'âme
 - *b : largeur de la section rectangulaire
 - *bo : épaisseur de l'âme d'une section en T
 - *h , ht : hauteur totale d'une section transversale
 - *d : hauteur utile
 - *d' : enrobage des armatures
 - *I : moment d'inertie d'une section
 - *Ea : module d'élasticité de l'acier
 - *Eb : module d'élasticité du béton
 - *(a/h) : élancement de cisaillement
 - *(L/h) : élancement géométrique de la poutre
 - *St : distance entre deux cours d'armatures transversales
 - *Z : bras de levier des efforts normaux
 - *Sy : moment statique de la section située au-dessus de l'ordonnée "y" par rapport à l'axe Gz
-
- *P , Q : force concentrée extérieure de la surcharge
 - *Pu , Pr : force de rupture
 - *Pf : force correspondant à l'ouverture d'une première fissure
 - *V : effort tranchant
 - *Vb : partie de l'effort tranchant transmise à la zone comprimée du béton
 - *Vb/(bh σ'_{bc}) : effort tranchant réduit
 - *N'b : effort normal de compression de la membrure comprimée
 - *N'bo : effort de compression de la bielle de béton comprimée
 - *Na : effort de traction des aciers longitudinaux
 - *Nat : effort de traction des étriers

- * τ_{ou} : contrainte maximale de cisaillement au niveau de l'axe neutre
- * M : moment fléchissant
- * M_u : moment fléchissant ultime
- * M_e : moment élastique
- * $\mu = Mu / (bh^2 \sigma'_{bc})$: moment réduit de rupture par cisaillement
- * X : courbure de la section de béton
- * σ'_{bc} : contrainte de compression du béton
- * f_{cj} : résistance caractéristique du béton à la compression à "j" jours d'âge
- * f_{tj} : résistance caractéristique du béton à la traction
- * σ_I, σ_{II} : contraintes normales principales
- * σ_x, σ_y : contraintes normales suivant l'axe des "x" et "y" respectivement
- * τ_{xy} : contraintes tangentielles suivant l'axe des "y" dans le plan perpendiculaire à l'axe des "x"
- * ϵ_b : déformation relative du béton
- * ϵ_a : déformation relative de l'acier
- * α : angle d'inclinaison de la bielle de béton par rapport à l'axe neutre
- * β : angle d'inclinaison des armatures d'âme par rapport à l'axe neutre

TABLE DES MATIERES

* Liste des symboles	1
INTRODUCTION.....	1
CHAPITRE I - LOIS DE COMPORTEMENT	
I.1 - Introduction.....	3
I.2 - Les matériaux.....	4
2.1 - Le béton.....	4
2.2 - L'acier.....	8
2.3 - Le béton armé.....	10
CHAPITRE II - COMPORTEMENT SOUS EFFORT TRANCHANT	
ETAT FISSURE - NON FISSURE	
II.1 - Introduction.....	19
II.2 - Etat non fissuré du béton	19
II.3 - Etat fissuré.....	21
3.1 - Poutres sans armatures d'âmes.....	21
3.2 - Poutres avec armatures d'âmes.....	23
II.4 - Le phénomène de fissuration.....	24
4.1 - Apparition et propagation des fissures	24
au sein du béton	
4.2 - Modes de rupture des poutres en béton armé.....	25
4.3 - Nomenclature des fissures.....	30
CHAPITRE III - DETERMINATION DES CONTRAINTES DANS	
L'ETAT FISSURE - METHODES DE CALCUL	
III.1 - Introduction.....	34
III.2 - Les méthodes analogiques.....	35
2.1 - Méthode de Ritter-Morsch.....	35
2.2 - Méthode des CEB généralisés	41
2.3 - Extension de l'analogie du treillis de Kupfer.....	43
2.4 - Analogie du treillis hyperstatique de Kani.....	45

III.3 - Les méthodes des sections inclinées.....	47
3.1 - Méthode de Borichanski.....	47
III.4 - Les méthodes empiriques.....	53
4.1 - Méthode de Chambaud.....	53
4.2 - Méthodes américaines.....	54
III.5 - Méthodes de calcul numérique.....	55

CHAPITRE IV - FACTEURS AFFECTANT LA RUPTURE

DES POUTRES EN BETON ARME

IV.1 - Introduction.....	59
IV.2 - Influence du mode de chargement.....	59
IV.3 - Influence des dimensions de la poutre.....	62
3.1 - Influence de la hauteur absolue de la section.....	62
3.2 - Influence de l'épaisseur de l'âme.....	64
IV.4 - Influence de la qualité du béton.....	65
4.1 - Résistance du béton.....	65
4.2 - Type d'agrégats.....	65
IV.5 - Influence des armatures longitudinales.....	66
5.1 - Pourcentage d'armatures longitudinales.....	66
5.2 - Arrêt des armatures principales.....	69
5.3 - Qualité de l'adhérence.....	69
5.4 - Qualité de l'ancrage.....	69
IV.6 - Influence des armatures transversales d'âme.....	70
6.1 - Pourcentage des armatures d'âme.....	70
6.2 - Types d'armatures d'effort tranchant.....	72

CHAPITRE V - EXPERIMENTATION

V.1 - Caractérisations et méthodes d'essais.....	75
1.1 - But.....	75
1.2 - Programme d'essais.....	75
V.2 - Composition des bétons A et B.....	78
2.1 - Composition B - Méthode de Faury.....	78
2.2 - Composition A - Méthode pratique.....	80
Dreux-Gorisse	
2.3 - Applications.....	83

V.3 - Caractéristiques des aciers.....	92
V.4 - Conditions d'exécution des essais.....	92
4.1 - Coulage des poutres et éprouvettes.....	92
4.2 - Essais.....	92
V.5 - Exécution des essais.....	93
5.1 - Machine d'essais.....	93
5.2 - Mesures et appareils de mesure.....	94

CHAPITRE VI - RESULTATS ET CONCLUSIONS

VI.1 - Observations sur le déroulement des essais.....	98
VI.2 - Calcul du moment de fissuration théorique.....	99
comparaisons avec l'expérience	
2.1 - Moment de fissuration.....	99
2.2 - Interprétation du tableau.....	100
VI.3 - Interprétation des graphes.....	113
3.1 - Diagrammes charges-flèches et charges-rotations..	113
3.2 - Courbes charges-déformations du béton comprimé.	118
3.3 - Courbes charges-déformations des étriers.....	118
3.4 - Courbes charges- déformations	123
des armatures longitudinales	
VI.4 - Conclusions.....	124
VI.5 - Remarques.....	124

ANNEXES

Annexe A: Courbes d'étalonnage du verrin et de la presse	127
hydraulique	
Annexe B: Résultats des écrasements d'éprouvettes.....	137
Annexe C: Tableaux des résultats obtenus.....	138
Photographies	

* BIBLIOGRAPHIE

INTRODUCTION

Si l'étude de la flexion pure des poutres en béton armé n'offre plus guère de difficultés, il n'en n'est pas de même pour la flexion simple. L'étude du cisaillement demeure, en effet, un problème imparfaitement résolu du fait d'une part, de la fragilité et de l'hétérogénéité du béton et, d'autre part, de la diversité des armatures, et de la qualité variable de l'adhérence.

Ceci apparaît dans les différents règlements (codes) et documents techniques, où l'on peut observer la diversité des opinions sur le comportement structural du béton vis-à-vis de l'effort tranchant .

Dans le passé, la détermination des sollicitations d'effort tranchant fût éludée en partie, en adoptant des marges de sécurité telles que, seule la rupture en flexion restait à envisager.

Depuis, dans le but d'obtenir une sécurité homogène, un grand nombre de chercheurs ont proposé des solutions approchées fondées sur des résultats expérimentaux .

Dans leurs travaux le danger de rupture par effort tranchant est apprécié en évaluant les contraintes dans le béton et les armatures, compte tenu de la fissuration et de la disposition des armatures.

Ainsi l'objet de notre étude expérimentale est d'étudier l'apparition du phénomène de cisaillement dans des poutres en béton armé soumises à des charges concentrées .

Enfin, nous comparerons les différents résultats obtenus avec la théorie.

CHAPITRE I

LOIS DE
COMPORTEMENT

CHAPITRE I- LOIS DE COMPORTEMENT

I- 1- INTRODUCTION

Nous savons par définition que le béton, très utilisé en constructions, est un agglomérat artificiel de cailloux, graviers et de sable réunis entre eux au moyen d'un liant hydraulique (le ciment) .

Seulement, il s'avéra que ce béton qui résiste bien à la compression est faible devant la traction.

De là est né le béton armé qui est le mariage heureux de deux matériaux différents qui se complètent parfaitement : le béton et l'acier sous forme d'armatures .

Le béton armé est donc un matériau non homogène, lors des calculs avec cet élément on tend à négliger la résistance du béton dans les parties tendues car, à l'état limite de service, la contrainte de traction du béton est généralement dépassée (relais des armatures) .

Ainsi, l'objet de cette partie est d'étudier le comportement du béton, de l'acier et du béton armé, chose qui est très importante pour expliquer la suite de notre travail.

I-2-LES MATERIAUX

2-1-LE BETON

2-1-1-RESISTANCES CARACTERISTIQUES

Le béton est défini du point de vue mécanique par sa résistance à la compression à 28 jours d'âge (f_{c28}). Cette résistance est mesurée sur des cylindres, droits de révolution de section égale à 200 cm^2 ($d=16\text{cm}$) et de hauteur $h=32$ centimètres. Lorsqu'on possède des mesures de résistance en nombre suffisant, la résistance caractéristique d'un béton est définie à partir de la résistance moyenne et l'écart type issus des essais soit:

$$f_{cj} = f_{cjm} - K \cdot S = f_{cjm} - 1,64S$$

où K : étant un coefficient fonction de la taille de l'échantillon.

n : nombre d'éprouvettes

S : écart type

La résistance caractéristique à la traction du béton à j jours se mesure généralement par flexion d'une éprouvette prismatique ($7 \times 7 \times 28$) cm^3 .

Elle est déduite de celle à la compression par la relation:

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06f_{cj}$$

2-1-2-DIAGRAMME CONTRAINTE-DEFORMATION

Pour le tracé du diagramme de comportement, il faut admettre les hypothèses suivantes:

- Les sections droites restent planes et conservent leurs dimensions au cours de la déformation.
- Le gradient des contraintes est sans influence sur la loi de déformation.
- Nous négligerons le fait que toutes les fibres ne se déforment pas à la même vitesse

L'allure du diagramme réel contraintes-déformations est celui de la figure I.1

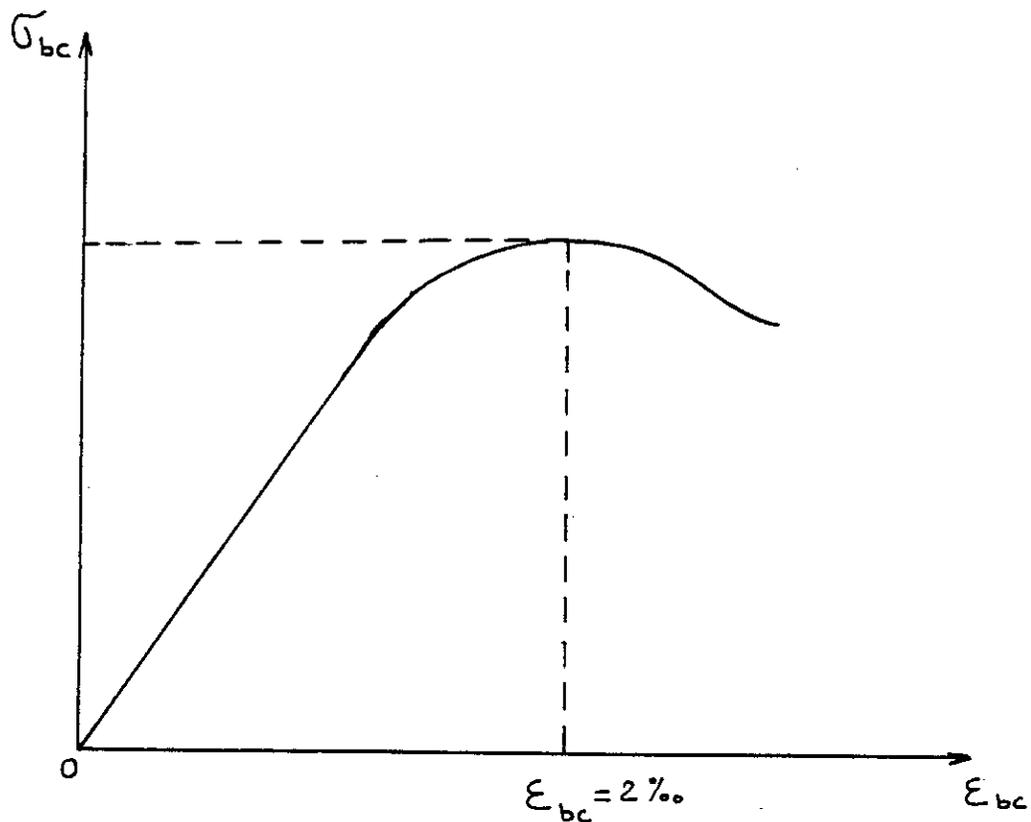


fig 1-1- diagramme contraintes-déformations (réel)

où σ_{bc} : résistance du béton à la compression

ϵ_{bc} : raccourcissement relatif du béton

Quelquesoit la qualité du béton le diagramme contraintes-déformations présente maximum de contraintes (σ_b) pour une valeur de déformation (ϵ_b) légèrement supérieure à 0,002 , au-delà de cette valeur, elle décroît légèrement pour arriver à la rupture à $\epsilon_b=0,0035$.(fig 1.2)

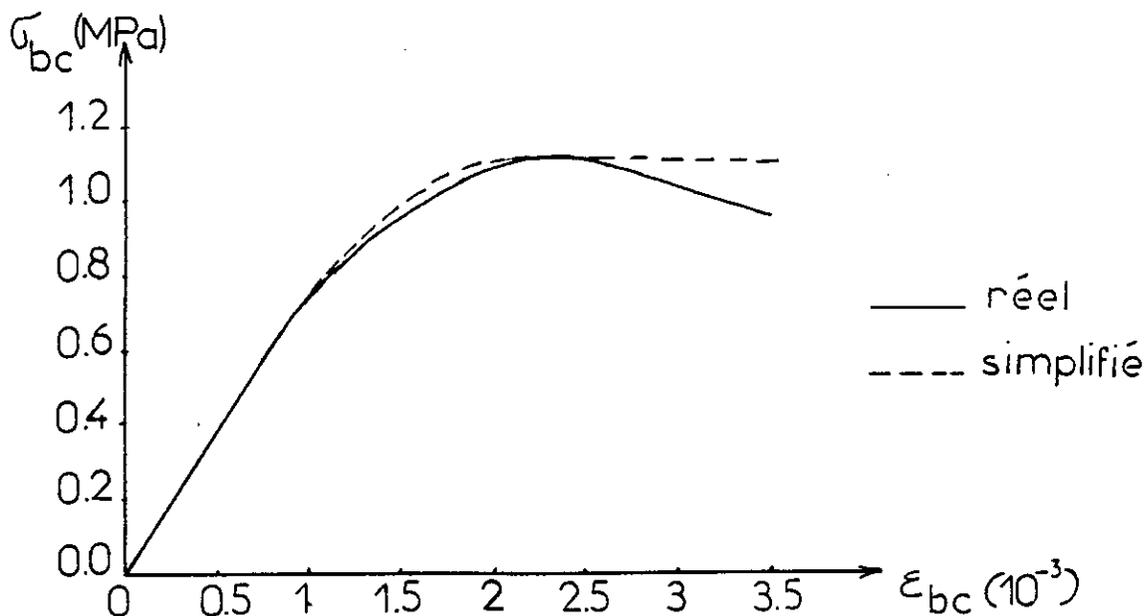


fig I-2: diagramme contraintes-déformations.

Il existe cependant une simplification de ce diagramme.

a/Diagramme parabole-rectangle.(fig I.3)

C'est un diagramme constitué par un arc de parabole de 2ème degré prolongé par un segment de droite. Ces deux parties sont exprimées par les fonctions suivantes:

* $0 \leq \epsilon_{bc} \leq 2\text{‰}$: $\sigma_{bc} = 0,85 f_{cj} \cdot (1 - ((2 \cdot 10^{-3} - \epsilon_{bc}) / (2 \cdot 10^{-3}))^2) / \gamma_b$

* $2\text{‰} \leq \epsilon_{bc} \leq 3,5\text{‰}$: $\sigma_{bc} = 0,85 f_{cj} / \gamma_b$

Le coefficient γ_b est un coefficient de sécurité qui tient compte de la dispersion de la résistance du béton ainsi que d'éventuels défauts.

$\gamma_b = 1,5$: situation durable ou transitoire

$\gamma_b = 1,15$: situation accidentelle

Le coefficient de minoration 0,85 de la résistance tient compte de l'influence défavorable:

- de la durée d'application de la charge
- des conditions de bétonnage

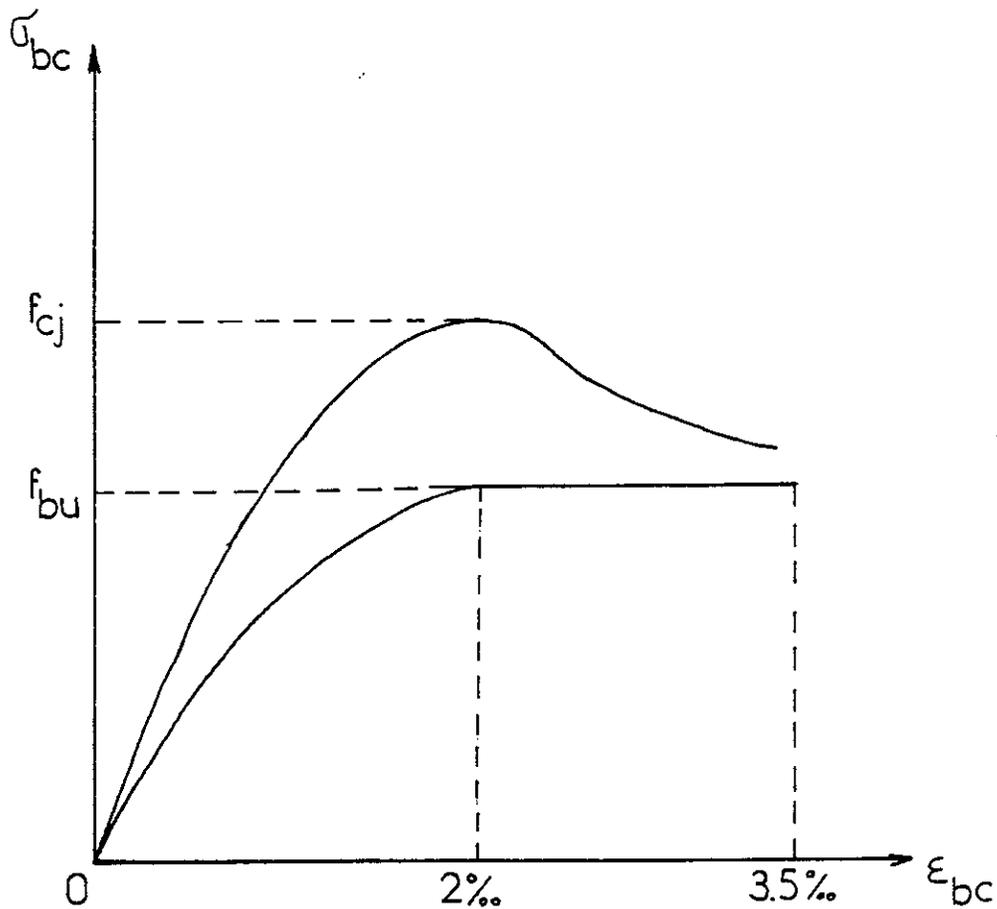


fig I-3:

b/Diagramme rectangulaire simplifié (fig I-4)

Lorsque la section considérée n'est pas entièrement comprimée il est préférable d'effectuer le calcul avec le diagramme rectangulaire simplifié définissant un comportement rigide plastique avec une contrainte de calcul:

$$f_{bu} = \alpha f_{cj} / \gamma_b$$

* $\alpha = 0,85$ pour les sections dont la largeur est croissante ou constante vers la fibre la plus comprimée.(0)

* $\alpha = 0,80$ pour les sections dont la largeur est décroissante vers la fibre la plus comprimée comme par exemple les sections circulaires ou rectangulaires soumises à la flexion déviée.(1)

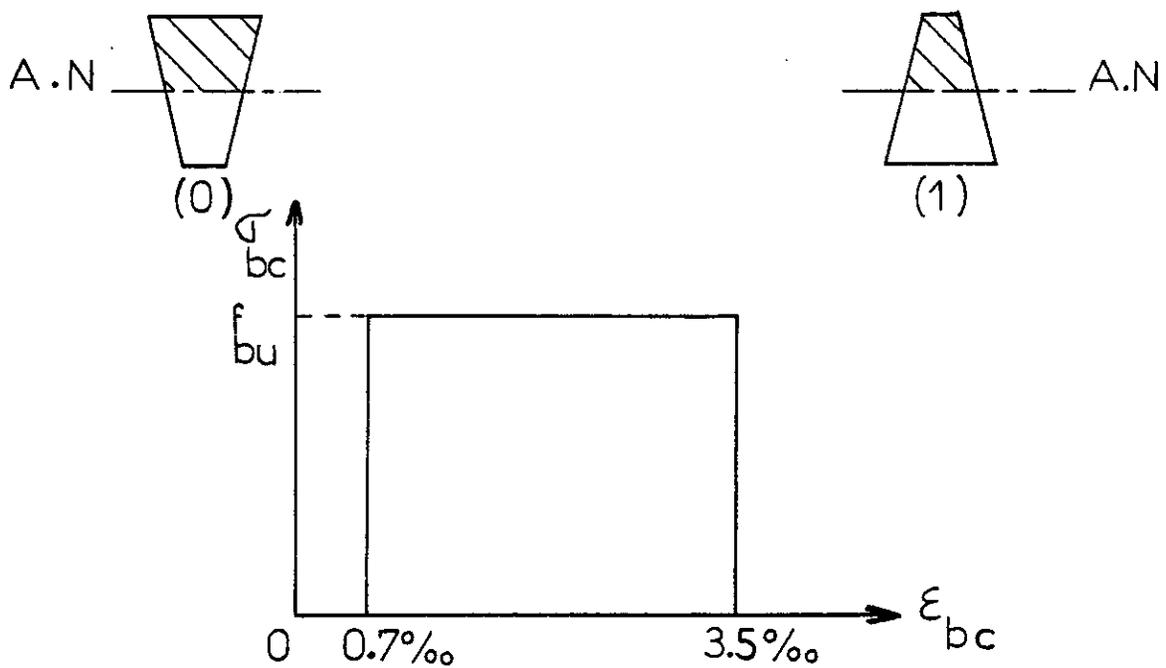


fig 1-4:

Si l'on compare les résultats obtenus par les deux diagrammes parabole - rectangle et rectangle, on constate que l'erreur commise est très faible, ce qui justifie l'utilisation du diagramme rectangle, dans le cas général et à l'exception de la section entièrement comprimée.

2-2-L'ACIER

2-2-1-CARACTERISTIQUES MECANQUES

Les différents aciers utilisés dans le béton armé se distinguent par leur forme, leur composition, leur mode d'élaboration ainsi que leurs propriétés mécaniques.

Parmi les caractéristiques mécaniques que peuvent présenter ces aciers seule la limite d'élasticité et la forme du diagramme contraintes-déformations (σ - ϵ) sont utiles quant à la justification du choix d'une section donnée.

Pour les aciers écrouis, la limite d'élasticité est définie comme étant la contrainte pour laquelle le retour élastique donne une déformation résiduelle de 2‰ .

On peut donc distinguer deux domaines pour le comportement de l'acier:

*le premier est élastique, et pour lequel le matériau revient à son état initial après déchargement.

*le deuxième est plastique, et pour lequel l'acier laisse une déformation résiduelle après déchargement.

*puis vient la rupture.

*puis vient la rupture.

2-2-2-DIAGRAMME CONTRAINTES-DEFORMATIONS

Les courbes typiques contraintes-déformations (fig 1-5) pour les barres d'acier utilisées en construction de béton armé sont obtenues à partir des barres d'acier soumises à une traction.

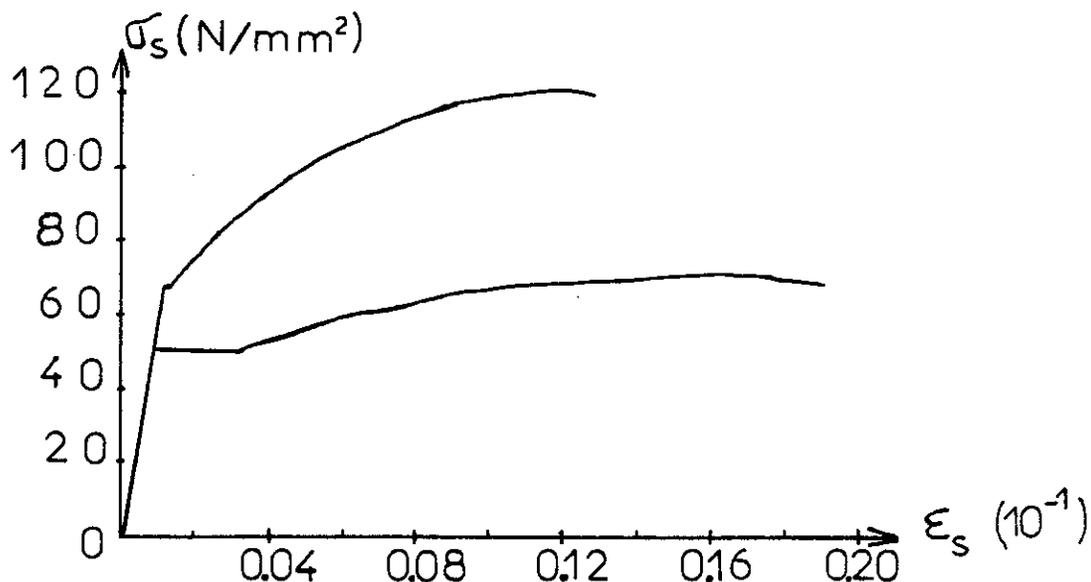


fig 1-5: courbes typiques contraintes déformations pour l'acier d'armatures.

Les courbes exhibent:une partie initiale linéaire et élastique,un plateau de plasticité (les déformations augmentent avec peu ou pas d'augmentation de contraintes), une zone d'écrouissage dans laquelle la contrainte augmente encore avec la déformation, et finalement une partie dans laquelle les contraintes diminuent jusqu'à ce que la rupture survienne. Le module d'élasticité de l'acier est donné par la pente de la partie linéaire élastique de la courbe. Sa valeur est généralement prise comme étant égale à $2.10^5 N/mm^2$.

Les aciers de haute résistance ont généralement un plateau de plasticité,et une élongation avant la rupture plus petits que ceux des aciers de basse résistance.

Généralement, la courbe contraintes-déformations de l'acier en traction et compression sont supposés être identiques.

Des tests ont montré que cette supposition est raisonnable pour les calculs de conception, il est nécessaire de modéliser la courbe contraintes-déformations. Généralement cette courbe est modélisée par deux lignes droites (fig 1-6-a) en ignorant l'augmentation de contraintes due à l'écroutissage. C'est ce type de modélisation qui est repris par les règlements BAEL 83.

Une idéalisation plus précise de la courbe contraintes-déformations est représentée sur la figure (fig 1-6-b)

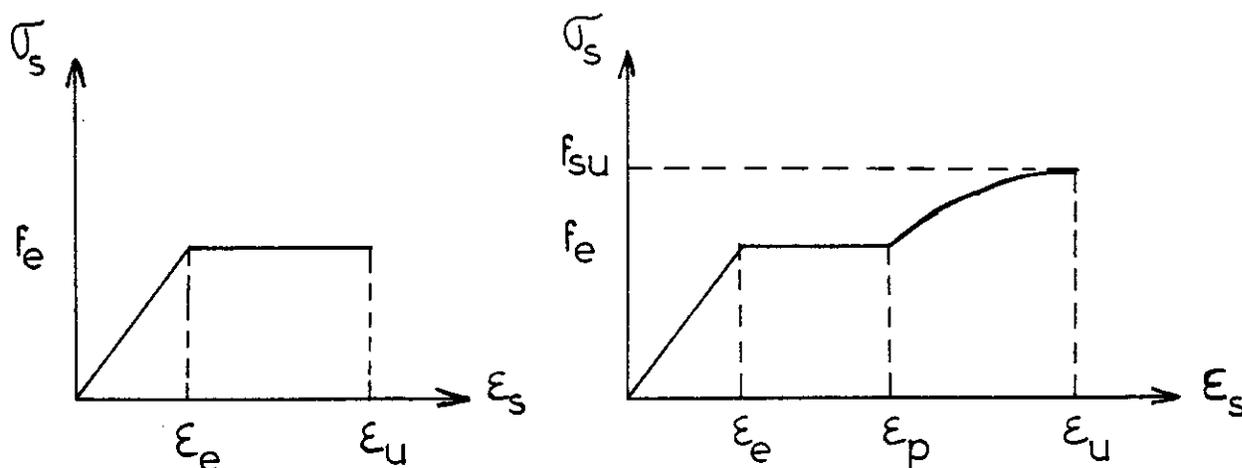


fig 1-6: courbe contraintes-déformations des aciers.

2-3-LE BETON ARME

Vu que le béton armé est un matériau hétérogène, cela signifie que pour calculer sa résistance, il faut tenir compte à la fois de la résistance du béton ainsi que celle de l'acier afin de faire une combinaison des deux. Pour l'étude du comportement de ce matériau nous allons récapituler les différentes étapes du comportement d'une poutre en béton armé de section constante reposant sur deux appuis simples et soumise à une charge concentrée P croissante .

Première étape

Pour les petites valeurs de P , n'entraînant pas la fissuration du béton tendu, les différentes sections se comportent élastiquement, la rigidité en flexion est donnée par la relation:

$$B = E_b \cdot I$$

où E_b est le module d'élasticité du béton et I le moment d'inertie de la section totale homogénéisée.

Dans cette première étape les déformations répondent sensiblement aux lois de la résistance des matériaux.

Deuxième étape

Lorsque les valeurs de P entraînent la fissuration du béton dans les sections les plus sollicitées, on peut encore considérer que la poutre se comporte élastiquement mais il est difficile d'attribuer une valeur au facteur de rigidité B .

D'une part, le module E_b varie avec le temps (il y a lieu par conséquent de distinguer, dans P , la partie de charge permanente et la partie représentant la surcharge).

Quant au moment d'inertie, obtenu en homogénéisant la section (c'est à dire en négligeant le béton tendu, mais en tenant compte de la section d'armatures tendues) il est très approximatif, car:

a/Le long de la poutre, toutes les sections ne sont pas fissurées (vers les appuis, en particulier, où le moment fléchissant tend vers zéro)

b/Dans les parties fissurées, le béton compris entre deux fissures successives n'est pas pris en compte, et, la profondeur des fissures varie d'une section à l'autre.

c/Le coefficient d'équivalence acier-béton $n = E_a / E_b$ est considéré le plus souvent avec une valeur unique alors que sa valeur varie avec E_b (n vaut de 15 à 18 pour toutes les actions permanentes et de 5 à 6 pour toutes les actions instantanées)

d/L'armature n'a pas la même section tout le long de la poutre.

e/La table de compression, mobilisée dans une poutre en T, n'a pas la même largeur dans toutes les sections. Ce fait est encore plus évident dans une poutre continue de plancher, car toute la table peut parfaitement être prise en compte au droit du moment positif maximum, alors que sur appuis au droit du moment

négligé, où le parement inférieur de la retombée est comprimée, la section effective est simplement rectangulaire puisque le hourdis formant la table de compression en travée se situe dans la zone tendue.

La remarque c/ montre l'erreur qui peut être faite dans la justification de la contrainte de compression d'une section fortement armée où le coefficient d'équivalence n est pris avec une valeur unique pour toutes sortes d'actions .

Les remarques a/b/c/d/e/ montrent qu'une poutre en béton armé, de section constante, n'a pas une inertie constante sur toute la longueur et si l'on ajoute la variation de E_b dans le temps, on s'aperçoit qu'il serait illusoire de déterminer la courbure de la poutre en écrivant:

$$1/r = M/EI$$

Dans cette deuxième étape, la rigidité EI chute considérablement au fur et à mesure de l'apparition des fissures, ou au droit d'une reprise de bétonnage.

Le diagramme moment-courbure de ces deux premières étapes peut être établi, pour des actions instantanées, sous la forme suivante (fig I-7):

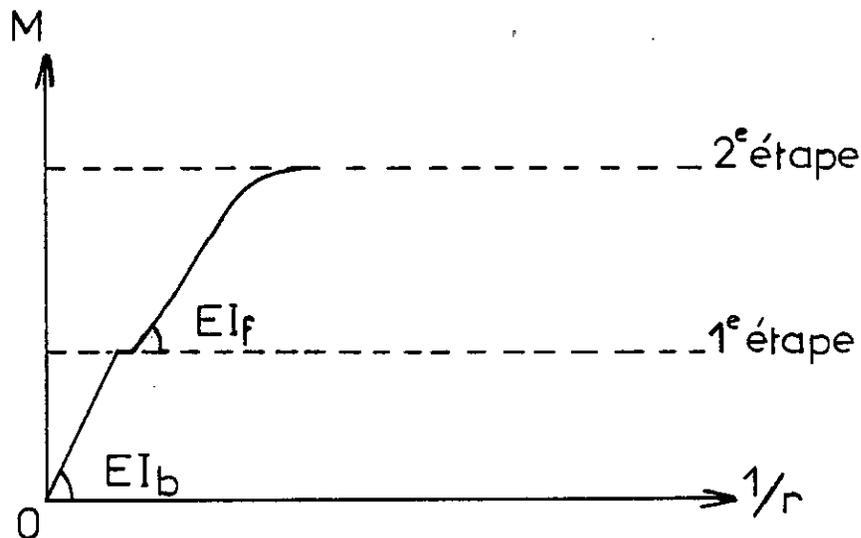


fig I-7: diagramme moment-courbure

Dans la deuxième étape, on pourra considérer deux phases principales déduites de la loi contraintes-déformations instantanée du béton qui, sous une forme simplifiée, est généralement représentée par le diagramme ci-dessous (fig I-8):

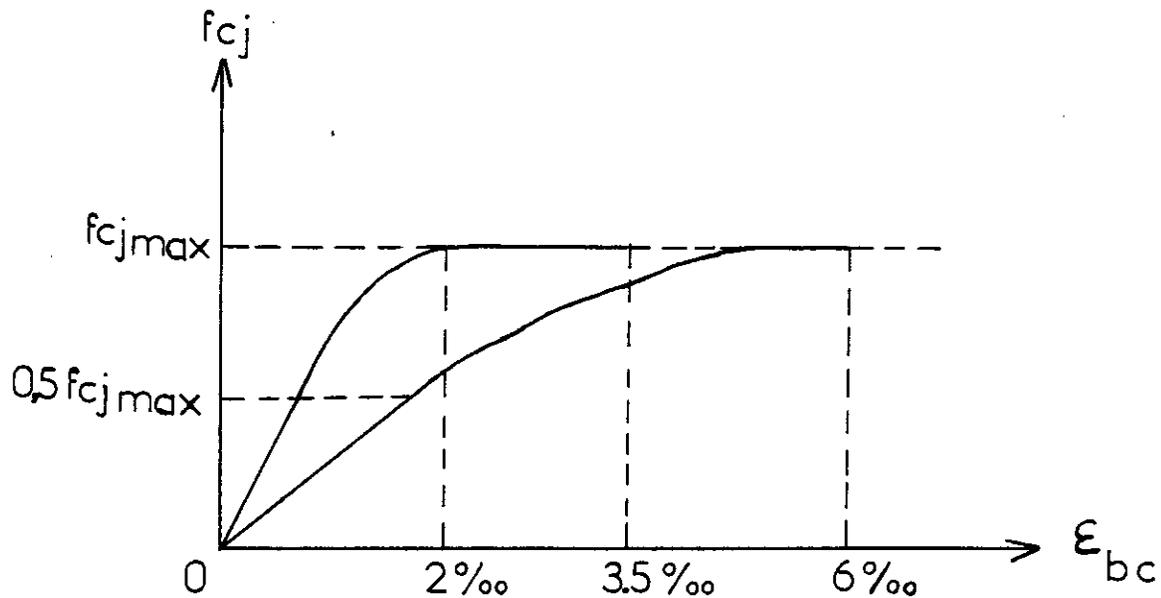


fig 1-8

-La première phase correspond à une contrainte du béton voisine de $0,5f_{cj}$ pour laquelle la valeur du module E_i peut aisément être déterminé sous la forme:

où $E_i = 55700 f_{cj}^{0.33}$ (bars)

$E_i = 12000 f_{cj}^{0.33}$ (Mpa) (BAEL)

Au cours de cette phase, on observe uniquement la variation de l indiquée plus haut.

-La deuxième phase correspond à une contrainte du béton supérieure à $0,5f_{cj}$, au cours de cette phase, il y a non seulement une difficulté dans la détermination de l , mais également dans la détermination de E qui varie considérablement puisque le diagramme contraintes-déformations correspond à une ligne sensiblement parabolique.

On pourra admettre que la fin de la deuxième étape correspond à un raccourcissement du béton de $2‰$, c'est à dire, lorsque le béton est sollicité à sa valeur maximale f_{cj} .

Troisième étape

Si la valeur de P augmente encore, le béton comprimé de la section la plus sollicitée se plastifie, la contrainte f_{cj} n'augmente pas mais le raccourcissement du béton

continue à augmenter jusqu'à atteindre une valeur limite (prise généralement égale à 3,5‰ sous action instantanée). C'est à la troisième étape, où f_{cj} ne varie plus, que la section considérée équilibre encore le moment de flexion M_f , mais la plastification du béton est telle que les déformations deviennent très importantes.

La section a atteint son moment de rupture M_r et on dira qu'il y a formation d'une rotule plastique.

RAPPEL

Définition de la rotule plastique

-Lorsque les charges appliquées à une partie augmentent, le moment de flexion dans la section critique augmente progressivement pour atteindre sa valeur maximale appelée: moment plastique (M_p)

-La section critique, c'est la première section où il se forme une rotule plastique, c'est à dire que les sections voisines de part et d'autre de cette section peuvent tourner l'une par rapport à l'autre bien que la valeur du moment reste inchangée (M_p).

Cette articulation correspond à la rotule plastique; une fois la rotule formée, sa déformation ne peut être infinie sauf si on la remplace par une rotule réelle (c'est à dire qu'il y a possibilité de déformation d'une partie de la structure). Au déchargement, la poutre présente une courbure permanente, la section considérée est une section fragile vis à vis des chargements répétés et surtout alternés.

Au delà du chargement créant la rotule plastique avec raccourcissement maximal du béton, la poutre se rompt.

Les trois étapes peuvent ainsi être représentées sur un diagramme moment-courbure trinéaire suivant: (fig I-9)

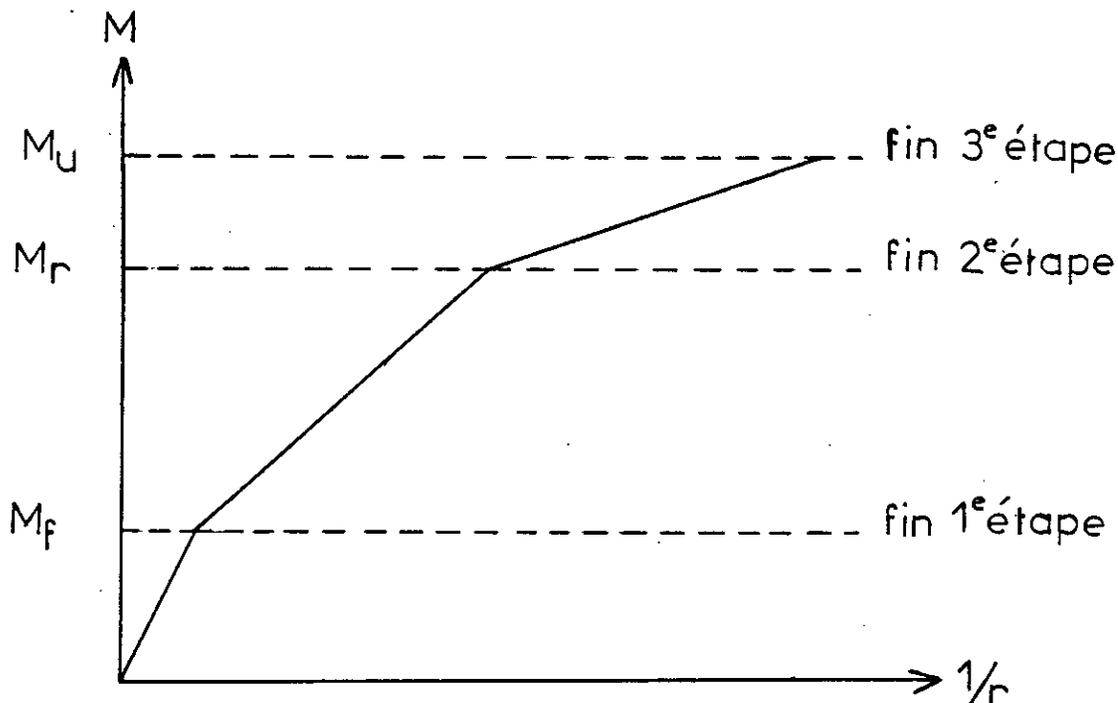


fig I-9:

Il est à noter que plusieurs auteurs ont essayé de représenter des diagrammes simplifiés de comportement du béton armé, malgré la grande difficulté que ceci entraîne. En voici quelques exemples:

1/ Diagramme trilineaire: introduit par Lévi en 1954 et développé par Macchi.
(fig I-10)

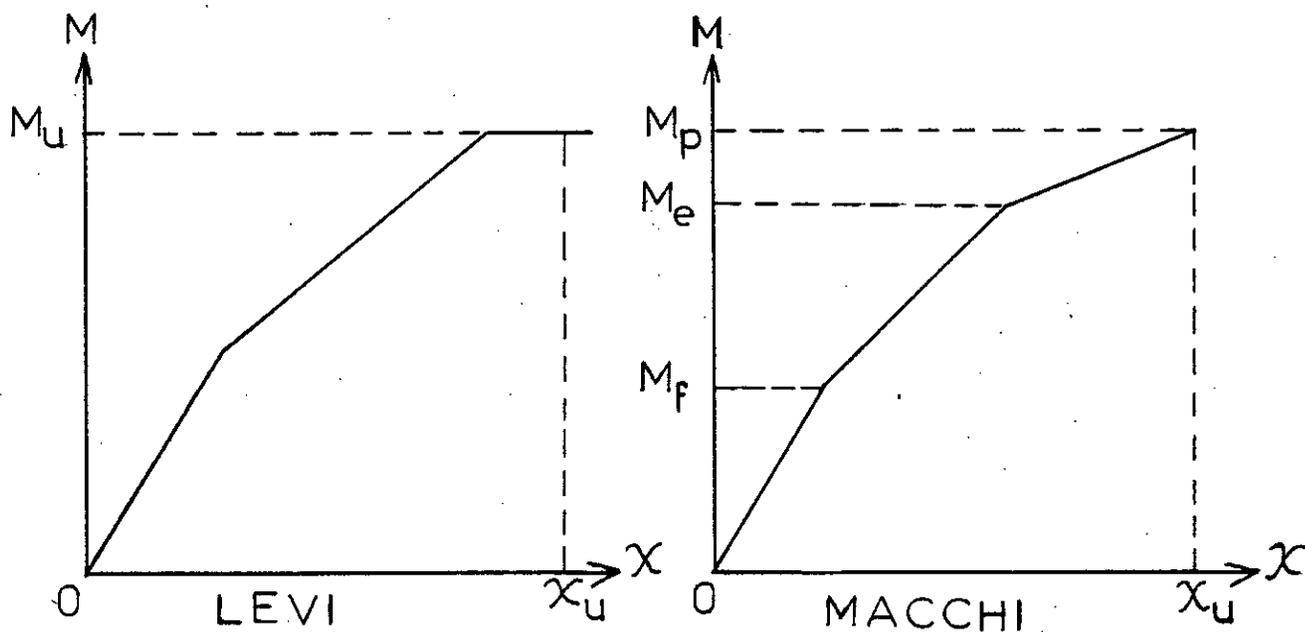


fig I-10:

2/ Diagramme bilinéaire: introduit par Johnson et Sawyer en 1958 et a été développé par Baker. (fig I-11)

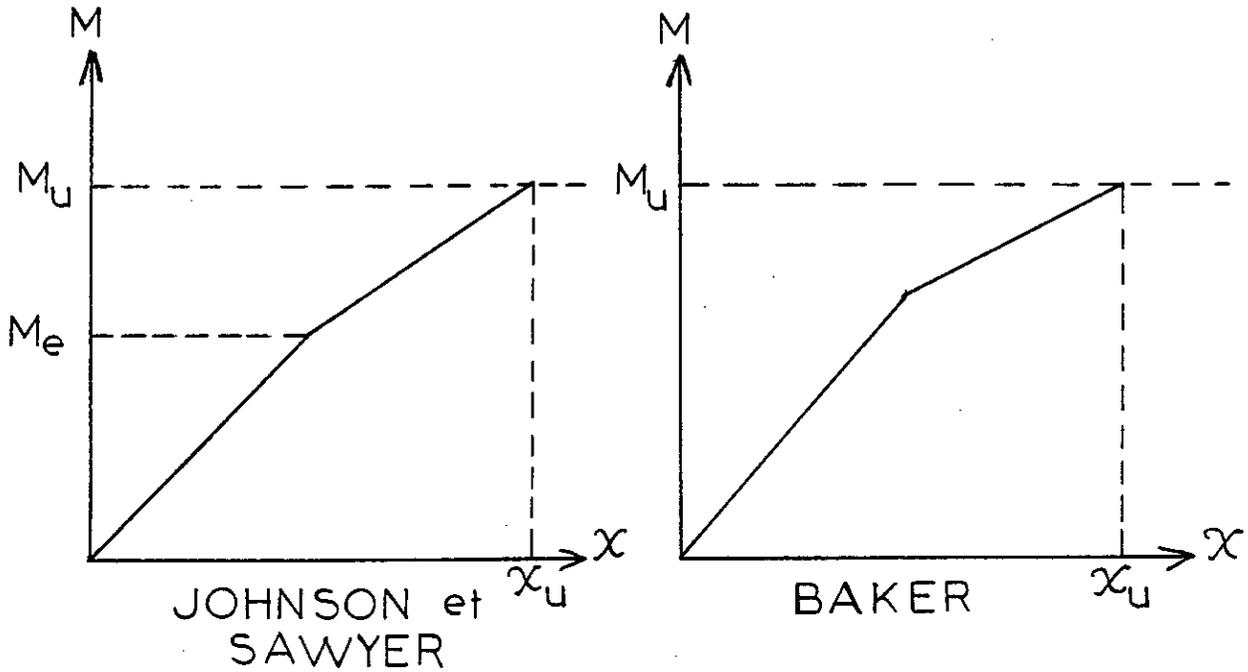


fig I-11:

3/ On peut aussi avoir une simplification dans le cas du modèle rigide plastique et/ou la loi continue introduite par Kuczynski. (fig I-12 et I-13)

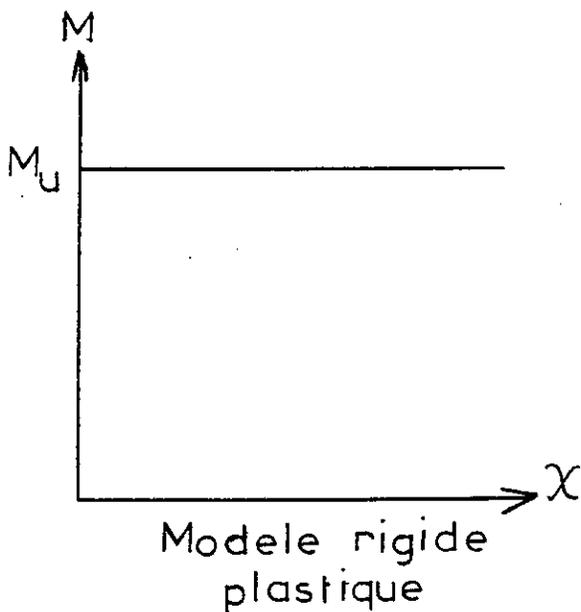


fig I-12:

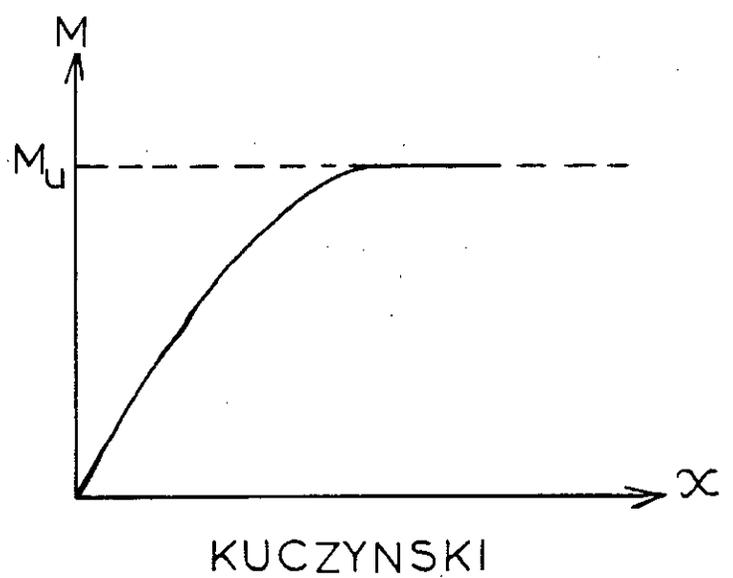


fig I-13:

Alors que la loi réelle est:

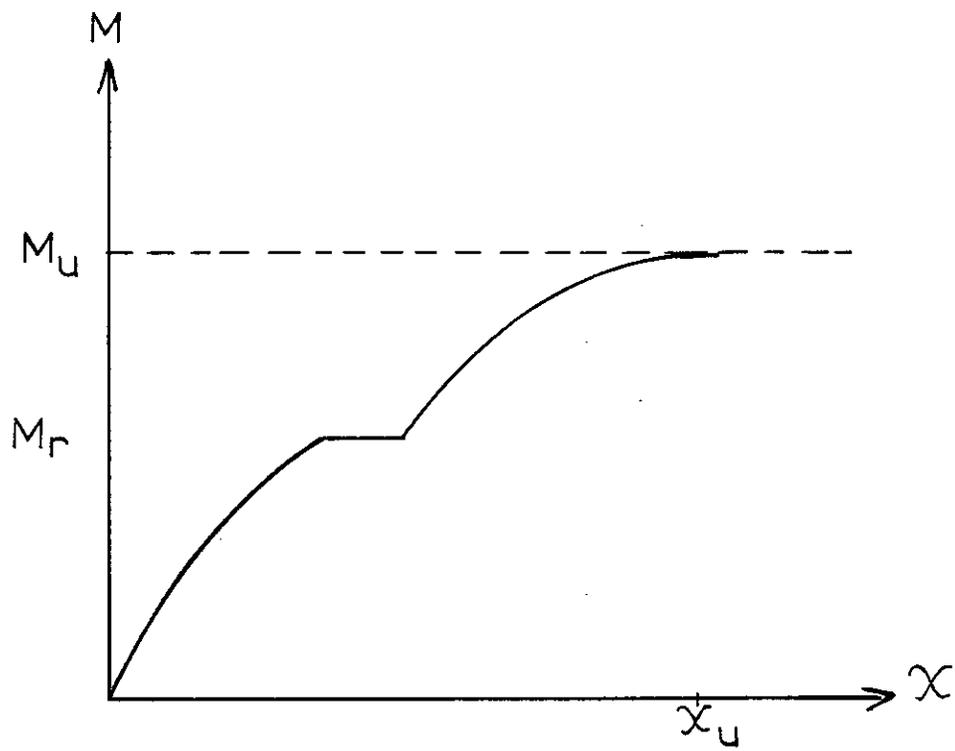


fig I-14:

CHAPITRE II

COMPORTEMENT SOUS EFFORT TRANCHANT

(état fissuré - état non fissuré)

CHAPITRE II- COMPORTEMENT SOUS EFFORT TRANCHANT **ETAT FISSURE-NON FISSURE.**

II-1-INTRODUCTION

Le béton armé est un matériau mixte dont la résistance dépend du comportement respectif du béton et de l'acier, ainsi que de l'association acier-béton.

Il est à noter qu'un élément en béton armé, passe par deux phases différentes de comportement sous une charge.

Ce passage de la première phase, sans fissuration, à la seconde phase de fissuration, est lié à des variations et des déplacements de l'état interne des contraintes, donc à un changement profond du comportement de cet élément.

Dans le cas du cisaillement, le problème est encore plus compliqué, car les états limites de déformation, de fissuration et de rupture dépendent de nombreux facteurs liés entre eux tels que le type et la quantité d'armatures longitudinales et transversales, la forme de la section transversale de l'élément, l'adhérence entre le béton et l'acier, la résistance du béton et celle de l'acier...

La diversité des facteurs en jeu et leur corrélation difficile à définir rendent impossible une solution théorique du problème.

II-2-ETAT NON FISSURE DU BETON

Au début du chargement, le béton conserve son intégrité. L'équilibre interne est alors caractérisé par un état biaxial de contrainte, dont les trajectoires des contraintes principales σ_1 et σ_{II} sont voisines de celles définies pour un matériau homogène (fig II-1)

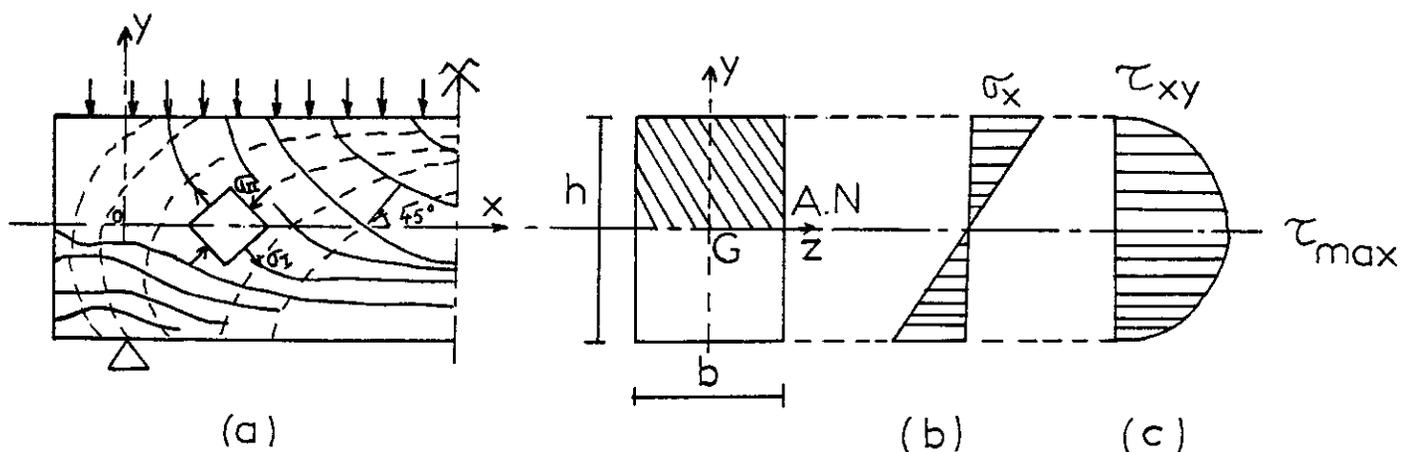


fig II-1: état de contrainte dans une poutre rectangulaire ,
en matériau homogène, chargée uniformément:

- a-trajectoires des contraintes principales ($\sigma_I > \sigma_{II}$)
- b-c-diagramme des contraintes normales σ_x et tangen-
telles τ_{xy}

****REMARQUE****

-Les contraintes principales de traction à l'arête inférieure nécessitent de disposer des armatures longitudinales .

-De même, il apparaît des contraintes de traction obliques qui sont inclinées de 45° , au niveau de l'axe neutre et qui doivent être reprises par une armature adéquate (dite armature d'effort tranchant)

En résumé, dans l'état non fissuré, ce sont les contraintes principales σ_I et σ_{II} qui agissent réellement dans le béton .

Elles doivent donc être prises en compte pour la vérification de l'état de sollicitations avant fissuration.

En ce qui concerne le dimensionnement à l'effort tranchant, en particulier la détermination des étriers, il faut faire ce calcul à la rupture.

Il est néanmoins apparu utile de rappeler le calcul des contraintes dans une zone non fissurée pour le cas où l'on voudrait s'assurer que le risque de fissuration dans l'âme est faible (les contraintes principales de traction dans le béton restent inférieure à la résistance à la traction du béton)

Dans une section homogène, la contrainte tangentielle due à l'effort tranchant est distribuée selon la loi:

$$\tau_{xy} = \tau_{yx} = V(x) \cdot S(y) / b(y) \cdot I_x$$

où

$V(x)$: effort tranchant à l'abscisse x .

$S(y)$: moment statique de la section située au-dessus de l'ordonnée y par rapport à l'axe (Gz).

$b(y)$: largeur de la section à l'ordonnée y .

I_x : inertie de la section par rapport à l'axe (Gz) à l'abscisse (x)

Les contraintes principales σ_I et σ_{II} peuvent être déterminées à partir des composantes σ_x , σ_y et τ_{xy} du tenseur des contraintes à l'aide des relations usuelles:

$$\sigma_I = -(\sigma_x + \sigma_y) / 2 + \left(\left((\sigma_x + \sigma_y) / 2 \right)^2 + \tau_{xy}^2 \right)^{0.5}$$

$$\sigma_{II} = -(\sigma_x + \sigma_y) / 2 - \left(\left((\sigma_x + \sigma_y) / 2 \right)^2 + \tau_{xy}^2 \right)^{0.5}$$

$$\text{avec } \tan \phi = \left((\sigma_x - \sigma_y) / 2 \tau_{xy} \right)^{-1}$$

II-3-ETAT FISSURE

Lorsque les contraintes principales de traction σ_I atteignent la résistance à la traction du béton, il se forme des fissures qui, en poursuivant le chargement, suivent plus ou moins, selon la poutre, le tracé des trajectoires de compression.

Dans le nouvel état fissuré, l'équilibre interne est modifié et évolue en fonction des fissurations que l'on étudiera plus loin.

3-1-POUTRE SANS ARMATURES D'AMES

Selon MÖrsch, la méthode classique substitue, à la détermination des valeurs maximales des contraintes principales σ_I et σ_{II} , le calcul de la contrainte maximale de cisaillement τ_0 , au niveau de l'axe neutre (AN).

Dans cette évaluation, l'influence des contraintes transversales σ_y et des contraintes de traction σ_x dans la zone tendue du béton est négligée (fig 2-2)

La formule simplifiée s'écrit alors de la façon suivante:

$$\sigma_I = -\sigma_{II} = \tau_0 = V / b_0 \cdot z$$

où b_0 : largeur de la section au niveau de l'axe neutre.

$z = I / S$: bras de levier du couple de forces.

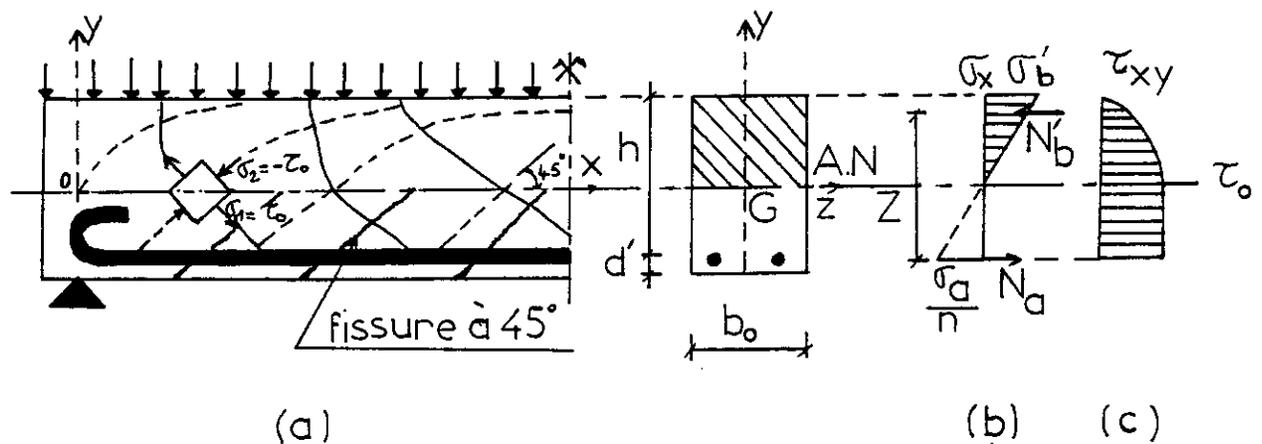


fig II-2: état de contrainte dans une poutre rectangulaire en béton armé, après fissuration, selon la méthode classique.

- a- idéalisation des trajectoires des contraintes principales .
- b-c- diagramme des contraintes normales σ_x et tangentes τ_{xy}

En général:

$$\tau_{xy} = (V_x \cdot S_y) / (z \cdot S \cdot b_y)$$

Comme on néglige le béton tendu au-dessous de l'axe neutre on a: $S_y = S$ quelquesoit y .

S : moment statique du béton comprimé par rapport à l'axe neutre.

Donc s'il n'y a pas d'armatures d'effort tranchant, le comportement structural de la poutre change avec la progression des fissures et s'approche de celui d'un arc à tirant, ce dernier étant constitué par l'armature longitudinale .(fig II-3)

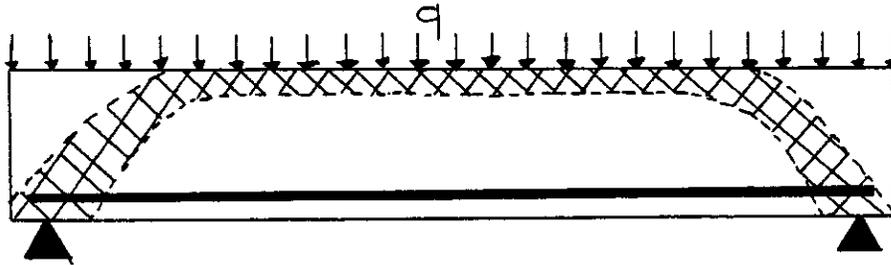


fig II-3:

3-2-POUTRE AVEC ARMATURES D'AMES

L'apparition des fissures dans le béton, correspond au caractère fragile du matériau et nécessite la présence d'armatures destinées à reprendre les efforts libérés par le béton tendu.

Afin de rester proche des conditions de l'état non fissuré, les armatures devraient être choisies de telle sorte qu'elles suivent au plus près les "trajectoires" de traction suivant une répartition suffisamment dense. Ceci ne peut être réalisé qu'imparfaitement. Ainsi, les efforts de compression se trouvent légèrement modifiés. En outre, le tracé polygonal de ces armatures provoque, aux points anguleux, des poussées sur le béton accompagnées de tensions transversales pouvant provoquer un fendage longitudinal de la poutre.

Dans la pratique, d'autres dispositions d'armatures sont envisagées, telles que les étriers verticaux, qui conduisent sans diminuer les qualités de l'élément, à une importante modification de l'équilibre interne, où, schématiquement, les compressions obliques transitent par le béton et les tractions par l'acier.

En ce qui concerne les diagrammes des contraintes normales et tangentielles, on suppose les mêmes diagrammes, alors qu'en réalité il existe un décalage dû à la présence d'armatures transversales.

II-4-LE PHENOMENE DE FISSURATION

La fissurabilité est l'un des défauts majeurs du béton, surtout lorsque ces fissures se forment de façon sauvage, c'est à dire dans des zones inattendues donc non équipées pour y résister.

La fissuration des bétons est à combattre pour trois raisons principales:

- parce qu'elle peut compromettre la sécurité
- parce qu'elle coûte cher à la collectivité
- parce qu'elle est inesthétique.

Sans doute le béton armé est-il nécessairement fissuré, car l'acier des armatures incorporées dans ce béton ne commence vraiment à travailler qu'à une déformation bien supérieure à celle à laquelle le béton peut lui même résister à la traction.

Les causes de cette fissuration anarchique sont multiples, mais très mal connues; généralement les ingénieurs et les entrepreneurs incriminent la qualité du ciment .

Mais ces fissures peuvent être dûes aussi à une mauvaise conception de l'ouvrage, et plus fréquemment encore à une mauvaise exécution.

4-1-APPARITION ET PROPAGATION DES FISSURES AU SEIN DU BETON

Nous allons exposer brièvement le schéma logique d'apparition et de développement des fissures au sein du béton:

a/ La structure du matériau se forme progressivement et évolue avec le temps. Ses propriétés mécaniques (déformabilité, résistance) se modifient ; des défauts qui pourraient constituer l'amorce d'éventuelles fissures apparaissent ; des contraintes internes se développent pouvant engendrer une fissuration

b/ Les actions extérieures (chimiques ou mécaniques) provoquent des changements plus ou moins rapides, plus ou moins sensibles, mais toujours partiellement irréversibles de cette structure. Parmi les diverses irréversibilités possibles, il y a les microfissures.

c/ Ces microfissures peuvent s'étendre et, en se rejoignant, former des fissures.

d/ Ces fissures constituent des voies de pénétration d'éventuels agents agressifs vis à vis du béton ou des armatures actives ou passives noyées dans ce dernier. Les altérations qui en résultent peuvent alors engendrer à leur tour de nouvelles altérations de la structure, donc de ses propriétés mécaniques et amener ainsi la création de nouvelles microfissures et fissures.

e/ Dans certains cas, la propagation des fissures peut être stable, c'est à dire limitée, dans d'autres cas, elle peut être instable et la fissure se propage alors jusqu'aux limites de la pièce dont elle peut amener la ruine.

4-2-MODES DE RUPTURE DES POUTRES EN BETON ARME

Les modes de rupture des poutres sont diverses:

4-2-1-POUTRES SANS ARMATURES D'AME

En fonction du mode de rupture dans la zone de cisaillement des poutres, il peut être observé quatre types de rupture:

a/ Rupture par cisaillement-flexion

Ce type de rupture se caractérise par la disposition des fissures représentée sur la figure (II-4-a)

Il peut apparaître quand la poutre est relativement ramassée et qu'elle n'est pas suffisamment armée à la flexion sur toute sa longueur. Dans le cas où, par exemple, on a réduit l'armature en fonction du diagramme des moments, la limite d'écoulement de l'acier de l'armature principale est atteinte en dehors du centre de la poutre, dans la zone de l'action simultanée de l'effort tranchant et du moment fléchissant.

Ceci conduit à un cheminement excessif de la fissure oblique et finalement à la rupture du béton dans la section au-dessus de cette fissure.

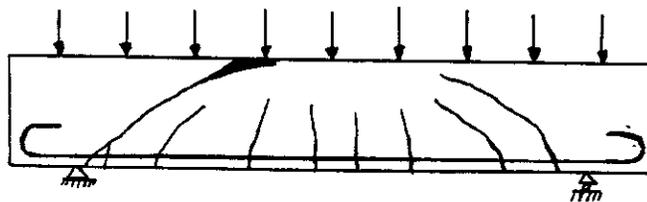


fig II-4-a: fissuration lors de la rupture par cisaillement- flexion.

b/ Rupture par cisaillement-compression

Cette sorte de rupture peut intervenir dans les poutres dont l'armature principale est relativement importante. La cause de la rupture est la destruction du béton par séparation et glissement dans la zone de compression au-dessus de l'extrémité de la fissure oblique. A cet endroit, une espèce d'articulation se forme, autour de laquelle a lieu une rotation des deux parties de la poutre séparées par la fissure oblique (fig II-4-b)

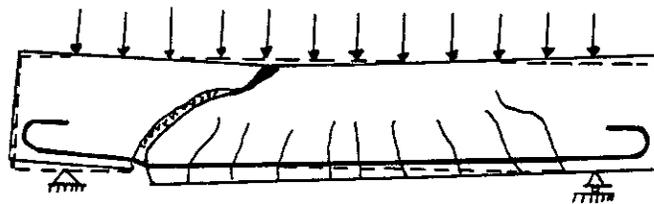


fig II-4-b: fissuration lors de la rupture par cisaillement-compression.

c/ Rupture par cisaillement-glisement

Dans ce cas, après l'apparition des premières fissures obliques, l'ouverture d'une de celles-ci augmente avec la charge et de nombreuses petites fissures inclinées s'ouvrent au niveau de l'armature principale (fig II-4-c-1), l'adhérence de l'acier au béton disparaît graduellement.

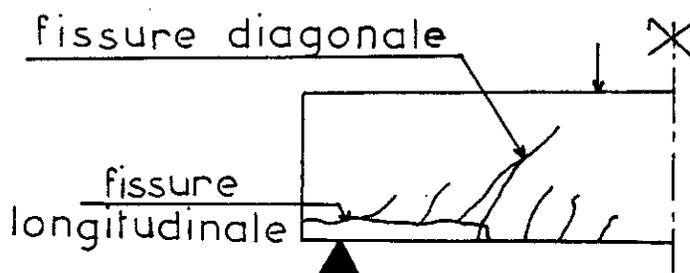


fig II-4-c-1: mode de fissuration.

La fissuration diagonale engendre une déformation des aciers tendus qui produit une rotation des deux parties de la poutre autour du sommet de la fissure (figure (II-4-c-2)). L'effort appliqué aux armatures provoque la formation d'une fissure longitudinale génératrice de la disparition graduelle de l'adhérence de l'acier au béton.

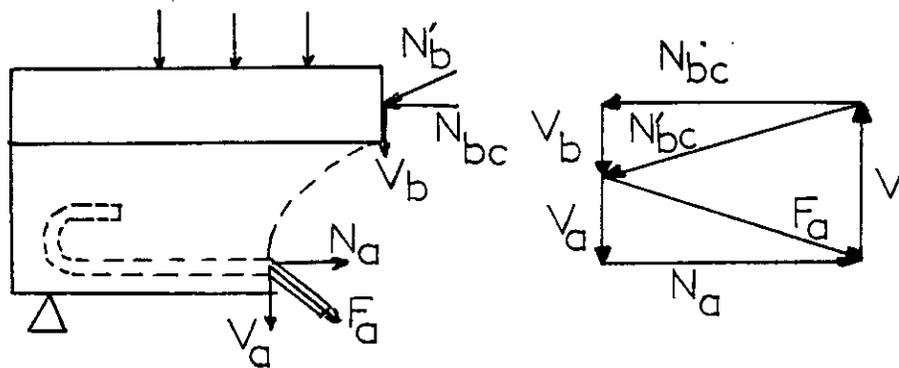


fig II-4-c-2: diagramme des efforts sur la section diagonale.

Finalement, l'épuisement de la capacité portante de l'élément est causée par le glissement des armatures principales dans l'ancrage au-dessus de l'appui. Dans ce cas, les crochets des barres lisses provoquent des éclatements visibles sur les faces frontales de la poutre si l'armature locale transversale n'est pas convenablement prévue (fig II-4-c-3).

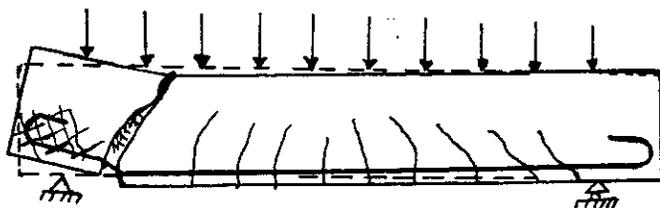


fig II-4-c-3: fissuration lors de la rupture par cisaillement-glissement.

d/ Rupture par fendage

Ce type de rupture, dans les poutres minces, ne peut intervenir que dans le cas d'un effort transversal très important appliqué près des appuis (fig II-4-d)

Les charges de rupture sont alors très élevées.

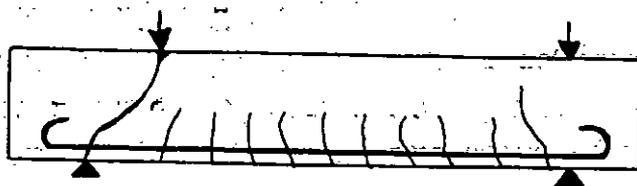


fig II-4-d: fissuration d'une poutre mince
lors de la rupture par fendage.

4-2-2-POUTRES AVEC ARMATURES D'AMES

Selon la localisation de la rupture, il est possible de distinguer les types suivants (figII-5)

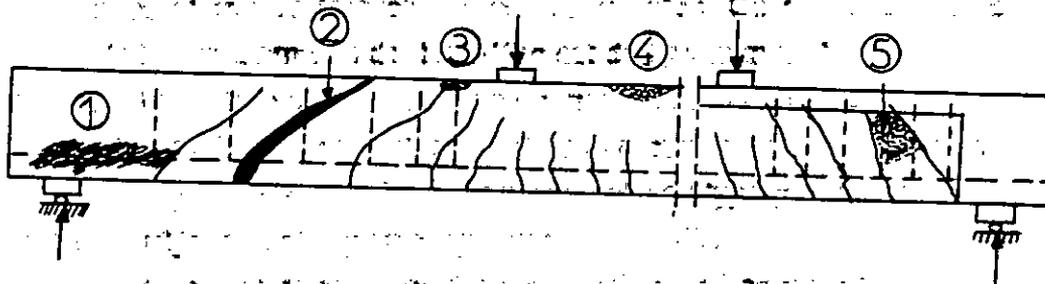


fig II-5: représentation schématique des divers types
de rupture d'une poutre en béton armé:

CHAPITRE III

DETERMINATION
DES
CONTRAINTES
DANS
L'ETAT FISSURE

(méthodes de calcul)

CHAPITRE III - DETERMINATION DES CONTRAINTES DANS L' ETAT FISSURE- METHODES DE CALCUL

III-1-INTRODUCTION

Dans la réalité, il n'existe pas de méthode exacte quant à la détermination du champ de contraintes dans l'état fissuré des poutres en béton armé soumises à l'effort tranchant, et donc plusieurs solutions approchées ont été proposées qui peuvent être classées en quatre catégories:

- a/ Les méthodes analogiques .
- b/ Les méthodes des sections inclinées.
- c/ Les méthodes empiriques.
- d/ Les méthodes de calcul numérique.

Ces méthodes sont basées sur les concepts:

- * des conditions d'équilibre interne
- * des conditions de compatibilité ou d'énergie minimale de déformation
- * de l'état de contraintes entraînant la rupture

a/ Les méthodes analogiques.

On assimile le comportement de la poutre à l'état fissuré à celui d'une poutre à treillis (parties tendues et parties comprimées): exemple : Ritter-Mörsch, KÜpfer, Kani avec une structure en forme de peigne...

b/ Les méthodes des sections inclinées.

Pour lesquelles la sécurité vis à vis d'une rupture par effort tranchant est évaluée, en considérant les valeurs limites des efforts internes résistant aux sollicitations extérieures.

Dans cette évaluation, l'inclinaison des sections inclinées peut être variable (Borichanski) ou à 45° (Walther).

c/ Les méthodes empiriques.

Où certains chercheurs, pour la plupart américains, se sont efforcés de concentrer dans des formules empiriques de dimensionnement adaptées aux besoins de la pratique, l'expérience acquise au cours de nombreux essais (Chambaud).

d/ Les méthodes de calcul numérique.

Qui regroupent les initiatives d'analyse de l'ensemble d'une poutre fissurée à l'aide du calcul par éléments finis en considérant des critères de rupture sous sollicitations bi-axiales.

Notons que les deux premières catégories font appel à la notion d'état limite ultime, alors que la troisième repose sur le calcul à la rupture et la dernière sur des modèles de comportement, pas à pas, jusqu'à la ruine.

III-2- LES METHODES ANALOGIQUES.

2-1- METHODE DE RITTER-MÔRSCH

2-1-1 - ANALOGIE DU TREILLIS CLASSIQUE DE RITTER-MÔRSCH.

Si l'on s'approche de la charge ultime, la fissuration bien prononcée dans l'âme ne permet plus un calcul sur la base des contraintes principales, et il faut chercher un modèle qui représente mieux le flux des forces intérieures.

Dans une poutre sur appuis simples chargée en son milieu. par exemple, la fissuration a l'allure suivante: (fig III-1)

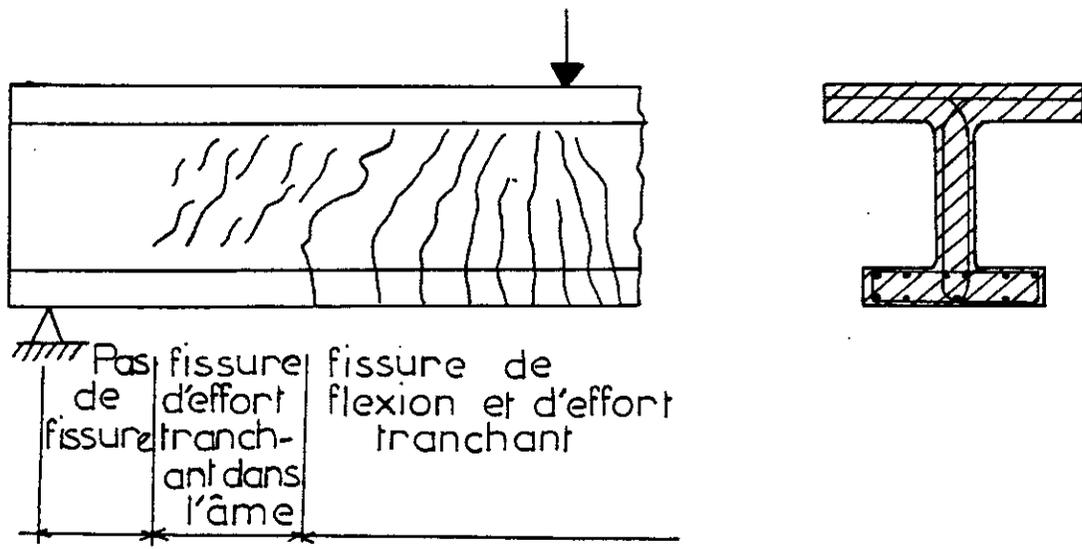


fig III-1

On peut distinguer, dans les régions fissurées, les éléments suivants:

- la zone supérieure comprimée du béton (comprenant le cas échéant une armature comprimée)
- des bielles obliques de béton (découpées par des fissures inclinées)
- l'armature inférieure tendue (résistance à la traction du béton négligée)
- l'armature transversale d'effort tranchant (barres verticales ou inclinées)

Ces éléments correspondent respectivement à la membrure supérieure, aux diagonales, à la membrure inférieure et aux montants d'une poutre treillis.

Cette analogie a été mise en évidence par Ritter et Morsch pour élaborer un modèle de calcul caractérisé par des membrures parallèles et des bielles comprimées inclinées à 45° . (fig III-2)

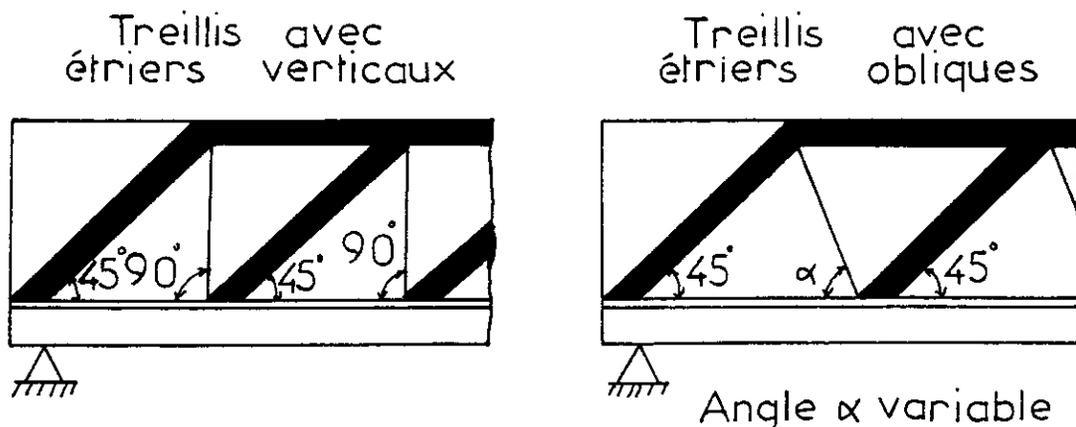


fig III-2

En réalité, ces treillis n'ont pas cette forme élémentaire : étant donné que les étriers sont nettement moins espacés, on rencontre plutôt des treillis multiples ou plusieurs treillis simples se superposent : (fig III-3)

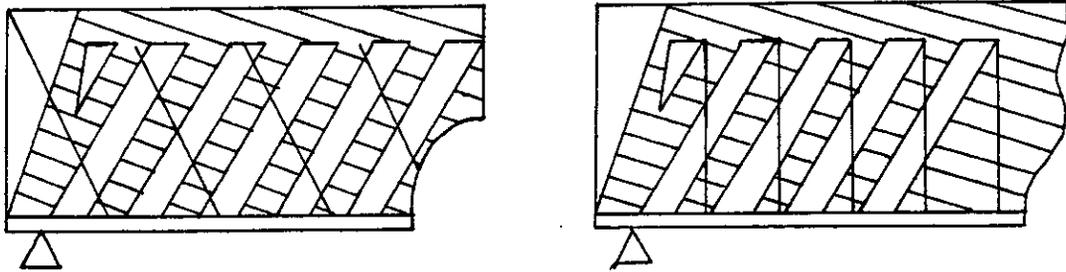


fig III-3

Pour des raisons pratiques (mise en place), les étriers sont le plus souvent disposés verticalement, ce qui n'est pas toujours la solution optimale.

2-1-2-CHAMP DE CONTRAINTES DANS LE TREILLIS DE RITTER-MÖRSCH

Le schéma équivalent de la poutre selon le modèle de Ritter-Mörsch est le suivant:
(fig III-4)

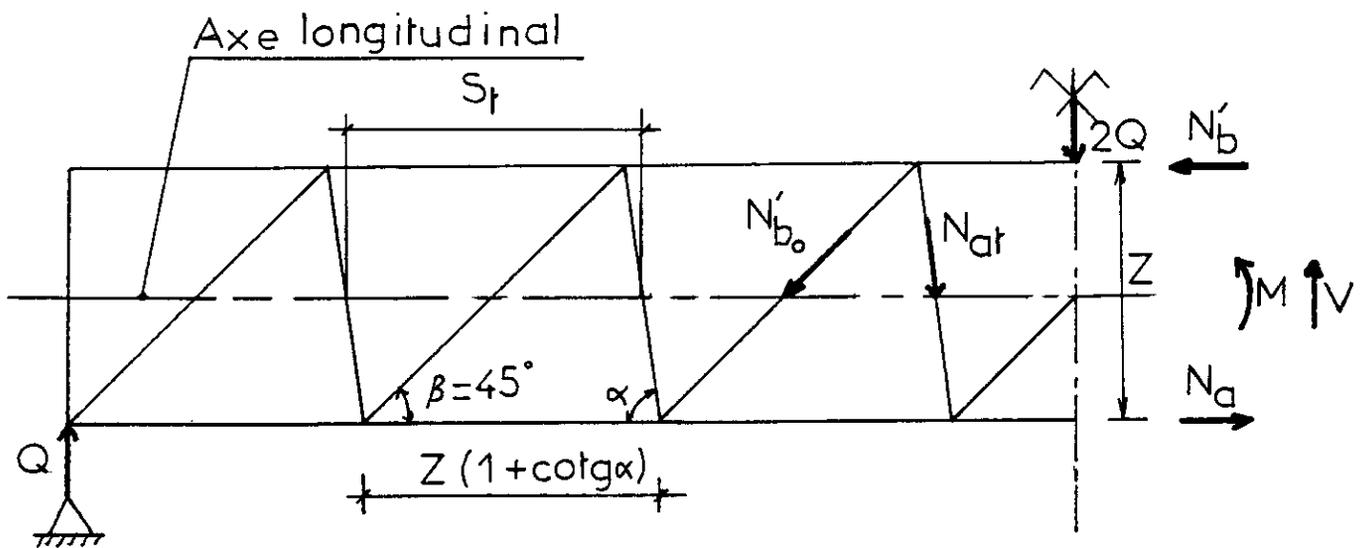


fig III-4: modèle de Ritter-Mörsch

où $N'b$ = effort de compression de la membrure comprimée .

N_a = effort de traction de la membrure tendue.

N_{at} = effort de traction des armatures d'âme rencontrées entre A et B.

Appliquons le concept d'équilibre dans la section (AB) parallèle à la direction des bielles de béton

$$N_a = - M/Z \quad (- \text{ traction})$$

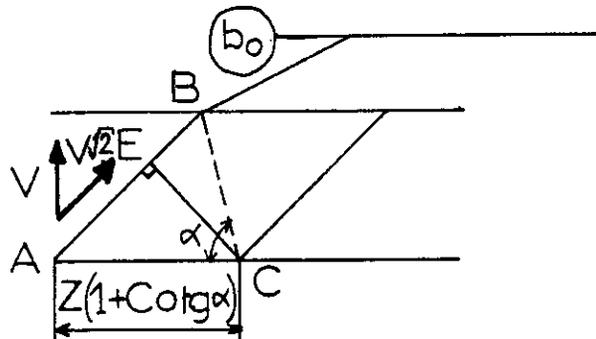
$$N'b = +M/Z$$

$$N_{at} = V/\sin \alpha$$

*** contrainte de compression dans la bielle de béton comprimé (AB)**

Soit F_c = l'effort de compression dans la bielle de béton, dans la section normale de la bielle comprimée :

$$\sigma_{bc} = F_c/B = V \sqrt{2} / b_o x$$



$$x = \sin 45^\circ \cdot Z(1 + \cotg \alpha) = \frac{\sqrt{2}}{2} \cdot Z(1 + \cotg \alpha)$$

$$\sigma_{bc} = V \sqrt{2} / (b_o \cdot \frac{\sqrt{2}}{2} \cdot Z(1 + \cotg \alpha))$$

$$\sigma_{bc} = 2V / (b_o \cdot Z \cdot (1 + \cotg \alpha)) \dots \dots \dots (1)$$

or $\tau_b = V / b_o \cdot Z$ on a donc $\sigma_{bc} = 2\tau_b / (1 + \cotg \alpha)$

et $\tau_u = V_u / b_o \cdot Z$ avec $Z = 0,9d$

d'où $\tau_u = 0,9 \tau_b$

$$\text{ainsi } \sigma_{bc} = 2 \tau_u / ((0,9)(1 + \cotg \alpha)) \dots \dots \dots (2)$$

c'est la contrainte de compression dans la bielle de béton comprimée.

**** Contrainte de traction dans les armatures d'âme Ast.**

Ast= section d'un cours d'armatures d'âme .

As = section totale des armatures .

As = Ast .m

(m: nombre de cours rencontrés sur $Z(1+\cotg \alpha)$)

d'où

As =Ast. $Z(1+\cotg \alpha)/St$

l'équilibre impose :

Nat=As. σ_{st}

$V/\sin \alpha =Ast.Z(1+\cotg \alpha) . \sigma_{st}/St$

$Ast. \sigma_{st}/St =V/(\sin \alpha (1+\cotg \alpha) .Z)$

$Ast. \sigma_{st}/St =V/(Z(\sin \alpha +\cos \alpha))$ or $\tau_b=V/b\alpha z$

d'où $Ast. \sigma_{st}/St =b\alpha \tau_b/(\sin \alpha +\cos \alpha)$

ainsi avec $\tau_u=0,9 \tau_b$

on a $\sigma_{st}= b\alpha .St. \tau_u/(0.9.Ast.(\sin \alpha +\cos \alpha))$(3)

c'est la contrainte de traction dans les armatures d'âme.

*****Cas particulier**

°dans le cas d'armatures verticales ($\alpha=45^\circ$),on a par substitution dans (1) et (3)

$\sigma_{bc}=2V/(b\alpha .Z)=2 \tau_b$

$\sigma_{st}=b\alpha .St. \tau_u/(0.9.Ast)=V .St/(Ast.Z)$

°dans le cas d'armatures inclinées ($\alpha=45^\circ$) ,on a de même:

$\sigma_{bc}=V/(b\alpha .Z)= \tau_b$

$\sigma_{st}=V .St/(Ast.Z.\sqrt{2})$

On peut constater que pour $\alpha=45^\circ$,et $\alpha=90^\circ$,la contrainte dans le béton σ_{bc} passe du simple au double.

2-1-3-CONCLUSION

L'avantage de ce modèle en treillis réside en la simplicité de son utilisation et en la sécurité des résultats qu'il permet d'équilibrer.

Cependant, il conduit dans la plupart des cas à une quantité d'armatures d'effort tranchant surabondante.

2-2 - METHODE DES CEB GENERALISES.

En fait, les valeurs des efforts internes calculés d'après la théorie de Ritter MÖrsch s'avèrent éloignées de celles déterminées expérimentalement, au moyen de mesure d'allongements. La comparaison avec les résultats d'essais montrent, en particulier, que pour une contrainte tangentielle τ croissante la contrainte σ des armatures d'âme croît également, proportionnellement à τ , mais avec un décalage qui tient au fait que:

-d'une part, la résultante de compression dans la membrure comprimée peut être inclinée.

-et d'autre part, les bielles comprimées peuvent présenter une inclinaison inférieure à 45° ;

En conséquence, les CEB et la FIP dans leurs recommandations internationales proposent une généralisation de l'analogie classique (fig III-6) qui illustre clairement le comportement des âmes.

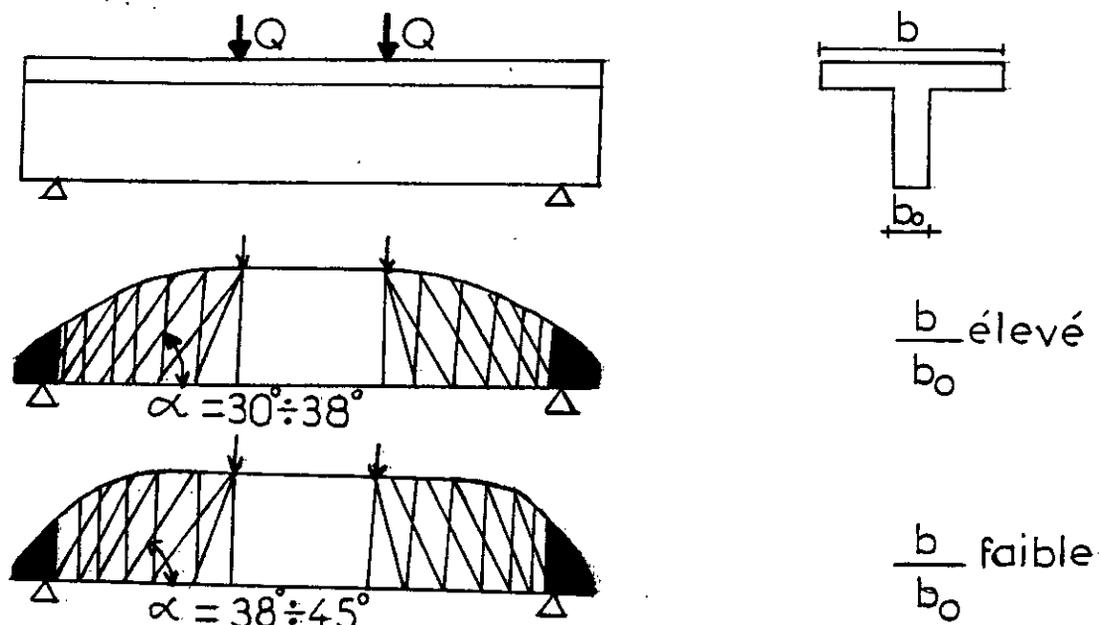


fig III-6: analogie du treillis généralisé (cas d'étriers verticaux)

Les nouveaux modèles tenant compte des effets principaux à l'exception de quelques phénomènes secondaires tels que la rigidité à la flexion des bielles encastrées dans la membrure comprimée, l'effet Goujon des armatures et l'engrènement des granulats au niveau des fissures, permettent de représenter correctement la réalité . La détermination précise de leur allure est néanmoins laborieuse, car les inclinaisons des bielles et de l'effort dans les membrures comprimées dépendent de la rigidité des éléments constituant le système réticulé hyperstatique avant d'atteindre un état limite ultime , c'est à dire :

a/ de la forme de la section,(exemple b/bo) et de la qualité du béton.

b/ de l'armature d'âme (% d'armatures et disposition).

c/ de l'armature longitudinale (coûture des fissures de flexion afin de retarder leur évolution en fissures inclinées) ,en particulier lorsqu'il y a concomitance de valeurs maximales de M et T.

Ainsi la complexité du modèle en pratique a conduit à préférer l'utilisation du modèle en treillis classique ,en corrigeant empiriquement les résultats qui en découlent:

*Sollicitations d'armatures d'âme

$$\sigma_{st} = (b_0 \cdot S_t (\tau_{b,c})) / (A_{st} (\sin \alpha + \cos \alpha))$$

où $\tau_{b,c}$ représente le décalage en question .

En fait, il n'a rien d'un coefficient de réduction de la sécurité, il correspond essentiellement aux parts de l'effort tranchant supportées par les membres comprimés du treillis en plus des efforts qui découlent de l'analogie classique et ceci, grâce à une inclinaison de l'effort normal dans la membrure comprimée et à une inclinaison des bielles inférieure à 45°.

Sa valeur en flexion simple est donnée suivant les CEB par la relation suivante:

$$\tau_{b,c} = 0,455 \cdot \sqrt{f_{c28}} \cdot \psi_0$$

où f_{c28} = résistance caractéristique du béton à la compression (en bars)

ψ_0 =coefficient tenant compte du pourcentage d'armatures longitudinales.

**** Sollicitations du béton.**

En ce qui concerne la sollicitation du béton, en pratique , l'utilisation de τ_b comme indicateur de sollicitation et la référence directe à des résultats d'essais où la rupture est survenue par défaillance du béton, permettent d'éviter les calculs pénibles qu'introduirait l'emploi des treillis du type de la figure (III-6)

2-3 - EXTENSION DE L'ANALOGIE DU TREILLIS DE KÜPFER.

Une autre modification du treillis classique a été réalisée par KÜpfer. Il admet une inclinaison des bielles comprimées plus petite que 45° ,et des membrures tendues et comprimées parallèles.

Selon KÜpfer, l'hypothèse de la faible inclinaison des bielles comprimées s'appuie sur les observations expérimentales suivantes:

a/ L'inclinaison moyenne des fissures est souvent inférieure à 45° comme l'ont montré les essais .

b/ La bielle comprimée découpée par deux fissures voisines peut supporter un effort normal oblique, dont l'inclinaison est inférieure de quelques degrés à celle des fissures

c/ Dans la phase finale, de fortes dentelures se produisent entre les deux lèvres des fissures, de telle sorte que de faibles contraintes de cisaillement peuvent être supportées dans la direction de ces fissures.

Les essais ont montré même que ce dernier phénomène pouvait conduire avant rupture, à la formation de fissures obliques supplémentaires plus inclinées recoupant les fissures obliques initiales .

Dans ces conditions, KÜpfer a supposé la zone de cisaillement S libre de toutes les perturbations dues aux forces concentrées .(fig III-7)

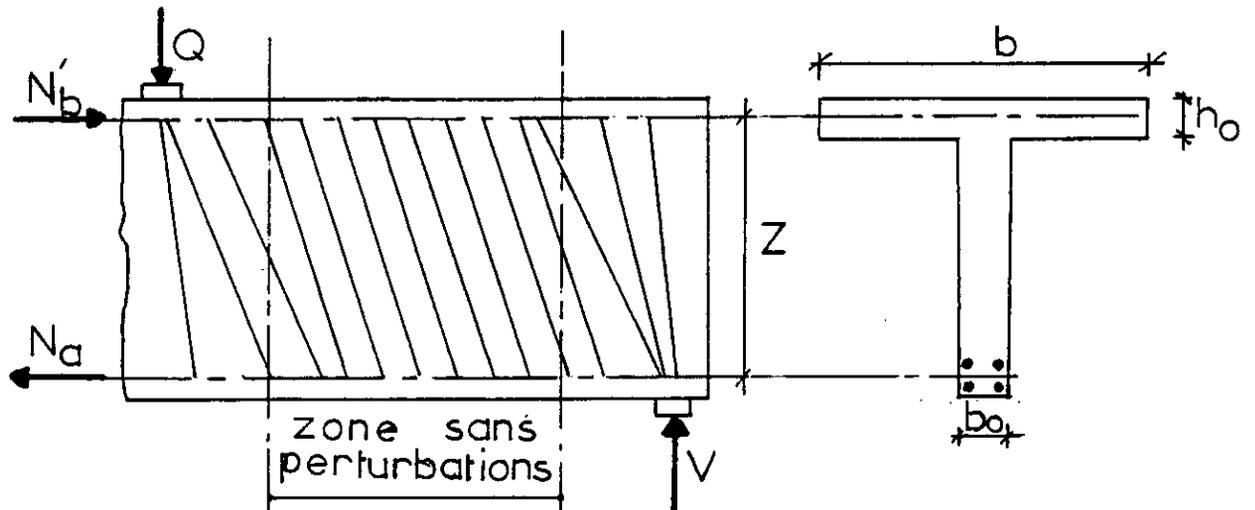


fig III-7: schéma du treillis fictif de KÜpfer.

La distribution des efforts dans le treillis simple équivalent au treillis multiple est indiquée sur la figure suivante (fig III-8).

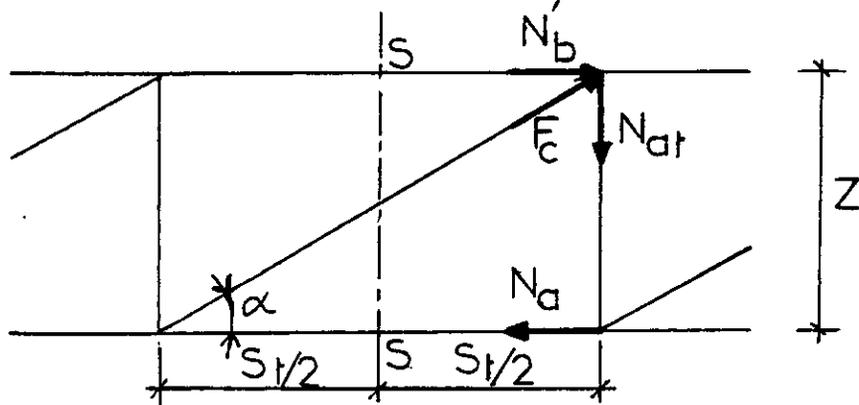


fig III-8: schéma des efforts internes

Les sollicitations dans la section (S-S) sont :

- le moment fléchissant M
- l'effort tranchant V

Les efforts agissant sur une longueur : $St=Z.\cotg \alpha$ et les aires transversales nécessitées par les conditions de résistance correspondantes sont les suivantes.

équations	forces	sections	contraintes
étriers	$Nat=V.$	$Ast=Ast.t/t$	$\sigma_{st}=V.St.tg\alpha / (Z.Ast)$
Diagonale comprimée	$Fc=V/\sin\alpha$	$B'\alpha =bo.Z.\cos\alpha$	$\sigma'b=V/(bo.Z.\sin\alpha.\cos\alpha)$
Membrane supérieure	$N'b=(M/Z)-(Vcotg\alpha/2)$	$B'=b.ho$	$\sigma'b=N'b/B'$
Membrane inférieure	$Na=(M/Z)+(Vcotg\alpha/2)$	A	$\sigma_a=Na/A$

Pour le dimensionnement des étriers, il en résulte

$$Ast/St=(Vtg\alpha)/(Z.\sigma_{st})$$

2-4- ANALOGIE DU TREILLIS HYPERSTATIQUE DE KANI

La méthode de Kani a été préparée sur la base des essais expérimentaux effectués par l'auteur à l'université de Toronto. La partie principale des essais permettant de développer ces considérations analytiques a concerné des poutres en béton armé de section rectangulaire, sans étriers et barres relevées chargées par deux forces concentrées situées symétriquement. (fig III-9)

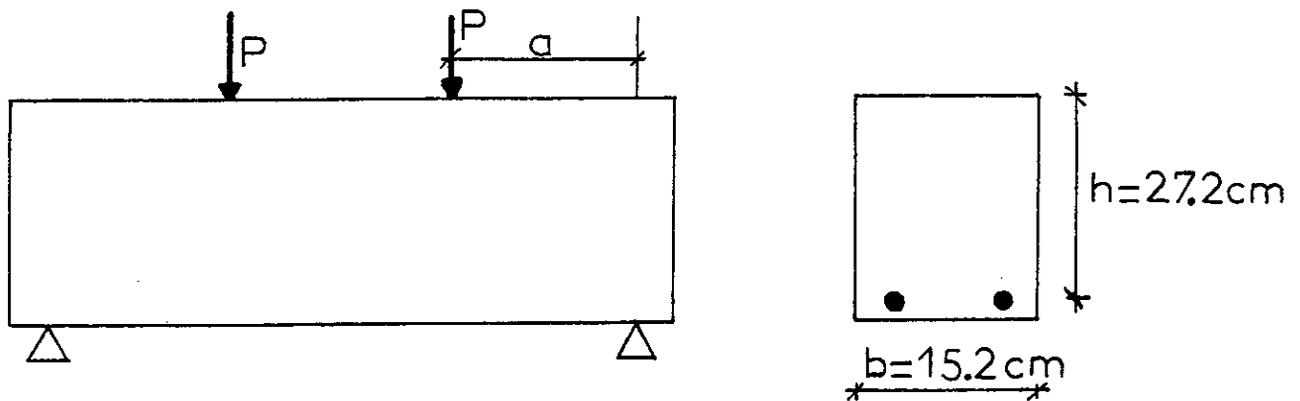


fig III-9: exemple d'une poutre en béton armé dans les essais de Kani.

D'après les observations des phénomènes de fissuration et de rupture, Kani a conclu que la capacité portante de la zone de cisaillement dans une poutre en béton armé est déterminée par deux schémas de disposition des efforts internes à savoir:

- Le schéma de la structure dite en forme de peigne.
- Le schéma d'un arc, où l'armature principale joue le rôle d'un tirant.

Le schéma du peigne apparaît après l'ouverture des fissures verticales. (fig III-10).

Les éléments en béton armé séparés par les fissures sont traités comme les dents d'un peigne en béton, liées par la zone non fissurée du béton comprimé.

Chaque "dent" est chargée au niveau de l'armature principale par un effort horizontal $\Delta N'a$ qui représente la somme des contraintes d'adhérence entre l'acier et le béton sur la longueur d'une dent l_{fv} . Si l'on suppose une transmission uniforme de l'effort $N'a$ sur la longueur de cisaillement "a", on peut admettre que sur l'unité de longueur de la zone de cisaillement, le béton est chargé par l'effort $N'a/a$, où $N'a$ est égal à l'effort dans l'armature principale, au milieu de la poutre entre deux forces extérieures "P".

Dans cette condition, chaque "dent" peut être considérée comme une console courte. Cette console peut supporter la charge jusqu'au moment où dans sa base la contrainte atteindra la résistance du béton à la traction σ_{bt} .

En admettant ces hypothèses, Kani donne la valeur du moment fléchissant correspondant à l'épuisement de la capacité portante du schéma en peigne, soit par rupture par cisaillement.

En conséquence, l'analogie de l'arc à tirant, renforcée par des "dents" de béton, correspond essentiellement au comportement des dalles et poutres-dalles sans armatures d'âme.

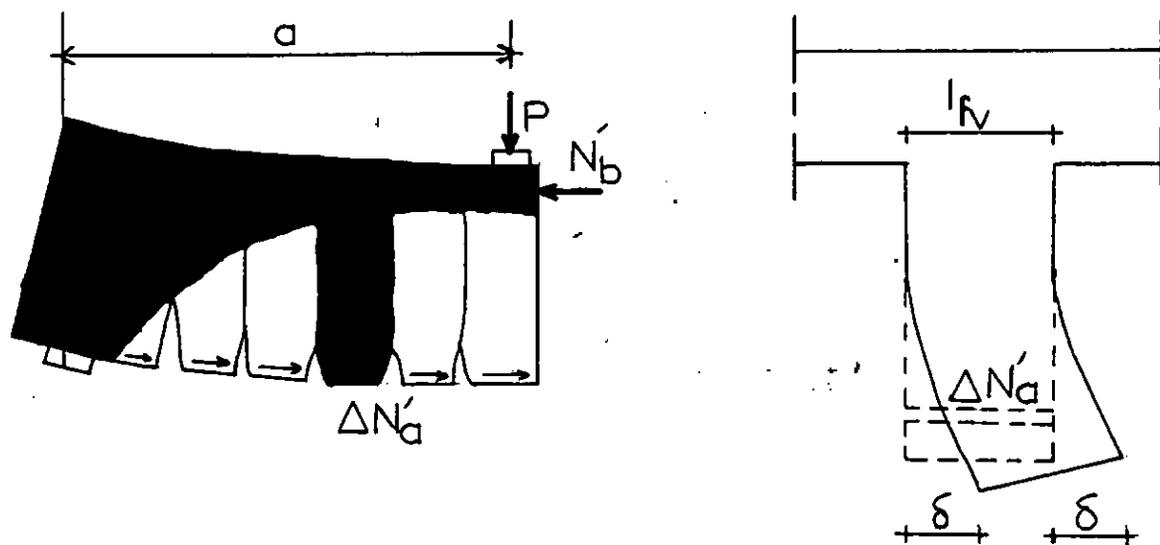


fig III-10: schéma d'une structure dite en forme de peigne dans la méthode de Kani et une dent en béton séparée de la structure en forme de peigne.

III-3 - LES METHODES DES SECTIONS INCLINEES.

3-1 -METHODE DE BORICHANSKI.

Dans son étude de l'équilibre de la section inclinée, dans l'état limite ultime Borichanski a admis que le rapport entre les valeurs de l'effort normal et de l'effort transversal exerce une influence importante sur la résistance de la zone comprimée du béton au-dessus de la fissure oblique.

Ainsi, par exemple, il s'avérait que la charge de rupture d'une poutre avec fissure artificielle peu inclinée était approximativement trois fois plus petite que celle d'une poutre avec fissure très inclinée, le rapport H/V étant le même pour les deux poutres. L'influence de l'inclinaison de la fissure sur la capacité portante a été également étudiée dans les poutres en béton armé.

Ces essais fondamentaux, effectués en quatre séries de poutres, ont été commencés en 1937 sous la direction du professeur Gvozdiev.

Selon l'opinion de Borichanski, l'inclinaison de la fissure oblique a une influence prépondérante sur la valeur de l'effort transversal V_b supporté par la zone comprimée du béton.

Le diagramme de la figure (III-12) montre la relation entre $V_b/(b.h.\sigma'_{bc})$ et $\cotg \beta$ qui représente le rapport entre les projections horizontale et verticale de la fissure:

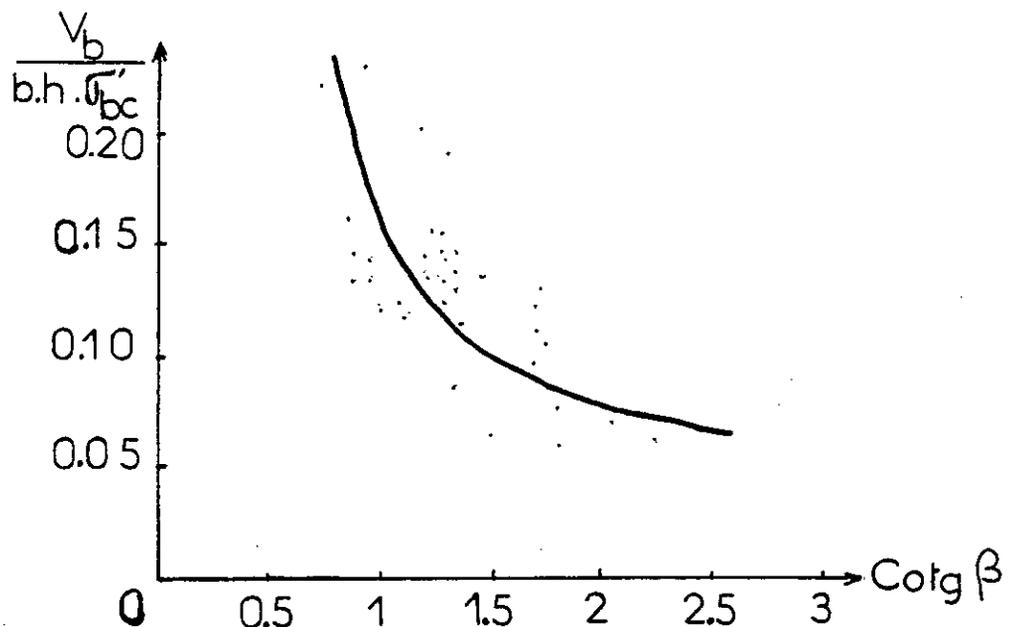


fig III-12: résultats des essais des poutres en béton armé d'après Borichanski.

Dans la théorie d'état limite ultime basée sur des essais de Borichanski on a supposé que la rupture de la zone de cisaillement dans une poutre en béton armé peut être amenée par deux causes:

1/ Les contraintes dans l'armature principale atteignant la limite d'écoulement de l'acier, ou bien un glissement dû à l'ancrage insuffisant des barres, provoquent une rotation des deux parties de la poutre séparées par la fissure oblique autour d'un point commun situé dans la zone comprimée de la poutre. L'augmentation ultérieure de l'ouverture de cette fissure amène les contraintes dans l'armature transversale à la limite d'écoulement aussi bien dans les étriers que dans les barres relevées.

L'écoulement de l'acier, ou le glissement des barres dans leur ancrage conduit à la diminution excessive de la section de la zone comprimée entraînant l'écrasement du béton au-dessus de la fissure oblique.

2/ Si l'armature principale reste ancrée au béton et les contraintes dans l'armature n'atteignent pas la limite d'écoulement, il n'y a pas de rotation des deux parties de la poutre et la zone comprimée soumise simultanément au moment fléchissant et à l'effort tranchant subit la rupture par glissement.

Borichanski a proposé pour simplifier le problème de ne considérer que la relation entre V_b et l'angle d'inclinaison de la fissure oblique suivant la formule:

$$V_b = (k \cdot b \cdot h^2 \cdot \sigma'_b) / e$$

où k:coefficient

e:projection de la fissure oblique sur l'axe de la poutre et pour toute sécurité

Borichanski suggère de remplacer la valeur moyenne constante k par la valeur $k_{min} = 0,15$.

Ainsi, la valeur de l'effort transversal supporté par la zone comprimée du béton est finalement égale à:

$$V_b = (0,15 \cdot b \cdot h^2 \cdot \sigma'_b) / e$$

Le schéma de disposition des efforts dans la section, suivant la fissure inclinée en état de rupture, est représentée sur la figure (fig III-13) et d'après

Borichanski, la rupture n'a pas lieu si deux conditions limites de la résistance sont remplies à savoir:

a/ Le moment des forces extérieures par rapport au centre de gravité de la zone comprimée dans la section située au-dessus de la fissure inclinée ne sera pas

supérieur au moment des valeurs limites des efforts internes par rapport au même point soit:

$$M < \sigma_e (A \cdot Z + \sum A_o \cdot Z_o + A \cdot Z_y)$$

b/ L'effort extérieur transversal V ne sera pas supérieur à la somme des projections des valeurs limites des efforts internes sur la droite perpendiculaire à l'axe de la poutre:

$$V < \sigma_e (\sum A_o \cdot \sin \theta + \sum A_v) + V_b$$

où V_b désigne la partie de l'effort tranchant supportée par le zone comprimée du béton.

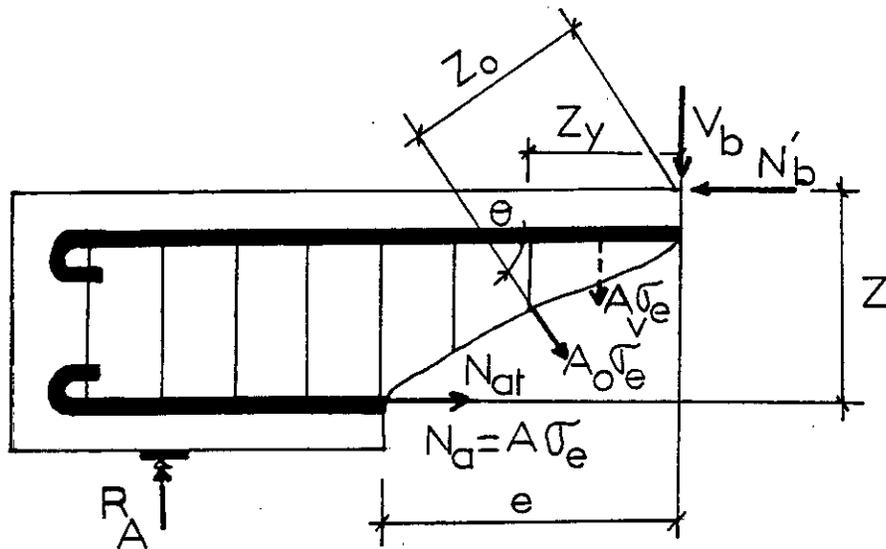


fig III-13: rupture dans une section suivant la fissure oblique.

Si l'on considère, suivant l'indication de Borichanski, la valeur de V_b , comme constante, la formule prend la forme:

$$V < \sigma_e (\sum A_o \cdot \sin \theta + \sum A_v) + ((0,15 \cdot b \cdot h^2 \cdot \sigma'_b) / e) \dots \dots \dots (1)$$

L'effort tranchant qui peut être transmis par les étriers verticaux situés sur l'unité de longueur de la projection horizontale de la fissure inclinée est désignée par q_y :

$$q_y = (A_v \cdot \sigma_e) / S_t$$

Etant donné que les étriers qui traversent la fissure oblique supportent l'effort ce . ΣAv , nous pouvons écrire :

$$qy.e = \sigma_e \cdot \Sigma Av$$

Dans le cas où la poutre est armée uniquement par des étriers verticaux, la formule (1) prend la forme suivante:

$$V = qy.e + ((0,15.b.h^2 \cdot \sigma'b)/e) \dots \dots \dots (2)$$

Pour déterminer la valeur de "e" correspondant à l'effort tranchant minimal V supporté par les étriers et par la zone comprimée du béton, il suffit d'annuler la dérivée première de l'équation par rapport à "e", soit

$$\delta V / \delta e = qy - ((0,15.b.h^2 \cdot \sigma'b)/e^2)$$

$$\text{d'où } e_0 = ((0,15 \cdot \sigma'b \cdot b \cdot h^2) / qy)^{0,5}$$

En portant e_0 dans la formule (2), on a:

$$V = qy.e_0 + ((0,15 \cdot \sigma'b \cdot b \cdot h^2) / e_0) = 2 \cdot (0,15 \cdot \sigma'b \cdot b \cdot h^2 \cdot qy)^{0,5}$$

$$V = (0,6 \cdot \sigma'b \cdot b \cdot h^2 \cdot qy)^{0,5}$$

il en résulte que, dans le cas d'une poutre armée avec des étriers, la rupture ne se produira pas si les conditions suivantes sont vérifiées:

$$V < (0,6 \cdot b \cdot h^2 \cdot \sigma'b \cdot qy)^{0,5} \text{ avec } qy = (Av \cdot \sigma_e / St)$$

Etant donné qu'un étrier situé à l'une ou l'autre extrémité de la fissure oblique peut ne pas la traverser, Bogatkin et Zalesov, de leur côté, préconisent de remplacer pour le dimensionnement la formule suivante:

$$V = (0,6 \cdot b \cdot h^2 \cdot \sigma'b \cdot qy)^{0,5} - qy \cdot St$$

voir figure (III-14)

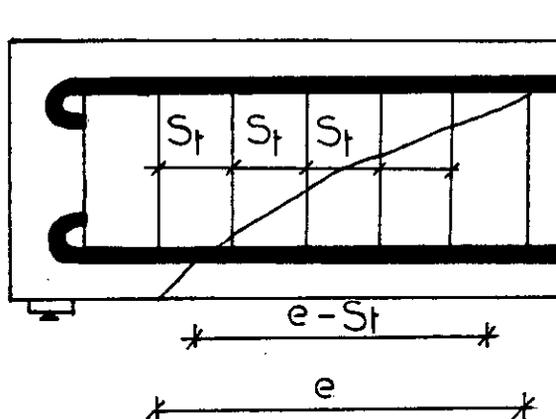


fig III-14: position défavorable d'une fissure oblique dans une poutre munie d'étriers verticaux.

III-4- LES METHODES EMPIRIQUES.

4-1 - METHODE DE CHAMBAUD.

Ces méthodes empiriques sont nées du fait que les auteurs se sont efforcés de concentrer dans des formules empiriques de dimensionnement, adaptées aux besoins de la pratique, l'expérience acquise au cours de nombreux essais

Ainsi, à partir de 1954, M.Chambaud a proposé une théorie de la rupture des poutres par effort tranchant. Cette théorie statistique, fondée sur l'expérience permet de déterminer une valeur probable de l'effort tranchant de rupture des poutres dont les dimensions et les dispositions d'armatures sont connues. Il convient de s'assurer, en comparant l'effort tranchant sous charge de service à sa valeur probable de rupture, que le coefficient de sécurité est suffisant.

Au cours de nombreux essais de poutres en béton armé supportant des efforts progressifs jusqu'à rupture, on a observé notamment le phénomène de double réseau de fissuration : un premier réseau orienté sensiblement à 45° et un deuxième réseau survenant plus tard et orienté suivant des pentes de fissures sensiblement plus inclinées. L'inclinaison des fissures étant une fonction croissante de la densité des étriers. On observe également le fait qu'il existe un seuil pour la densité des étriers. Au-dessous de ce seuil ceux-ci sont peu efficaces. A partir de ce seuil, leur contribution à la résistance à l'effort tranchant croît d'une façon beaucoup plus marquée. Les différents phénomènes expérimentaux observés suggèrent les explications nécessaires pour prévoir la résistance à la rupture en fonction des résistances du béton en traction et compression et des armatures (longitudinales et transversales) en traction.

A partir de ces explications, des formules analytiques ont pu être établies. La théorie de Chambaud a permis de dresser des abaques qui donnent le cisaillement de rupture $\tau_r = V_r / (b_0 \cdot Z)$ en fonction de l'efficience ξ .

On appelle efficience des étriers, le produit de leur densité par leur limite élastique. Ces abaques donnent également les pentes des bielles comprimées, au moment de la rupture en fonction de la résistance des étriers et du béton comprimé.

D'autre part, pour les sections rectangulaires sans armatures transversales, Chambaud propose de prendre comme valeur de l'effort tranchant de rupture

$$V_r = 0,7 \cdot \sigma_{bt} \cdot b_o \cdot Z' = 0,5 \cdot \sigma_{bt} \cdot b_o \cdot h_t$$

où σ_{bt} : contrainte de rupture du béton en traction.

b_o : largeur de la section .

Z' : bras de levier du couple de flexion dans la section totale homogénéisé

Les résultats statistiques montrent que la théorie peut prévoir l'effort tranchant de rupture avec un écart inférieur à 10% dans 70% des cas, avec un écart de 10% à 20% dans 20% des cas et un écart supérieur à 20% , mais dans le sens de la sécurité dans 10% des cas restants.

La théorie se complète par une étude des coefficients de sécurité minima à adopter pour obtenir en même temps que la sécurité désirée à la rupture , une sécurité également suffisante à l'égard de la fissuration dangereuse .

Il est toujours loisible d'augmenter la sécurité suivant la destination ou l'exposition de l'ouvrage.

Cette méthode, comme les précédentes, conduit à une économie appréciable d'armatures transversales, par rapport au calcul classique . Mais, son intérêt essentiel, malgré un emploi laborieux, est de déterminer avec une très bonne approximation la sécurité effectivement réalisée dans la structure étudiée.

4-2 - LES METHODES AMERICAINES .

Un certain nombre de chercheurs américains ont également proposé des formules empiriques permettant de calculer les valeurs des moments de rupture par cisaillement . Nous n'exposerons pas ces formules plus ou moins compliquées, cependant nous allons comparer graphiquement les différents résultats obtenus par différents auteurs.

Les diagrammes de la figure (III-15) représentent l'influence de la section relative des étriers verticaux \bar{W}_v , sur le moment réduit de rupture μ (par cisaillement)

avec: $\mu = M_u / (b h^2 \sigma'_b)$

calculé d'après les formules de Moretto, Jones, Clark et Laupa.

Nous voyons que les divergences sont considérables à partir même de $\bar{W}_v = 0$

Les valeurs maximales de μ sont obtenues par la formule de Moretto établie pour des poutres munies d'étriers soudés aux barres de l'armature principale

Clark a supposé une relation parabolique entre la section relative de l'armature transversale et le moment réduit de rupture par cisaillement m_u , les trois autres chercheurs ont admis une relation linéaire.

En fait, chaque formule donne des résultats corrects, lorsque leur application est limitée aux cas où les éléments demeurent voisins de ceux qui ont servi de base à l'établissement de ces formules.

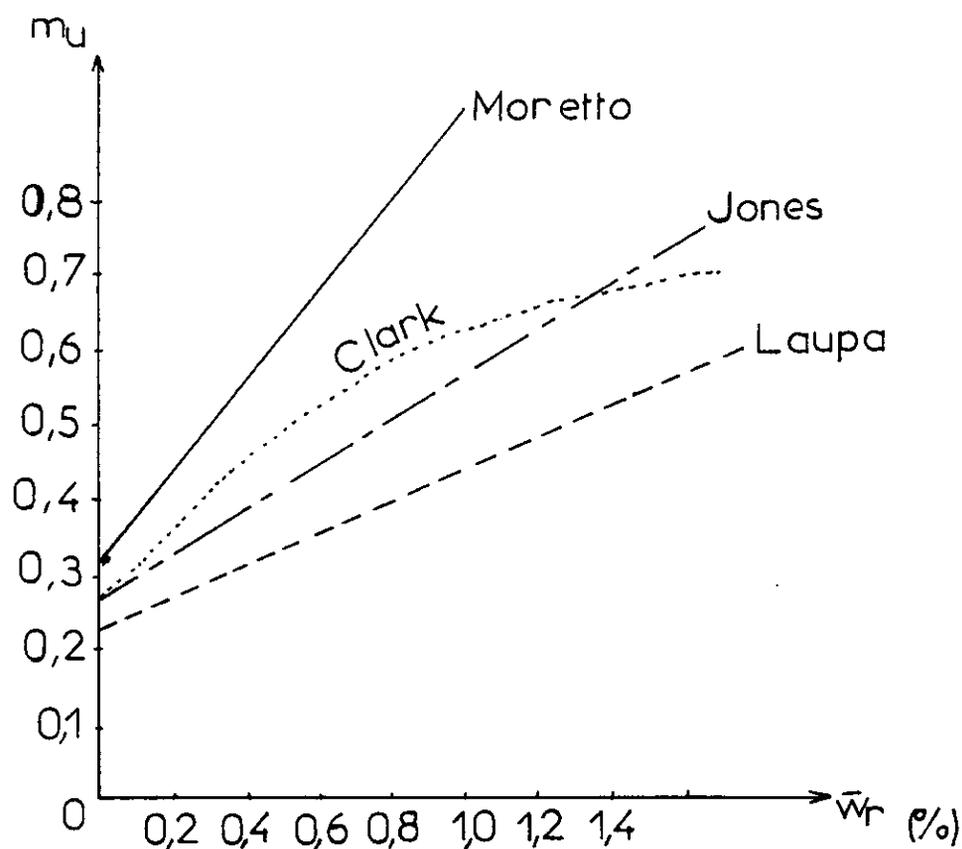


fig III-15: influence de l'aire relative de l'armature transversale sur les valeurs du moment réduit de cisaillement.

III-5 - METHODES DE CALCUL NUMERIQUE

La plupart des tentatives d'analyse des structures en béton armé en phase fissurée utilisent la méthode des éléments finis. Elle consiste à remplacer le milieu continu

par un assemblage d'éléments de forme simple sur lesquels des hypothèses sont faites sur le champ des déplacements ou sur celui des contraintes.

Deux approches sont possibles:

* Soit considérer la poutre comme un état plan de contraintes, soit la traiter comme un problème général de flexion. Les premiers travaux, dans ce domaine relèvent de la première approche. Ils adoptent des éléments et des hypothèses de comportement très simples. Le critère de Von Mises est le plus souvent retenu. Ils montrent en outre la difficulté à prendre en compte certains phénomènes tels que l'adhérence acier-béton.

La fissuration et la plastification du béton et des aciers sont le plus couramment étudiés.

Les aciers sont généralement modélisés par des éléments de barres. Le béton est soumis à un état de contraintes biaxial.

La prévision plus précise du comportement ultime de pièces en béton nécessite l'introduction de plus larges hypothèses sur le comportement du matériau béton.

Un critère d'écoulement et de rupture est nécessaire. Les travaux les plus récents, utilisent le critère de Nadai car il tient compte de la fragilité du béton en traction. Il est légèrement modifié dans la zone de compression biaxiale afin de serrer au mieux les résultats expérimentaux. Un comportement élastique jusqu'à fissuration est souvent admis dans la zone en traction, par contre dans la zone de compression biaxiale, le béton est, soit élastique parfaitement plastique, soit élastoplastique avec écrouissage; les équations de Prandtl-Reuss traduisent son comportement.

Les quelques études réalisées sous ces hypothèses montrent qu'il est possible d'obtenir par ces méthodes un bon comportement global de la structure.

En effet, les charges de ruine sont obtenues à moins de 10%, ce qui est remarquable du fait que tous les phénomènes ne sont pas pris en compte.

Les renseignements fournis sont liés au caractère macroscopique du critère, aux hypothèses globales de comportement retenues et à la nature composite et hétérogène du matériau béton.

De plus, l'image de la fissuration obtenue sous un état de charge donné, n'intègre pas le caractère aléatoire du phénomène. Les points fissurés présentés sont liés à l'aspect discret du calcul et seule une zone fissurée peut être appréhendée.

Par suite, ces méthodes peuvent difficilement être étendues à l'étude du cisaillement qui est un phénomène local. Les contraintes de cisaillement calculées sont liées à la loi de comportement, souvent mal connue.

Compte tenu des hypothèses globales de comportement formulées, ces méthodes numériques ne permettent pas une analyse locale suffisamment fine pour pouvoir tirer des conclusions précises sur la distribution des contraintes de cisaillement. De même, il est difficile de conclure quant à la propagation d'une fissure ou sur le risque de ruine d'une poutre par effort tranchant.

CHAPITRE IV

FACTEURS
AFFECTANT
LA RUPTURE
DES POUTRES
EN BETON ARME

CHAPITRE IV- FACTEURS AFFECTANT LA RUPTURE **DES POUTRES EN BETON ARME**

IV-1- INTRODUCTION

La rupture par effort tranchant d'une poutre en béton armé est affectée par un nombre important de paramètres tels que :

- L'influence du mode de chargement.
- Les dimensions de la poutre.
- La qualité du béton.
- Les armatures longitudinales et transversales.

Cependant, l'un des paramètres les plus importants est la position de la charge par rapport à l'appui, soit le rapport "a/h" dans le cas d'une charge concentrée, et le rapport "L/h" dans le cas de charge uniformément répartie. ("a" désigne la distance de la charge à l'appui, et "L" désigne la portée de la poutre)

Ainsi, nous allons étudier ces différents facteurs par la suite.

IV-2- INFLUENCE DU MODE DE CHARGEMENT

Comme nous l'avons dit précédemment, l'estimation de l'effort tranchant de rupture et de la valeur de la contrainte maximale de cisaillement τ_0 dépend principalement du mode de chargement et, en particulier, de "l'élanement de cisaillement " défini par le rapport : $M/(V.h)$

D'après l'expérience d'américains et d'allemands, τ_0 (la valeur de la contrainte maximale de cisaillement) décroît dans la zone ($0 \leq (a/h) \leq 3$) dans le cas des charges concentrées, c'est à dire lorsque les charges sont proches des appuis ; il en est de même pour le cas des charges uniformes lorsque l'élanement (L/h) de la poutre est compris entre 0 et 12.

Ces observations, correspondant aux poutres de la figure (IV-3), sont résumées par le graphe suivant (fig IV-1)

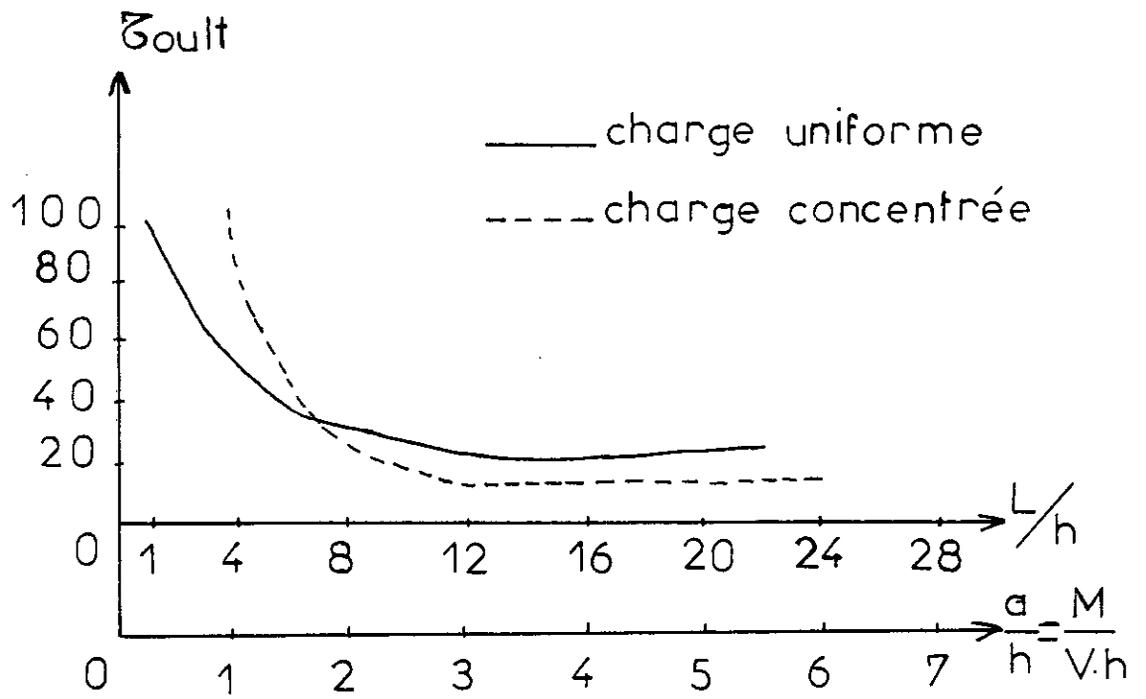


fig IV-1: Amélioration de la capacité portante .
(essais sur poutres sans armatures d'âme)



fig IV-2 :

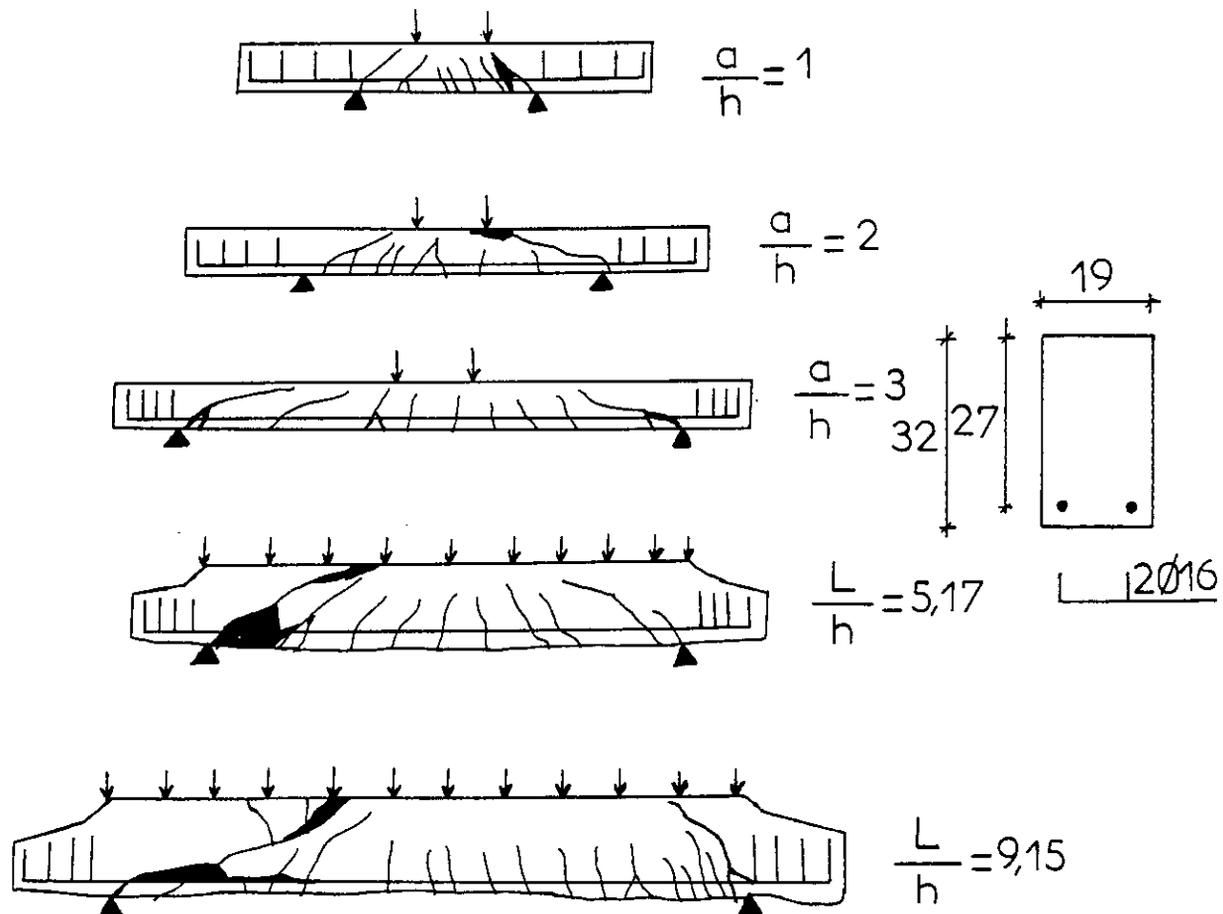


fig IV-3 : Expérience sur la fissuration de poutres d'élanement de cisaillement différent sous charges concentrées et uniformes.

REMARQUE:

1/ La comparaison des résultats des essais indique que les valeurs maximales de tou, obtenues pour les poutres élancées sous charge uniforme, sont supérieures de 40% environ à celles atteintes sous charges concentrées. Cela tient au fait que la rupture des poutres chargées uniformément se manifeste dans la zone d'appui où la valeur du moment est faible, alors qu'elle se produit, sous charges concentrées, près des points d'application des forces où les valeurs du moment et de l'effort tranchant sont maximales (fig IV-3).

Les ruptures par flexion des poutres sous charges uniformément réparties ont été observées pour des élancements $(L/h) > 20$.

2/ Les essais entrepris par Bresler et Scordelis de l'université de Californie ont montrés que l'influence de l'élanement de cisaillement est peu modifiée par la présence ou non d'armatures d'âme des poutres.

IV-3- INFLUENCE DES DIMENSIONS DE LA POUTRE.

Elle se manifeste essentiellement en fonction des deux paramètres suivants:

- La hauteur absolue des poutres de section rectangulaire (effet d'échelle)
- L'épaisseur de l'âme des poutres en T.

3-1-INFLUENCE DE LA HAUTEUR ABSOLUE DE LA SECTION

3-1-1-POUTRES SANS ARMATURES D'AME.

Borichanski a étudié l'influence des dimensions de poutres de section rectangulaire de différentes hauteurs sur l'effort tranchant de rupture.

D'après ces essais, la valeur réduite d'effort tranchant $(V_b \cdot \cotg \beta) / (b \cdot h_t \cdot \bar{\sigma}_b)$ diminue rapidement dans la zone $(0 < h_t < 30)$ cm et se stabilise pour $h_t \geq 30$ (fig IV-4)

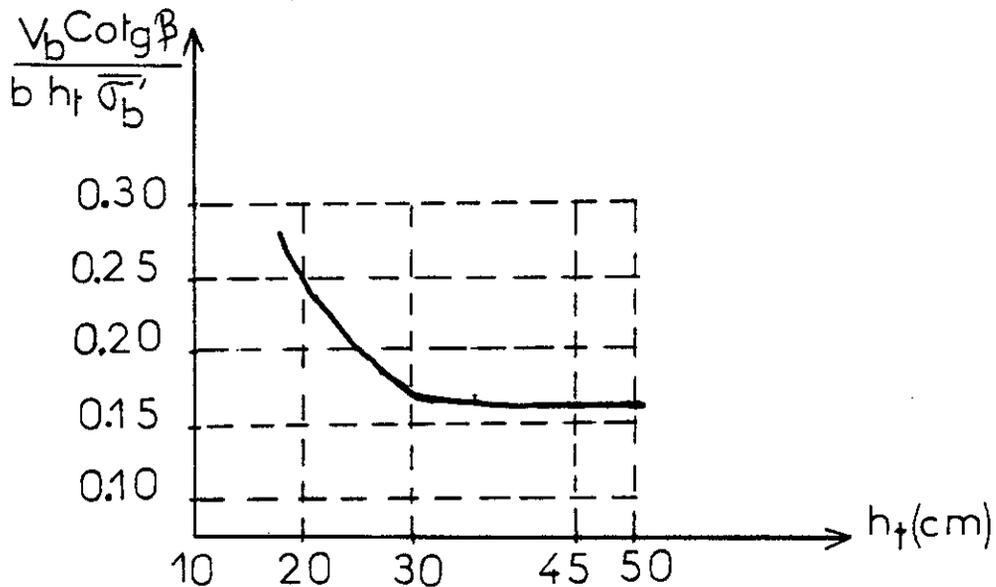


fig IV-4- influence de la hauteur h_t sur la valeur réduite de l'effort tranchant

V_b : part de l'effort tranchant transmise à la zone de compression du béton.

β : angle de la fissure oblique par rapport à l'axe de la poutre .

$\bar{\sigma}_{bc}$: résistance à la compression du béton dans un élément fléchi.

$h_t = 1,5 b$

N.B: Ces résultats ont été confirmés par M.M.Rusch, Haugli, et Mayer.

La figure IV-5 représente la fissuration des poutres après les essais.

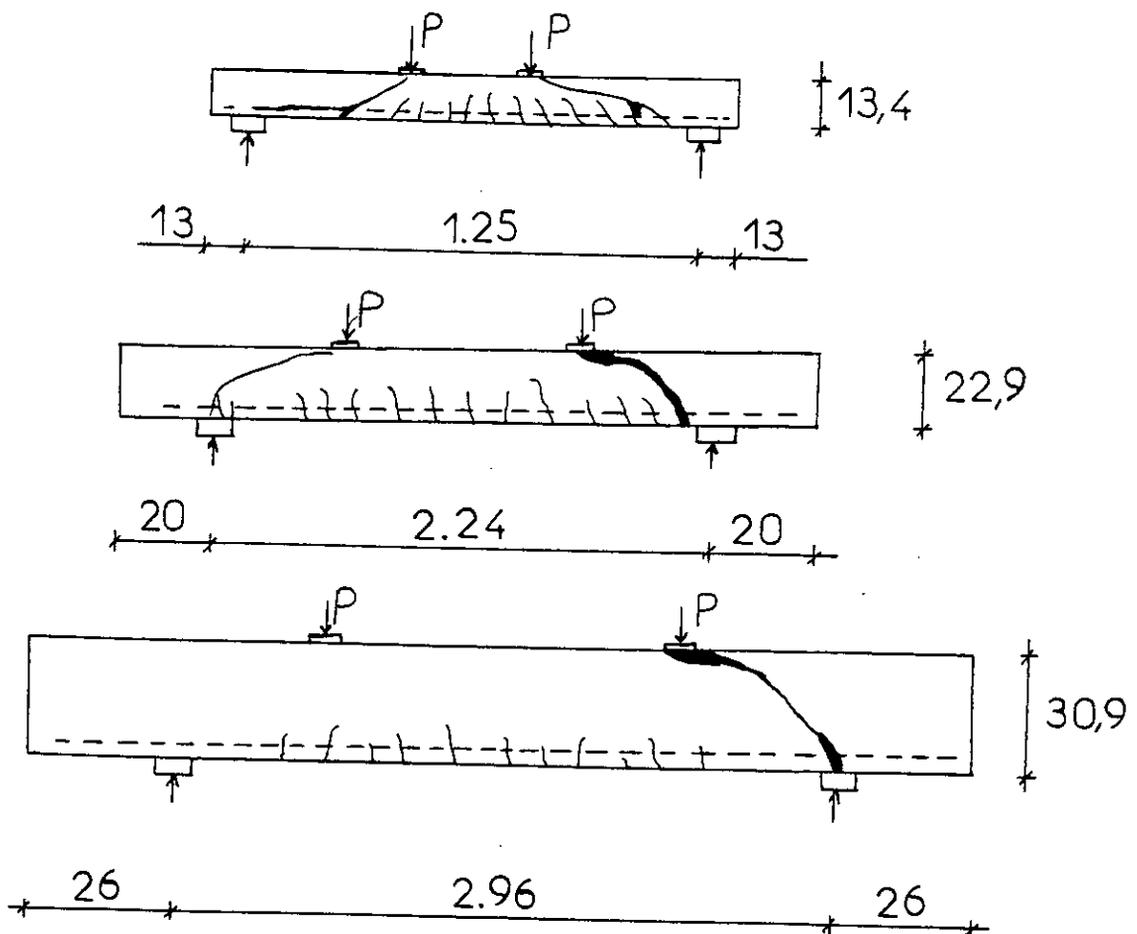


fig IV-5 influence des dimensions absolues d'une poutre sur la morphologie des fissures, d'après les essais de RÜsch, Haugli, Mayer.

Les valeurs obtenues permettent, en outre, de mettre en évidence une hauteur critique de la poutre au-delà de laquelle le moment de rupture ne diminue plus. Cette valeur critique dépend de la nature de la charge appliquée à la poutre:

- Pour une charge uniforme, $h_{cr} = 20$ cm d'après RÜsch.
- Pour une charge concentrée, $h_{cr} = 30$ à 40 cm.

3-1-2- POUTRES AVEC ARMATURES D'ÂME.

Bhal a étudié l'influence de la variation de la hauteur sur la résistance à l'effort tranchant des poutres comportant des armatures d'âme.

Les essais ont révélé des valeurs de contraintes de cisaillement, lors de la rupture, du même ordre de grandeur. En conséquence, la hauteur des poutres munies d'armatures transversales d'âme n'influence la capacité portante que dans une très faible mesure.

3-2- INFLUENCE DE L'ÉPAISSEUR DE L'ÂME

Les charges de rupture à l'effort tranchant sont plus faibles pour les poutres à âme mince que pour les poutres à âme épaisse car la sollicitation de l'armature d'effort tranchant diminue quand l'épaisseur de l'âme augmente.

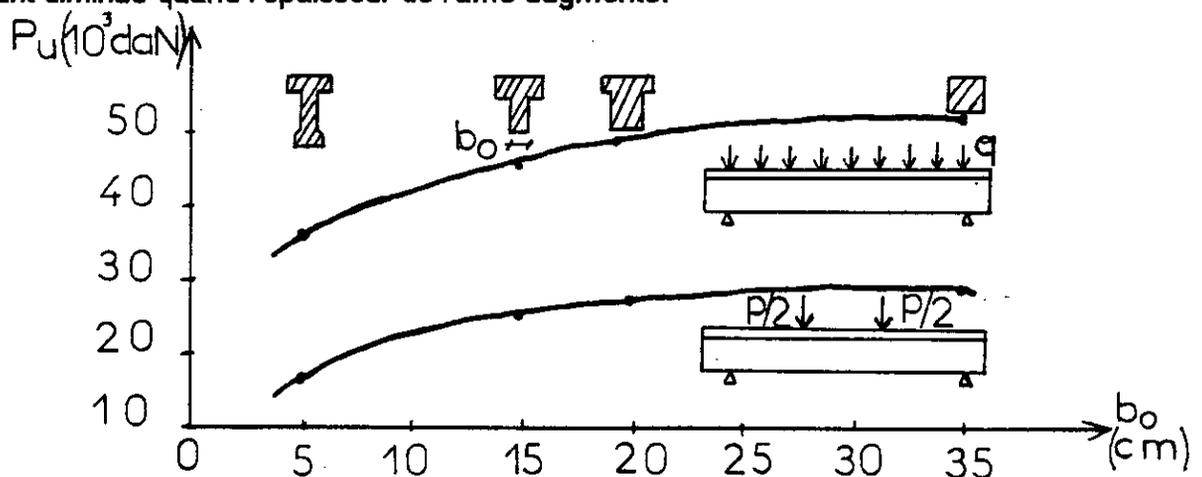


fig IV-6: relation entre la charge de rupture et l'épaisseur de l'âme b_o .

IV-4- INFLUENCE DE LA QUALITE DU BETON

4-1- RESISTANCE DU BETON

Dans les cas de rupture par effort tranchant et flexion, la capacité de résistance d'une façon analogue à ce qui se passe en flexion simple, augmente à peu près comme $3\sqrt{\sigma'_{pr}}$.

$$(M_{tu}/bh^2) = K 3\sqrt{\sigma'_{pr}}$$

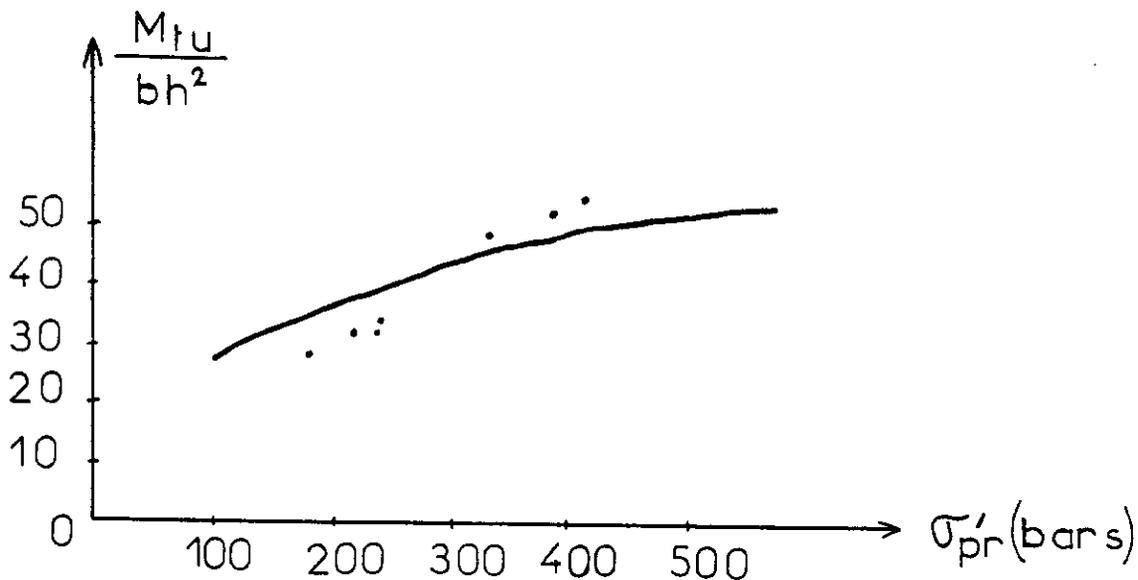


fig IV-7: moment relatif de rupture à l'effort tranchant en fonction de la qualité du béton.

4-2- TYPE D'AGREGATS

Le type d'agrégats a une influence sur la capacité en effort tranchant donc à l'engrenage des agrégats; c'est pour cette raison que les bétons légers ont une capacité en effort tranchant assez réduite, bien que l'on puisse trouver des bétons légers ayant des résistances en compression comparables à celles des bétons normaux.

IV-5- INFLUENCE DES ARMATURES LONGITUDINALES.

5-1- POURCENTAGE D'ARMATURES LONGITUDINALES: EFFET GOUJON

La résistance à l'effort tranchant dépend du pourcentage d'armatures longitudinales (fig IV-8) et, par suite, de l'allongement des barres au droit des fissures dans la zone des efforts tranchants.

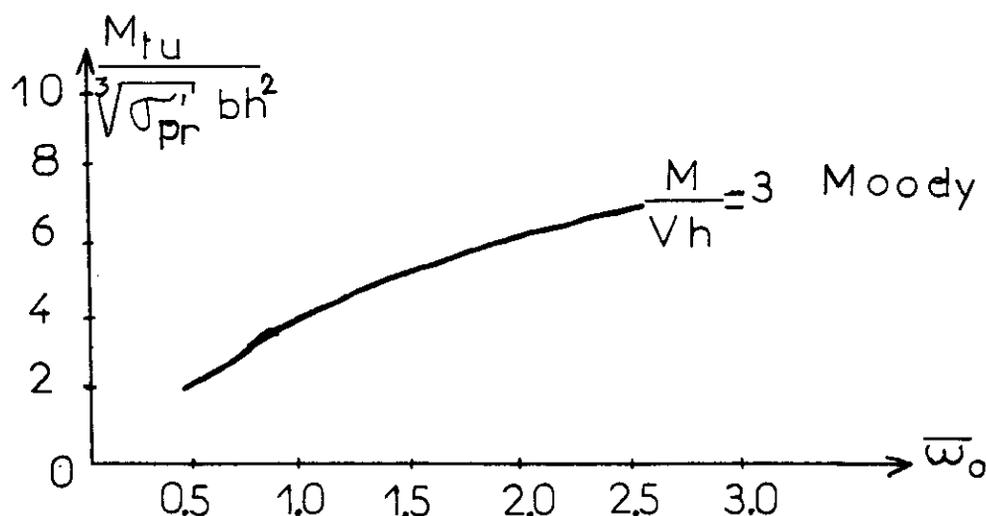


fig IV-8: moment relatif de rupture à l'effort tranchant, en fonction du pourcentage d'armatures longitudinales.

5-1-1- PIECES SANS ARMATURES D'AME

Après l'ouverture d'une fissure oblique, l'équilibre de la partie de la poutre voisine de l'appui est assuré par l'action des forces extérieures où bien de leur résultante V et des efforts internes F_a et $N'b$. Ces trois forces doivent se couper en un seul point et, par conséquent, les directions des efforts $N'b$ et F_a sont inclinées par rapport à l'axe de la poutre. L'ouverture de la fissure et la rotation des deux parties de la poutre autour d'une articulation dans la zone comprimée provoque la déformation de l'armature longitudinale (fig IV-9)

Etant donné l'inclinaison de l'effort F_a , l'armature longitudinale de la partie gauche de la poutre tend à se détacher de la nervure. Cette direction de l'effort F_a a pour résultat une composante V_a qui correspond à "l'effet Goujon" et dont la valeur maximale est limitée par la résistance du béton à la traction et par la distribution des armatures près de la face inférieure.

Quand la valeur V_{amax} est dépassée, l'ouverture d'une fissure horizontale se produit au niveau de l'armature principale, ce qui entraîne la disparition ou, au moins une réduction considérable de l'effort V_a ; sur la longueur de la fissure horizontale le manque d'adhérence du béton à l'acier conduit finalement à une rupture par glissement, liée à un glissement des armatures dans l'ancrage à l'appui. (cf la rupture par cisaillement-glissement au § 4-2-1 c/ du chapitre II)

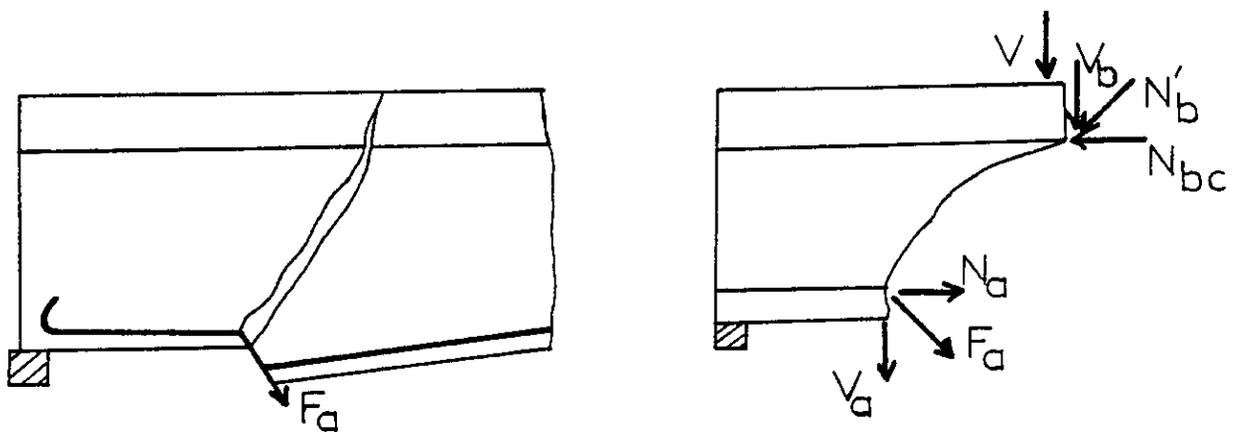


fig IV-9: fissuration dans la zone de cisaillement

Disposition des efforts dans l'armature principale dans la zone de la fissure oblique.

5-1-2- PIÈCES AVEC ARMATURES D'ÂME

Dans le cas d'une poutre munie d'étriers, il peut se produire une situation identique à celle d'une poutre sans armatures transversales, quand la fissure oblique dans une certaine phase de charge est située entre les étriers .

La charge augmentant, la fissure inclinée s'allonge et peut traverser un étrier.

Dans ce cas une partie correspondante de l'effort tranchant est transmise par l'étrier, et le reste, par les armatures longitudinales et par la zone comprimée du béton. La relation entre V_{amax} et la capacité portante peut être importante dans certains cas.

La capacité du Goujon dépend de la résistance à la traction du béton, de la largeur de l'âme, de la disposition et de la taille de l'armature.

Une relation caractéristique effort-déplacement d'un tel Goujon est présentée dans la figure IV-11

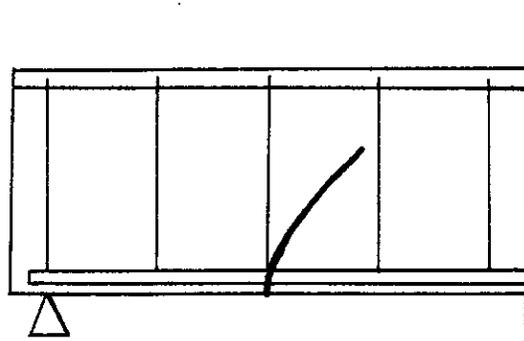


fig IV-10

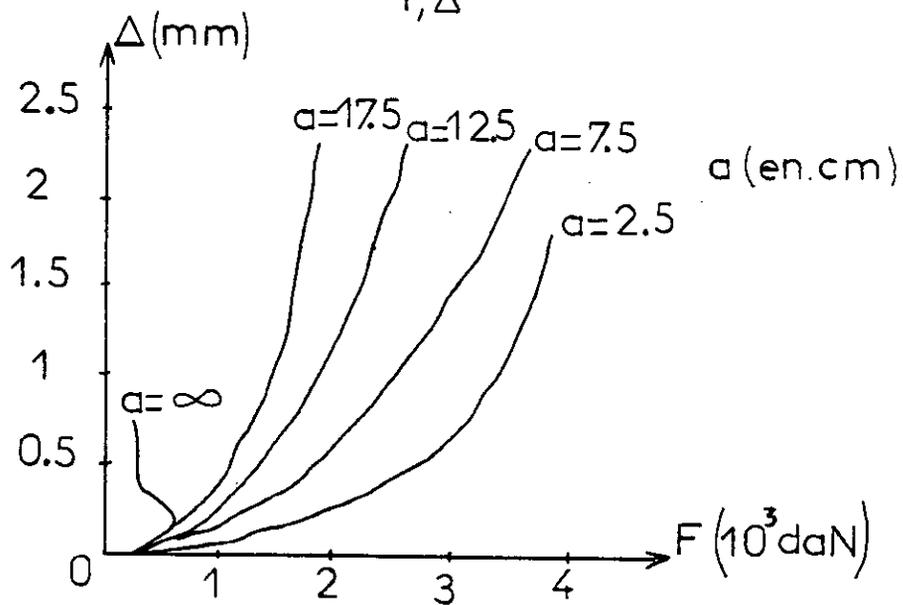
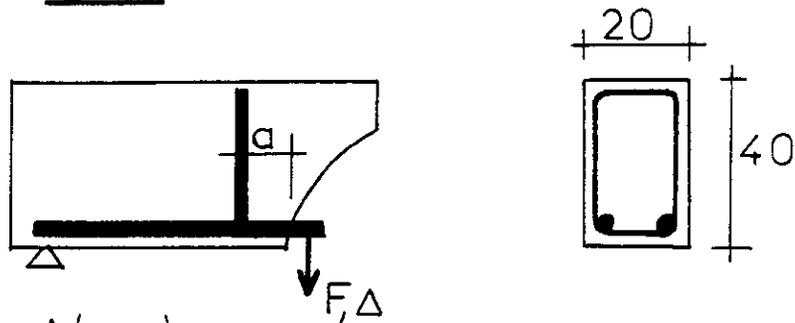


fig IV-11: Diagramme effort-déplacement d'un Goujon.

5-2- ARRET DES ARMATURES PRINCIPALES.

Les changements de section de l'armature principale de flexion conformément à la courbe enveloppe des moments, dans le cas de poutres à armatures d'effort tranchant nulle ou insuffisante, entraînent une diminution de la capacité de résistance au cisaillement par rapport au cas où les barres sont prolongées jusqu'aux appuis.

En effet, une partie de l'effort tranchant est supportée par l'effet d'arc à tirant, la membrure tendue ne doit donc pas être trop affaiblie au voisinage de l'appui.

5-3- QUALITE DE L'ADHERENCE.

Quand on passe de l'acier rond lisse à l'acier à profil spécial, la capacité de résistance à l'effort tranchant se trouve notablement augmentée grâce à l'amélioration de l'adhérence. La répartition de l'armature en barres de petits diamètres et de faibles espacements, en cousant les fissures inclinées, est favorable, non seulement en raison de la diminution des ouvertures des fissures mais également en raison de l'augmentation de la capacité de résistance à l'effort tranchant.

5-4- QUALITE DE L'ANCRAGE.

On ne doit pas oublier la nécessité d'un bon ancrage, car les contraintes de l'acier ne diminuent pas comme les moments de flexion lorsque l'on s'approche des appuis. Un glissement, même faible, entraîne déjà une rupture prématurée, analogue à une rupture par effort tranchant. Il s'est avéré qu'une longueur d'ancrage de barres à haute adhérence, égale à six diamètres, ne suffit pas pour des barres rapprochées sans couture transversale. Cette longueur d'ancrage doit être modifiée compte-tenu de la qualité du béton.

IV-6- INFLUENCE DES ARMATURES TRANSVERSALES D'AME.

6-1- POURCENTAGE DES ARMATURES D'AME $\bar{\alpha}$.

L'armature d'effort tranchant, nécessaire pour l'obtention de la sécurité désirée dépend non seulement des valeurs de M et de V, mais aussi, dans une large mesure, des conditions de raideur des barres du système triangulé théorique :c'est à dire, de la zone comprimée, des bielles comprimées obliques, des étriers et de l'armature principale de traction (cf méthodes théoriques)

Dans la plupart des cas pratiques, il suffit selon Walther, d'un faible degré de "couverture à l'effort tranchant " pour des sections rectangulaires pleines ou pour des poutres en T dont l'épaisseur serait calculée d'après les prescriptions actuelles du CEB.

Le terme "couverture à l'effort tranchant " exprime le rapport entre le pourcentage effectif d'armatures transversales et le pourcentage calculé d'après la théorie du treillis .

Si l'on convient que la couverture rigoureuse du diagramme des contraintes de cisaillement selon MÖrsch au moyen d'étriers ou de barres relevées correspond à une "garantie" à l'effort tranchant de 100%, il suffit d'assurer une "garantie" à l'effort tranchant de 30 à 50%.

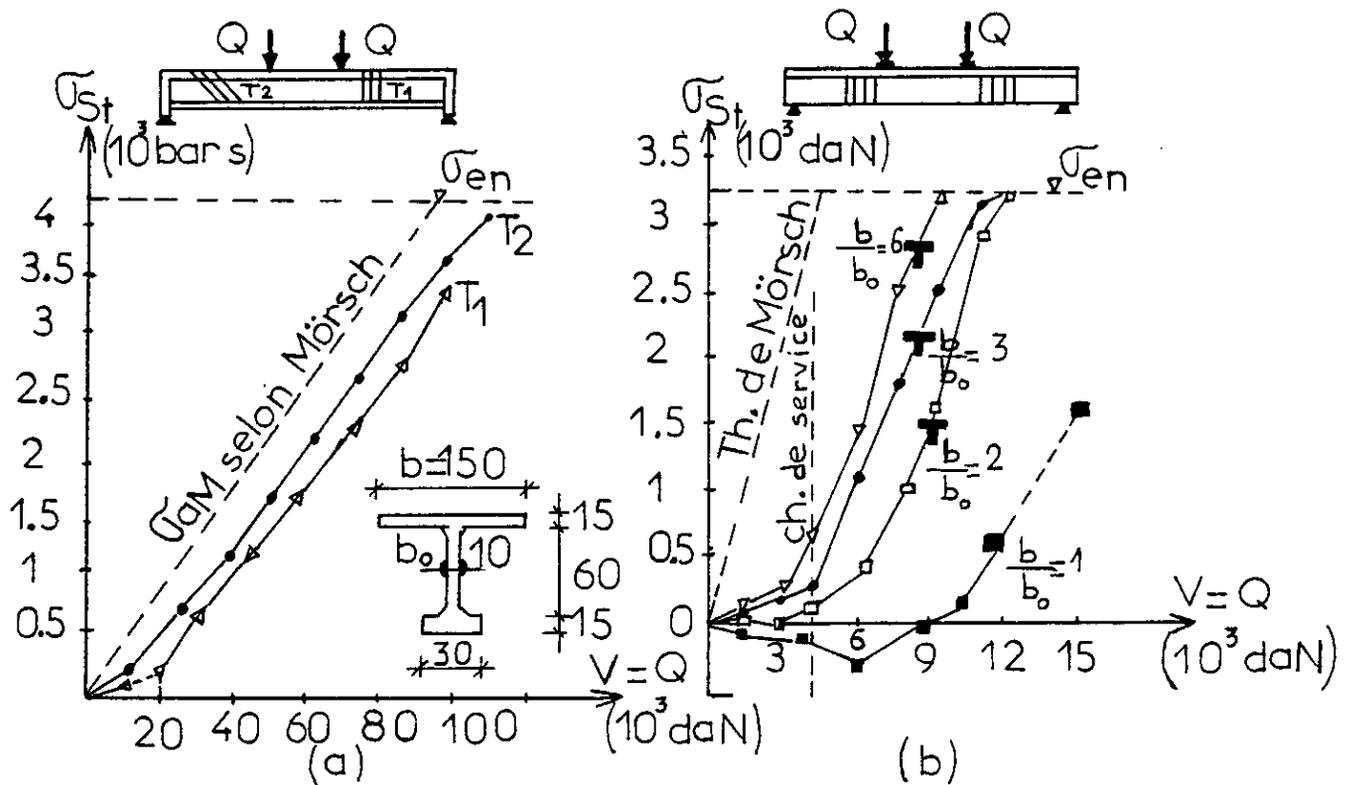


fig IV-12: contraintes dans les étriers.

a- poutres à âmes minces .

b- influence du rapport b/b_0

Par ailleurs, le pourcentage d'armatures d'effort tranchant nécessaires dépend non seulement de l'effort tranchant V (ou de τ_0), mais aussi du moment de flexion

Quelques méthodes de calcul permettent d'en tenir compte .

Dans le cas de fortes sollicitations à l'effort tranchant et de "garantie" totale au cisaillement, l'effet de treillis prédomine, de telle sorte qu'on puisse calculer avec une approximation satisfaisante les contraintes obliques de compression à partir de la théorie du treillis de Ritter-Morsch, compte-tenu de majorations destinées à tenir compte des rapports d'inertie. Même si les efforts tranchants sont très élevés, les contraintes de traction dans les armatures de cisaillement restent encore inférieures d'environ 20% aux valeurs calculées par la théorie du treillis; de ce fait, l'armature d'effort tranchant, calculée pour une "garantie" totale au cisaillement, est toujours suffisante. (voir fig précédente)

6-2- TYPES D'ARMATURES D'EFFORT TRANCHANT.

Les essais et leur interprétation montrent que la disposition d'étriers de petits diamètres, mais resserrés, est très supérieure, en tant qu'armatures d'effort tranchant, à des barres relevées de gros diamètres .

En effet, des étriers de petits diamètres ont pour conséquence de plus faibles ouvertures de fissures et de plus petites déformations d'effort tranchant.

Par contre, les barres relevées provoquent de larges fissures d'effort tranchant.

Ceci ne veut pas dire que les barres relevées ne doivent plus être utilisées, on devra s'en servir encore dans les ouvrages continus pour envelopper le diagramme des moments de flexion. Les étriers inclinés à 45° ou, plus généralement , les étriers disposés dans la direction des contraintes principales de traction à la hauteur de l'axe neutre, sont les plus favorables et conduisent aux fissures de cisaillement les plus fines.

Tant que les contraintes obliques de compression n'ont pas atteint leurs valeurs critiques, aucune différence sensible n'a été décelée, en ce qui concerne la capacité de résistance à l'effort tranchant, avec les étriers verticaux, qui sont plus commodes dans la pratique. Jusqu'à une certaine valeur de la contrainte de cisaillement τ_0 , on peut donc utiliser les étriers verticaux.

Cependant, si τ_0 croît au-delà de cette valeur, il faut disposer des étriers inclinés, en vue de diminuer les contraintes obliques de compression dans l'âme pour les âmes fortement sollicitées au cisaillement .Les étriers inclinés sont préférables, car ils permettent de limiter les ouvertures des fissures d'effort tranchant (fig IV-13).

L'effet de serrage du béton, dû aux étriers, est favorable tant dans la membrure tendue (pour la transmission à l'armature des efforts obliques de compression), que dans la table de compression (pour l'augmentation de la capacité de résistance).

Par contre, les barres relevées exercent un effet de fendage, qui est défavorable.

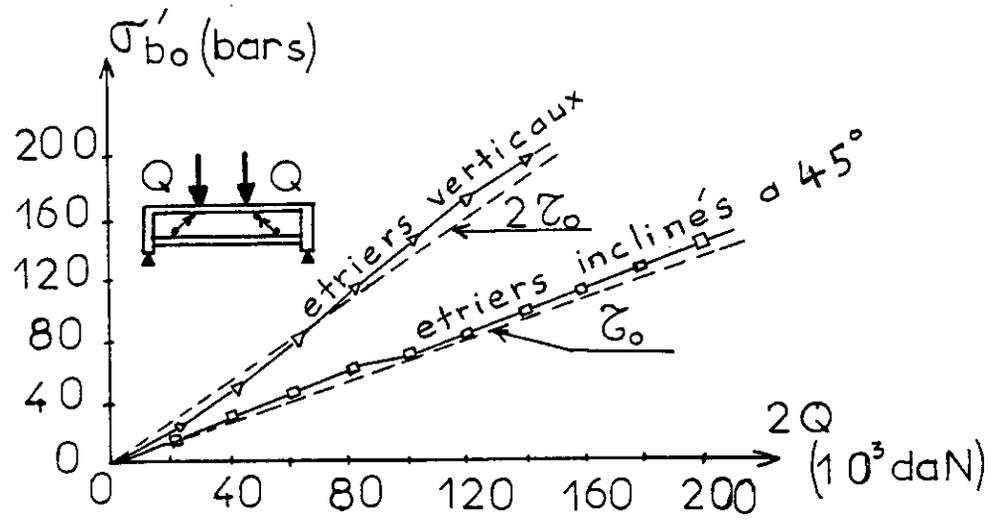


fig IV-13: contraintes dans les bielles obliques de compression du béton de l'âme.

CHAPITRE V

EXPERIMENTATION

CHAPITRE V- EXPERIMENTATION

V-1- CARACTERISATION ET METHODES D'ESSAIS

1-1- BUT

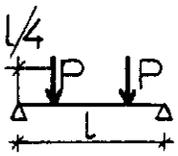
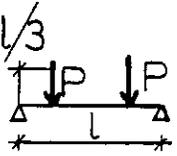
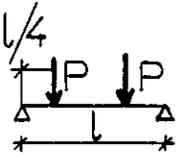
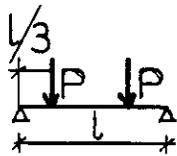
Les essais sont effectués au laboratoire de Génie Civil de l'école nationale polytechnique d'El-Harrach.

Le but de ces essais est l'étude du comportement de poutres simplement appuyées (isostatiques) sollicitées par deux charges concentrées croissantes (jusqu'à rupture) soumises à la flexion et face au cisaillement . Nous étudierons alors l'influence de la position de la charge par rapport à l'appui, et de la composition du béton sur les déformations de la poutre (flèches et angles de rotation), sur le phénomène de fissuration ainsi que sur la capacité portante et le mécanisme de ruine de la poutre.

1-2- PROGRAMME D'ESSAIS

Nos essais ont été effectués sur huit poutres isostatiques de mêmes dimensions (même coffrage utilisé $220*12*22.5 \text{ cm}^3$).

Les différences entre ces poutres sont exposées dans le tableau suivant:

série composition béton	A				B			
position de la charge	I		II		I		II	
numéro de la poutre	AI1	AI2	AII1	AII2	BI1	BI2	BII1	BII2
schéma de charge								

où A: désigne la première composition avec un premier type de graviers (voir le détail dans le paragraphe "composition de béton" suivant)

B: désigne la deuxième composition avec un deuxième type de graviers.

I , II : position de la charge.

Pour chaque position de charge, correspondant à une composition de béton donnée, on effectuera les essais sur deux poutres identiques (d'où la numérotation 1,2)

1-2-1- DIMENSIONS

Les pièces d'essais sont des poutres isostatiques en béton armé reposant sur deux appuis simples; elles ont la même portée soit $L=200\text{cm}$ (avec 20cm de débords). La section droite est rectangulaire de caractéristiques géométriques théoriques comme suit:

- Largeur: $b=12\text{ cm}$
- Hauteur totale: $ht=22,5\text{ cm}$
- Hauteur utile : $d=20\text{cm}$.

1-2-2- Ferrailage

2-a: Armatures principales:

- armatures inférieures de traction: ce sont des barres filantes en acier haute adhérence HAT12.
- armatures supérieures de compression : ce sont des barres filantes en acier haute adhérence HAT8

2-b: Armatures transversales:

Ce sont des cadres en acier haute adhérence HAT8

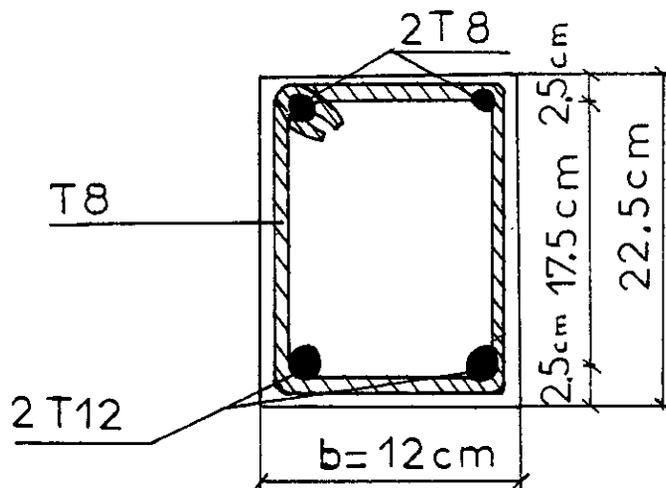


fig V-1: coupe transversale de la poutre.

V-2- COMPOSITION DES BETONS A ET B

La détermination de la composition des différents bétons a été effectuée avec l'aide du laboratoire central de la SONATRO (Réghaïa).

Les granulats ainsi que le ciment et les aciers nous ont été fournis par leur base logistique de Oued-Smar; leur provenance étant de Cap-Djinet .

Cependant, ce qui diffère entre les deux compositions c'est la nature des granulats, puisque, dans la composition A, nous avons des granulats 3/8 plâts, roulés, sales et altérés, et des granulats 6/12 altérés ; donc, on les a modifiés pour la composition B (graviers 3/8, 6/12 concassés, plus propre et non altérés). Ce deuxième type de granulats provient de l'exploitation d'une roche homogène .

formulation du béton pour la confection de poutres:

L'étude comprend : l'analyse granulométrique, la détermination de la teneur en eau naturelle des agrégats, le poids spécifique, la recherche théorique de la composition avec la détermination de la courbe optimale en utilisant deux méthodes: la méthode de Faury et une méthode pratique de Dreux-Gorisse.

2-1- COMPOSITION B: METHODE DE FAURY

Cette méthode s'applique essentiellement aux ouvrages en béton armé.

2-1-1- PRINCIPE

Elle consiste à déterminer la courbe optimale du mélange des éléments secs, puis, chercher les pourcentages de ces constituants qui permettent de faire un mélange sec dont la courbe soit aussi voisine que possible de la courbe optimale et enfin en déduire la composition d'un mètre cube de béton .

2-1-2- PARTICULARITES

1/ Elle est applicable à tous les granulats, quelqu'en soit la masse volumique (la méthode de Bolomey ne peut être appliquée qu'aux granulats dont la masse volumique absolue est comprise entre 2,5 et 2,7 kg/m³)

2/ Faury a étudié l'effet des vides (vides qui varient avec la racine cinquième de la dimension des grains) .

Nous verrons donc apparaître en cours d'étude, des termes contenant le facteur (5V_d).

3/ Pour tenir compte de l'effet de coffrage et des armatures, Faury introduisit la notion " d'effet de paroi"; elle-même fonction de celle du "rayon moyen du moule".

Le rayon moyen du moule est défini par le rapport :

$$R = \frac{\text{volume du béton (aciers déduits)}}{\text{surface de ce qui est au contact du béton (coffrage+aciers)}}$$

l'effet de paroi est défini par le rapport :

$$D/R = \frac{\text{dimension maximale des granulats}}{\text{rayon moyen du moule}}$$

REMARQUE :

L'inégalité $0,8 < 1,25 D/R < 1$ doit être vérifiée.

D étant une dimension de tamis.

2-1-3- COURBE OPTIMALE

3-a- Axes:

En abscisse : les dimensions des tamis; la graduation est proportionnelle à 5V_d .

En ordonnée : le pourcentage de tamisat, en fonction des volumes absolus.

3-b- Tracé de la courbe optimale.

La courbe est constituée par deux segments de droites formant une ligne brisée. Il faut donc définir :

- l'origine
- l'extrémité
- le point de brisure

*origine: point de l'axe des abscisses correspondant au tamis 0,005 mm.

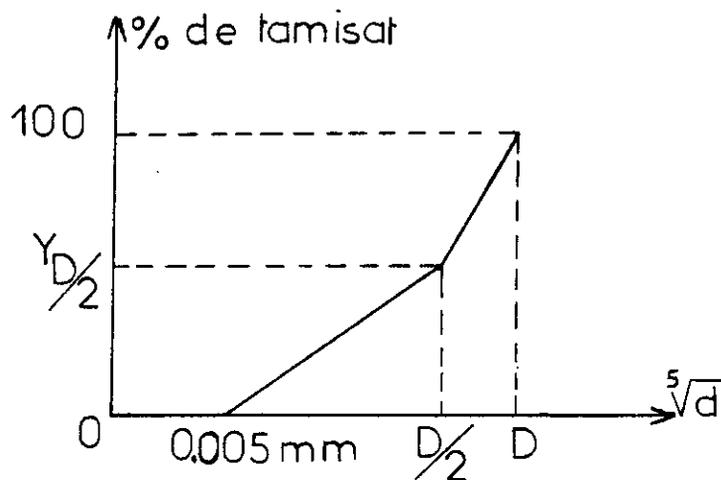
*extrémité: point d'abscisse D et d'ordonnée 100%.

D étant la dimension du tamis qui serait tout juste suffisant pour laisser passer la totalité des granulats.

* **point de brisure** : l'abscisse de ce point est $X=D/2$; son ordonnée étant $Y_{D/2}=A+17,8^{*5}\sqrt{D}$

avec A : constante traduisant la maniabilité du béton

D : plus grande dimension du tamis .



2-2- COMPOSITION A: METHODE PRATIQUE (DREUX-GORISSE)

Pour récapituler, on peut dire que l'étude d'une composition de béton consiste presque toujours, à rechercher conjointement deux qualités essentielles : résistance et ouvrabilité .

Or, ces deux qualités sont étroitement liées l'une à l'autre quant aux facteurs dont elles dépendent, mais elles varient en sens inverse.

Donc la recherche de ces deux qualités pose éternellement un dilemme dont on ne peut sortir que par des solutions de compromis.

C'est pourquoi, il est possible d'élaborer une théorie au sens propre et scientifique du terme, permettant d'aboutir à la meilleure composition donnant elle seule le béton présentant toutes les qualités souhaitées.

Ainsi, après plusieurs recherches, les scientifiques ont finalement abouti à la définition d'une méthode simple qui, à partir des données de base essentielles, permet d'aboutir approximativement, mais rapidement, aux compositions qui ressortent en moyenne de l'examen statistique des bétons les plus couramment

utilisés actuellement dans la pratique.

Dans cette méthode, certains principes et règles (que nous énoncerons plus loin) ont été établis ou repris à partir de méthodes déjà existantes; et ceci dans le but d'avoir une méthode simple et pratique d'une part, mais qui d'autre part doit refléter la connaissance actuelle du béton dont les méthodes existantes sont à la base: Faury, Bolomey, Abrams, Joisel...

2-2-1- PRINCIPE DE LA METHODE

La résistance et l'ouvrabilité désirées conduisent à déterminer le dosage en ciment et le dosage en eau. Une courbe granulaire de référence est ensuite tracée schématiquement en tenant compte des différents paramètres concernant le béton étudié et ses constituants: dimensions des granulats, dosage en ciment, plasticité, intensité de serrage, module de finesse du sable,...

Cette courbe de référence permet de doser les proportions, en volume absolu, des différents granulats dont on dispose.

Enfin, la prise en compte d'un coefficient de compacité probable du béton et de la masse volumique des différents granulats permet d'aboutir à la formule de dosage pondéral pour le béton désiré.

Reste à exécuter, bien entendu, quelques essais sur ce béton pour apporter à cette formule les corrections expérimentales nécessaires.

REMARQUE:

Cette méthode est une synthèse de ce qui apparaît comme le plus valable et le plus intéressant dans les méthodes existantes connues de nous.

De plus, elle tient compte des résultats d'une grande enquête sur les dosages les plus usuels pour divers bétons jugés aujourd'hui satisfaisants.

2-2-2- COURBE GRANULAIRE DE REFERENCE

Cette courbe correspondant au mélange des granulats (sables + graviers, ciment non compris) peut être schématisée suivant une ligne brisée tracée sur un graphique granulométrique normalisé. Son origine passe par 0% de tamisat pour la

dimension 0.08 mm correspondant théoriquement aux plus petits grains de sable, et son extrémité par 100% pour la dimension D correspondant aux plus gros granulats utilisés .

Son point de brisure a pour coordonnées:

* X qui est égal à la graduation D/2 si $D \leq 20\text{mm}$, ou au milieu du segment graviers si $D > 20\text{mm}$; ce segment graviers se trouve sur l'abscisse de 5mm à D.

$$* Y = 50 - \sqrt{D} + K$$

"K" est un terme correcteur, sa valeur est indiquée dans un tableau spécial; il dépend du dosage en ciment, de l'efficacité de serrage, de la forme des granulats roulés ou concassés et également du module de finesse du sable.

2-2-3- PROPORTIONS DES GRANULATS

Sur un même graphe, on trace les courbes granulaires des différents granulats à utiliser. Les droites joignant le point à 95% (tamisat) d'un granulats au point de 5% du granulats suivant (et ainsi de suite) sont appelées lignes de partage.

Les points d'intersection des lignes de partage successives donnent en cumulés les pourcentages correspondant aux différents granulats successifs. Il s'agit de pourcentages en volumes absolus dans l'unité de béton frais mis en oeuvre après serrage.

2-2-4- MASSE DES GRANULATS

Il convient alors de faire appel à la notion de coefficient de compacité du béton. On définit celui-ci comme le rapport entre la somme des volumes absolus des constituants solides (granulats et ciment) et le volume de béton correspondant en oeuvre que l'on prendra égal à 1000 litres.

On a donc $\gamma = (V_g + V_c) / 1000$

La connaissance de ce coefficient, et la connaissance du dosage en ciment C déjà fixé permet le calcul de V_c en supposant que la masse volumique du ciment est égale à 3.1 kg/l .

On peut aussi obtenir la valeur du volume absolu des granulats V_g , ainsi la connaissance du pourcentage de chacun d'eux permet alors de calculer leurs

volumes absolus respectifs en litres pour un mètre cube de béton en oeuvre.

La connaissance de la densité spécifique de chacun d'eux est alors nécessaire, et permet de calculer la masse de chacun d'eux dans la formule de composition qui est alors complètement définie et qui par addition des masses des différents constituants, donne la masse volumique théorique du béton frais en oeuvre en kg/m^3 .

2-3- APPLICATIONS

2-3-1- BETON A

1-a- Tableaux de valeurs

* SABLE

module tamis	ouverture (mm)	refus (g)	refus cumulé(g)	% refus cum. (X)	% passant (100-X)
34	2	125,224	125,224	12,6	87,4
32	1,25	161,381	186,605	18,77	81,23
31	1	135,648	322,253	32,42	67,58
28	0,5	38,324	360,577	36,27	63,73
27	0,4	100,067	460,644	46,34	53,66
26	0,315	108,625	569,269	57,26	42,74
25	0,25	163,001	732,27	73,66	26,34
22	0,125	236,219	968,489	97,42	2,58
21	0,1	20,593	989,082	99,49	0,51
0	0	5,055	994,137	100	0

*** GRANULATS 3/8**

module tamis	ouverture (mm)	refus (g)	refus cumulé(g)	% refus cum. (X)	% passant (100-X)
43	16	0	0	0	100
42	12,8	7,975	7,975	0,398	99,602
41	10	9,857	17,832	0,891	99,109
40	8	18,875	36,707	1,833	98,167
39	6,4	70,449	107,156	5,352	94,648
38	5	344,406	451,562	22,553	77,447
34	2	1171,497	1623,06	81,064	18,936
32	1,25	177,241	1800,3	89,917	10,083
31	1	101,119	1901,42	94,967	5,033
0	0	100,766	2002,185	100	0

*** GRANULATS 6/12**

module tamis	ouverture (mm)	refus (g)	refus cumulé(g)	% refus cum. (X)	% passant (100-X)
43	16	39,074	39,074	1,959	98,046
42	12,8	236,865	275,939	13,798	86,202
41	10	731,708	1007,647	50,386	49,614
40	8	450,643	1458,29	72,92	27,08
39	6,4	262,731	1721,02	86,058	13,942
38	5	131,426	1852,447	92,629	7,371
34	2	73,721	1926,168	96,316	3,684
32	1,25	10,589	1936,757	96,845	3,155
31	1	15,732	1952,489	97,632	2,368
0	0	47,358	1999,847	100	0

1-b- Détermination de la courbe optimale

A ($D/2$; $50-\sqrt{D}+K$)

B (D ; 100%)

* K : il est déterminé à partir d'un tableau, c'est un terme correcteur, en fonction du dosage en ciment , de la puissance de vibration et de l'angularité des granulats.

* K=2 (vibration normale, dosage en ciment 350, granulats concassés)

* D : diamètre du plus gros granulat, ici D=20 mm.

ainsi

A (10 ; 47.53) et B (20 ; 100%)

Et à partir du tracé de la courbe optimale, on obtient les proportions suivantes par intersection avec les courbes granulométriques pour 1m³ de béton.

avec

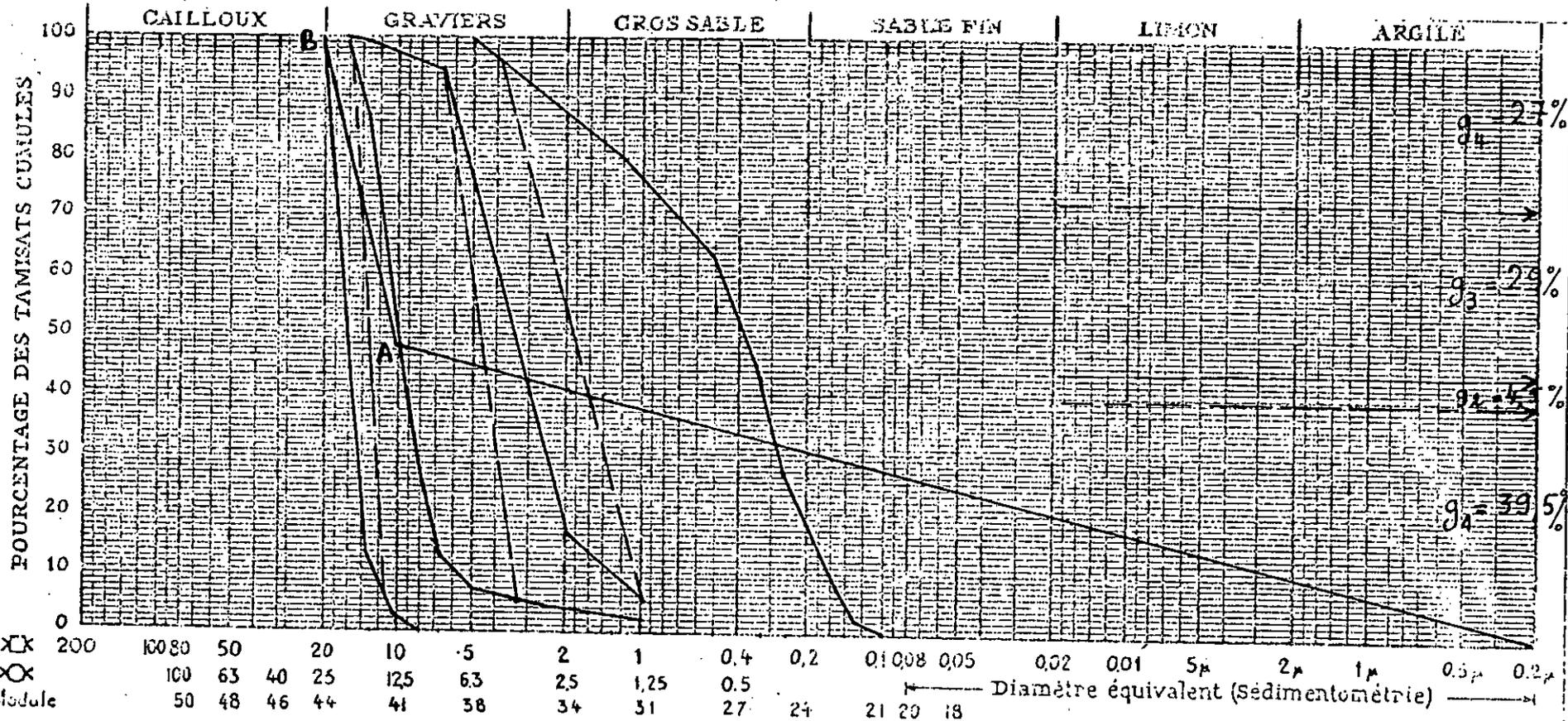
** $\gamma=0.82$ coefficient de compacité

** masse spécifique du ciment égale à 3.1

** dosage en ciment égal à 350 kg/m³

** volume du ciment $V_c=C/3,1=350/3,1=113$ l

dimensions granulats	sable (0/5)	3/8	6/12	12/20
% des granulats du graphe	g1=39,5	g2=4,5	g3=29	g4=27
V.abs total des granulats	707 dm3			
V.abs de chaque granulat (l)	279,27	31,82	205,03	190,89
masse spécifique (w)	2.54	2.62	2.62	2.75
masse de chaque gran. (kg)	709,35	83,37	537,18	500,14



2-3-2- BETON B

2-a- Tableaux de valeurs

On a gardé le même sable et les mêmes granulats 12/20 que pour la composition du béton A;

* GRANULATS 3/8

module tamis	ouverture tamis(mm)	refus (g)	refus cumulé(g)	% refus cum. (X)	% passant (100-X)
43	16	0	0	0	100
42	12,8	0	0	0	100
41	10	0	0	0	100
40	8	3,65	3,65	0,18	99,82
39	6,4	167,518	171,168	8,5	91,5
38	5	627,882	799,05	39,69	60,31
34	2	1190,068	1989,118	98,81	1,19
32	1,25	14,11	2003,228	99,51	0,49
31	1	2,82	2006,048	99,65	0,35
0	0	7,04	2013,09	100	0

*** GRANULATS 8/12**

module tamis	ouverture tamis (mm)	refus (g)	refus cumulé (g)	% refus cum. (X)	% passant (100-X)
43	16	6,708	6,708	0,34	99,66
42	12,8	221,383	228,91	11,54	88,46
41	10	906,13	1134,22	57,19	42,81
40	8	517,281	1651,5	83,28	16,72
39	6,4	245,228	1896,73	95,64	4,36
38	5	66,583	1963,31	98,99	1,01
34	2	11,503	1974,82	99,58	0,42
32	1,25	0,822	1975,64	99,62	0,38
31	1	1,561	1977,4	99,71	0,29
0	0	5,761	1983,164	100	0

2-b- Détermination de la courbe optimale

L'équation de la courbe optimale est la suivante:

$$Y = A + 17 \sqrt[5]{D} \quad \text{et} \quad X = D/2$$

avec $A=30$

$$D=20 \text{ mm}$$

d'où

$$Y = 60,95 \quad \text{et} \quad X = 10 \text{ mm}$$

Et à partir du tracé de la courbe optimale, on obtient les proportions suivantes par intersection avec les courbes granulométriques :

avec

** masse spécifique du ciment : 3,1

** dosage en ciment 350 kg/m³

** volume du ciment $V_c = 113 \text{ l} = 350/3,1$

** rapport E/C = 0,48

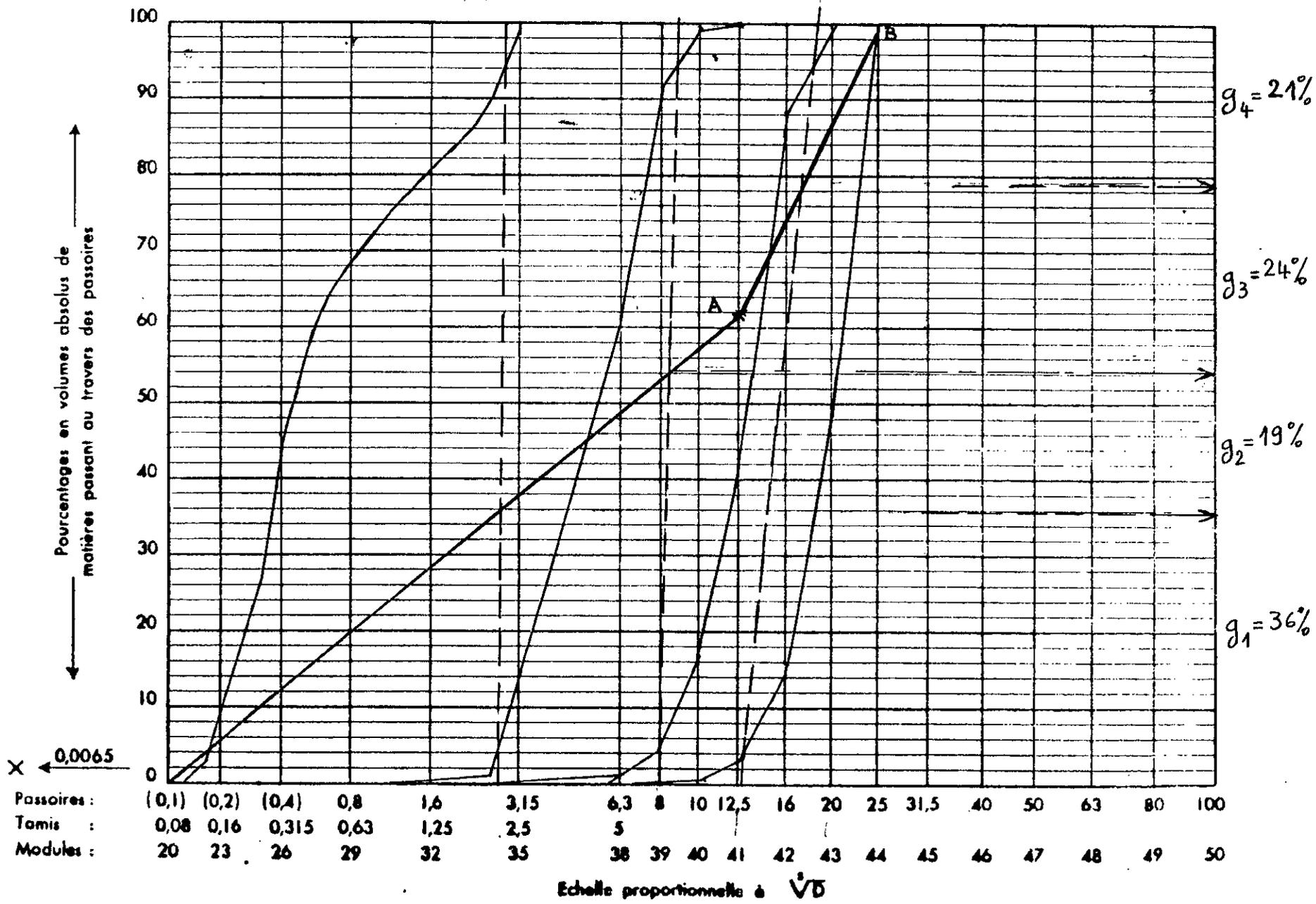
**air occlus $V_a = 5 \text{ l}$

dimensions granulats	sable (0/5)	3/8	6/12	12/20
% des granulats du graphe	g1= 36	g2= 19	g3= 24	g4= 21
V. abs total des granulats	714 dm ³			
V. abs de chaque granulat (l)	257,04	135,66	171,36	149,94
masse spécifique (w)	2,54	2,72	2,72	2,75
chaque gran. (kg)	668	369	466,1	412,3

S.O.N.A.T. .O. COURBES GRANULOMÉTRIQUES
selon M. FAURY

DOSSIER: _____
 ESSAI N° _____

91



V-3- CARACTERISTIQUES DES ACIERS

Type	Section (cm ²)	Limite d'élasticité (kgf/mm ²)	Résistance à la traction (kgf/mm ²)
barres H.A (8)	0.5	62	68
barres H.A (12)	1.13	57	65

V-4- CONDITIONS D'EXECUTION DES ESSAIS

4-1- COULAGE DES POUTRES ET EPROUVETTES

Nous disposons de deux coffrages métalliques qui nous ont permis de couler huit poutres, cependant le malaxage, fait à la pelle, nous a conduit à couler chaque poutre séparément et l'une à la suite de l'autre.

Un certain nombre d'éprouvettes a été prélevé lors du coulage:

Pour chaque poutre on a confectionné six éprouvettes cylindriques dont :

- quatre éprouvettes de dimensions (16*32) cm
- deux éprouvettes de dimensions (11*22) cm

Les conditions de surfacage des éprouvettes n'ont pas été respectées dans la première composition par manque de soufre.

4-2- ESSAI

La mise en charge de chaque poutre se fait par paliers successifs de 5 kN, sans

déchargement . Le temps de lecture à chaque charge a été fixé à 5 minutes, en raison de la stabilisation de tous les appareils de mesure.

V-5- EXECUTION DES ESSAIS

Les essais ont été réalisés au laboratoire structures du département de génie-civil de l'école nationale polytechnique .

5-1- MACHINE D'ESSAIS

La machine d'essai en charpente métallique est décrite ci-dessous.

Elle est composée de trois portiques déplaçables dans le sens longitudinal de la table d'essai; chaque portique comporte un verrin hydraulique coulissant sur sa traverse perpendiculairement au déplacement des portiques.

5-1-1- CONTACT VERRIN-REPARTISSEUR

Chaque face inférieure du verrin comporte un creux où vient se loger une plaque munie d'une bille qui sert à transmettre la charge. Dans notre cas, la poutre étant sollicitée par deux forces concentrées, nous avons utilisé un seul verrin .

La force transmise par ce dernier sera décomposée en deux grâce à un profilé métallique (repartisseur de forces). On a utilisé un seul verrin parce que sa capacité de chargement nous a permis d'atteindre la rupture.

5-1-2- TYPE D'APPUIS.

La poutre repose sur deux appuis, simple et double.

5-1-3- SYSTEME DE BLOCAGE DE LA CHARGE

Il a été fait manuellement afin de pallier aux fuites (voir courbes d'étalonnage en annexe A)

5-2- MESURES ET APPAREILS DE MESURE

5-2-1- FLECHES

Elles sont mesurées à l'aide de comparateurs ayant une précision de 10^{-2} mm .

5-2-2- ROTATIONS

Elles sont déterminées à l'aide de comparateurs précis situés à une distance "X" de l'appui. Chaque comparateur est fixé à un support magnétique en acier .

En tout point de contact comparateur-poutre, nous avons poncé la surface pour avoir une surface lisse et une déformation uniforme sur cette dernière et parer ainsi à toute erreur de mesure due au déplacement local du comparateur.

5-2-3- DEFORMATIONS UNITAIRES

Les allongements de l'acier et raccourcissements du béton au voisinage des sections critiques sont déterminés à l'aide de jauges ohmiques. Les valeurs sont lues directement sur le pont d'extensiométrie numérique*.

Les paramètres K (facteur de sensibilité des jauges) et R (résistance en Ω) propres à chaque type de jauge sont réglables sur le pont dès le départ.

- **pour l'acier** : les jauges sont collées directement sur l'armature après polissage de la surface de contact.

- **pour le béton** : elles sont placées au niveau de la fibre la plus comprimée.

* Pont d'extensiométrie numérique :

Cet appareil est spécialement conçu pour le branchement de jauges en pont complet ou en demi-pont .

Il permet de mesurer les variations de distance entre deux points appartenant à la surface d'une structure. Ainsi on a la formule suivante :

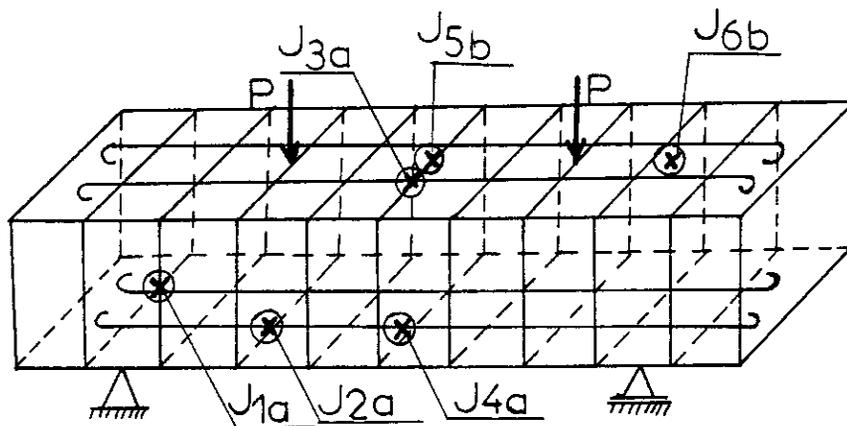
$$\varepsilon_{AA'} = \frac{\Delta L}{L}$$

où L : est la distance entre les deux points AA' appelée base de mesure

ΔL : variation de longueur

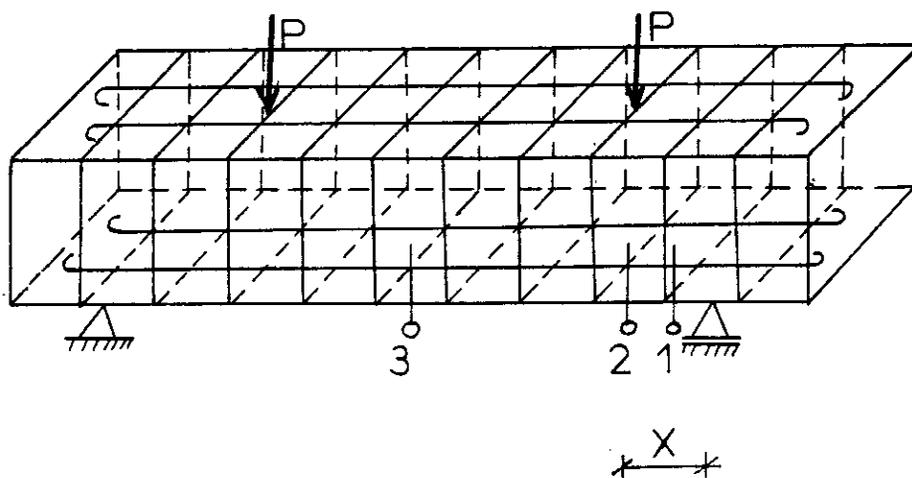
EMPLACEMENT DES APPAREILS DE MESURE

*Emplacement des jauges

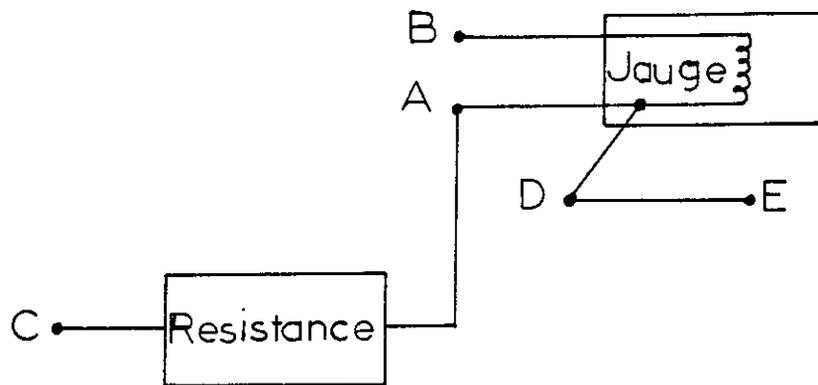


** Emplacement des comparateurs

COMPARATEUR C2				
SERIE DE POUTRES	AI	AII	BI	BII
DISTANCE (cm) de l'appui	26	49	42,5	49



*** Branchement demi-pont



CHAPITRE VI

RESULTATS
ET
CONCLUSIONS

CHAPITRE VI- RESULTATS ET CONCLUSIONS

VI-1- OBSERVATIONS SUR LE DEROULEMENT DES ESSAIS

Lors du chargement de la poutre, celle-ci passe par différentes phases:

a/ première phase:

C'est la phase de mise en charge avant l'apparition des fissures dans la zone tendue du béton, l'acier et le béton s'allongent de la même manière grâce au phénomène d'adhérence.

b/ deuxième phase:

On a apparition des premières fissures, le béton tendu de la zone située entre les deux charges concentrées se fissure.

Ces fissures qui sont des fissures de flexion, sont verticales (normales) et de faibles dimensions (environ 0,01 mm au départ).

c/ troisième phase:

Les fissures dont nous avons parlé dans la phase précédente, s'agrandissent encore, et s'étendent en longueur; elles deviennent plus profondes; d'autre part, d'autres fissures apparaissent non seulement dans la partie située entre les deux charges concentrées, mais aussi entre la charge et l'appui. Cependant, elles sont dans leurs majorités dirigées verticalement.

d/ quatrième phase:

Des fissures inclinées apparaissent près de la zone d'appui, elles sont de faible ouverture.

e/ cinquième phase:

Enfin vient la rupture, qui dans la majorité des cas a lieu dans la zone de béton comprimé, près de l'application de la charge. Le béton comprimé a atteint sa contrainte limite de compression.

VI-2- CALCUL DU MOMENT DE FISSURATION THEORIQUE- COMPARAISONS AVEC L'EXPERIENCE.

VI-2-1- MOMENT DE FISSURATION

* La charge causant la première fissure dans les poutres est relevée à partir de l'observation directe des microfissures à l'aide de la règle appelée "fissuromètre" et de la loupe; après cela les fissures ont été calquées .

* Essayons de comparer à présent le moment de fissuration théorique avec le moment de fissuration expérimental.

°°Le calcul du moment de fissuration théorique sera fait par la méthode des états limites :

Ainsi ,

$$M_f = (W_f * R_{bk}) / 0,6$$

avec $W_f = I_f / V$

et $R_{bk} = 0,085 * \sigma'_{bc}$

I_f : moment d'inertie de la section totale homogénéisée de l'élément.

$$I_f = (bh^3/12) * (1 + (n-1) * I_a / I)$$

avec $I = bh^3/12$ inertie de la section de béton.

I_a : inertie des aciers (comprimés et tendus) par rapport au centre de gravité de la section.

$n = E_a / E_b$ module d'équivalence.

V : position de la fibre la plus comprimée par rapport à l'axe neutre.

σ'_{bc} : résistance du béton à la compression.

°°Quant au moment de fissuration expérimental, il est calculé à partir de la charge de fissuration P_f .

$$M_f = P_f * a$$

avec a : position de la charge par rapport à l'appui.

composition	série	a/h	$P_{f \text{ exp}}$ (kN)	$P_{r \text{ exp}}$ (kN)	$P_{r \text{ theo}}$ (kN)	δ	$M_{f \text{ theo}}$ (kg.cm)	$M_{f \text{ exp}}$ (kg.cm)
A	AI	2	8,7	38,17	25,5	1,497	50833	4350
	AII	3	8,7	29	19,7	1,472	50833	58290
B	BI	2	8,9	36,5	27	1,352	63541	44500
	BII	3	8,9	30,25	21	1,440	63541	59630

avec $\delta = P_{r \text{ exp}} / P_{r \text{ theo}}$
 P_r : charge de rupture.

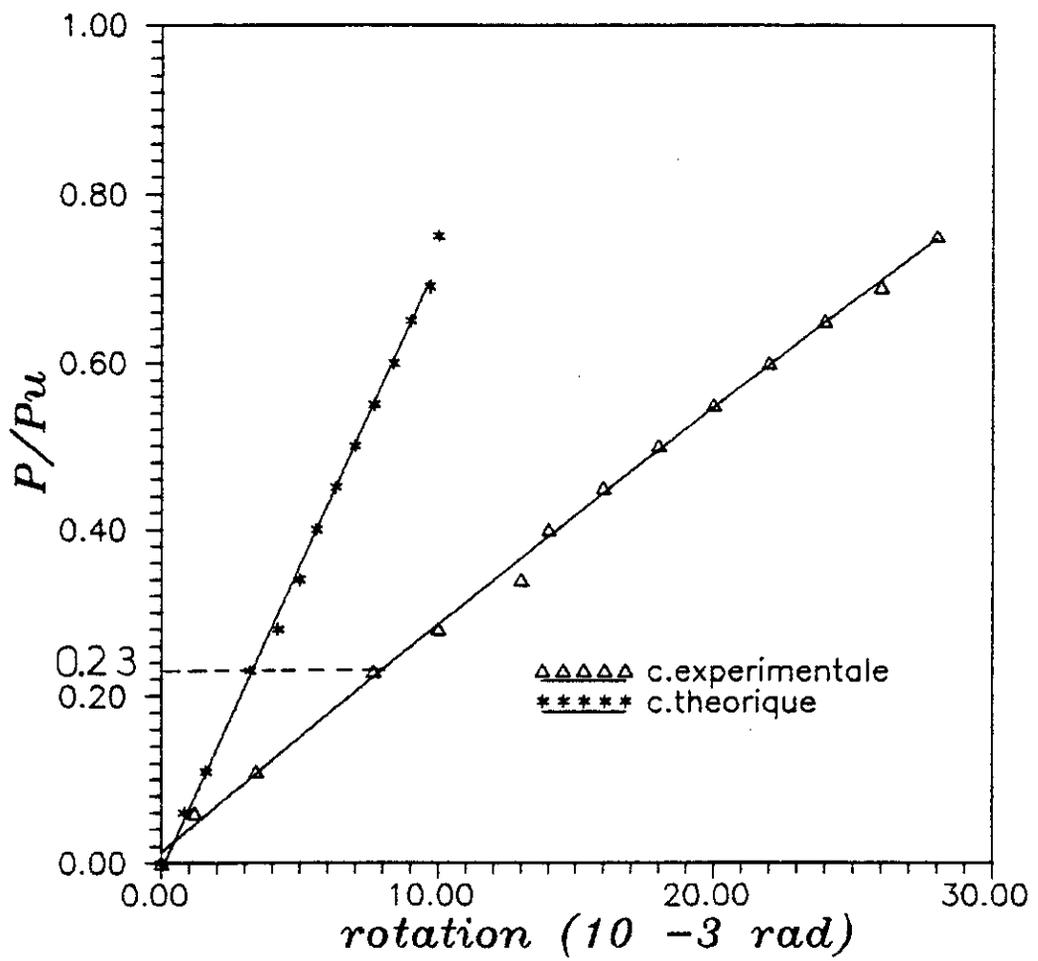
VI-2-2- INTERPRETATION DU TABLEAU

- L'augmentation de l'élanement de cisaillement (a/h) n'a aucun effet remarquable sur la charge de fissuration qui reste stable au cours des essais (d'environ 9 kN)

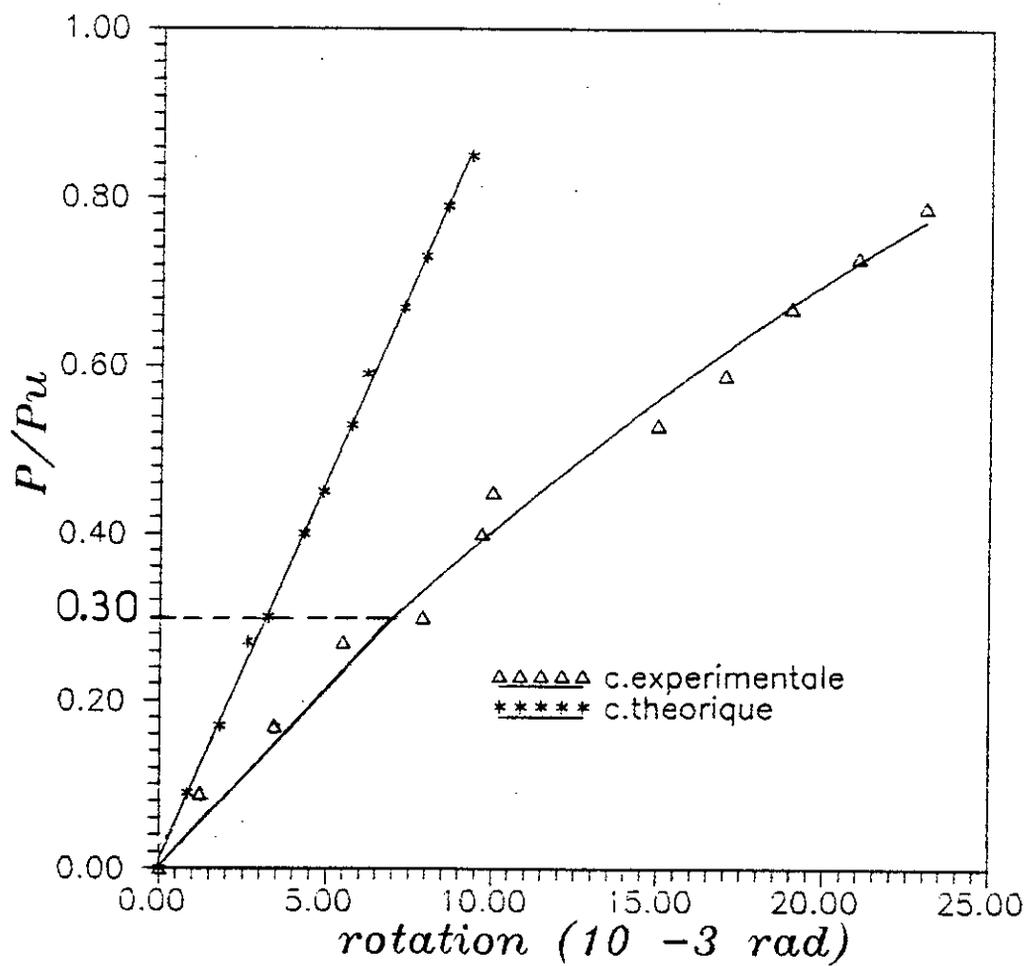
- On constate que la charge de rupture des poutres de la catégorie B, dont la résistance à la compression est de 25 MPa (voir ANNEXE B), est presque égale ou plutôt est légèrement inférieure à celle des poutres de la série A (résistance à la compression de 20 Mpa à j=>70 jours)

Elle est d'environ 20% plus grande.

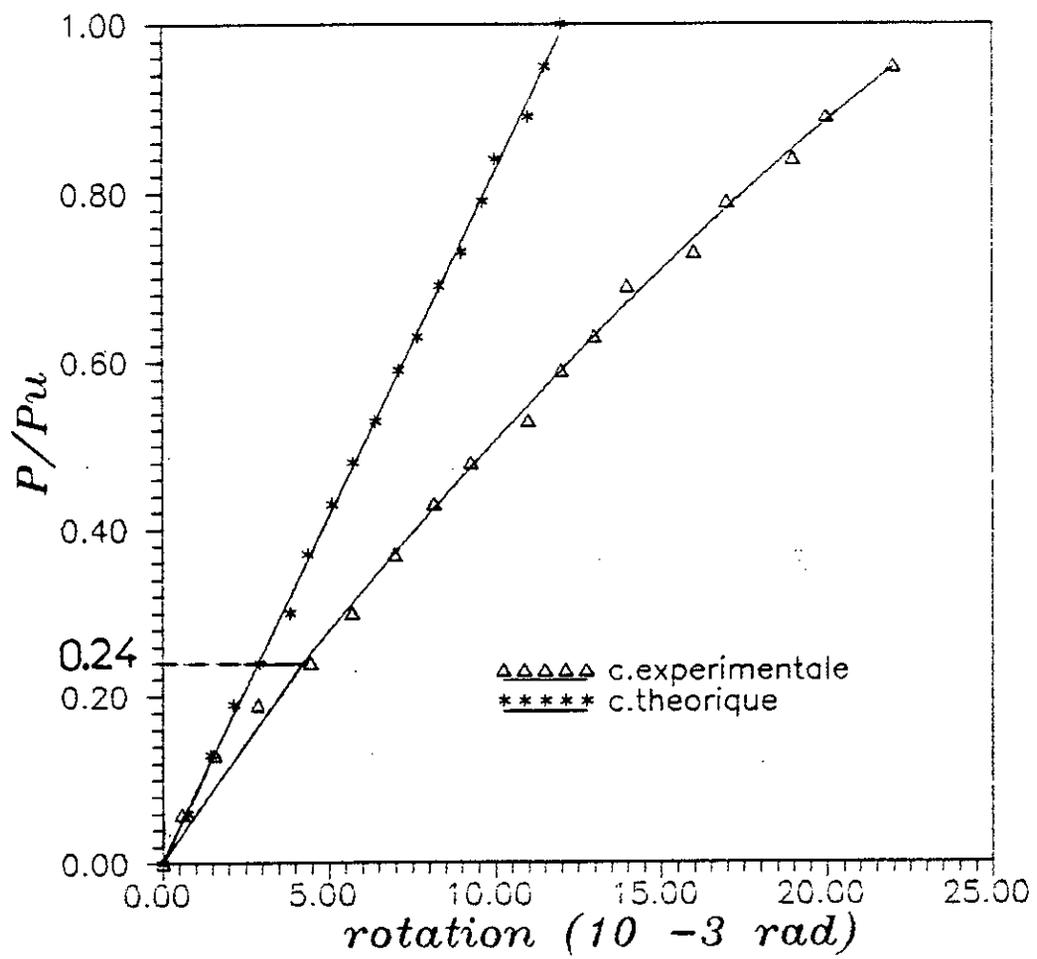
Ceci peut s'expliquer par le fait que, la résistance du béton de la catégorie B ne s'est pas tout à fait stabilisée, puisque les poutres avaient à peine atteint leur



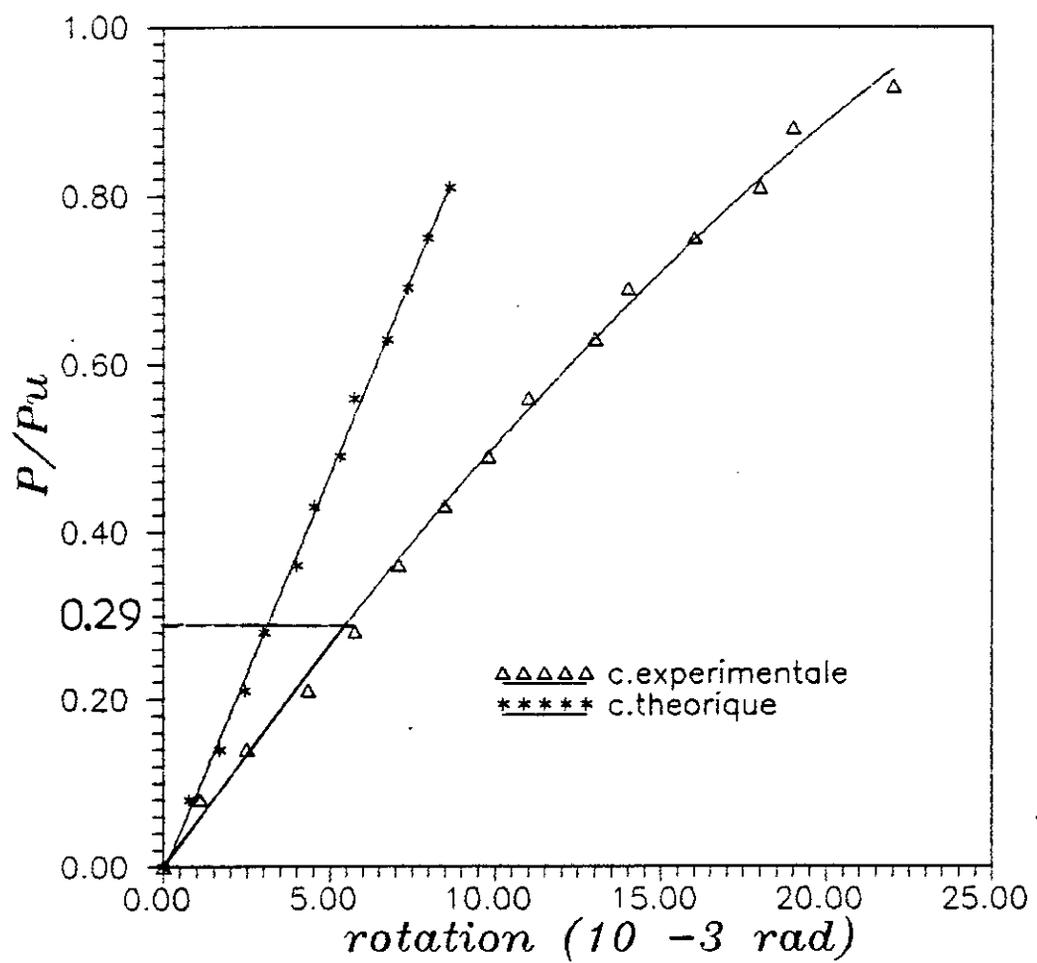
rotation de l' appui pour la serie de poutres AI



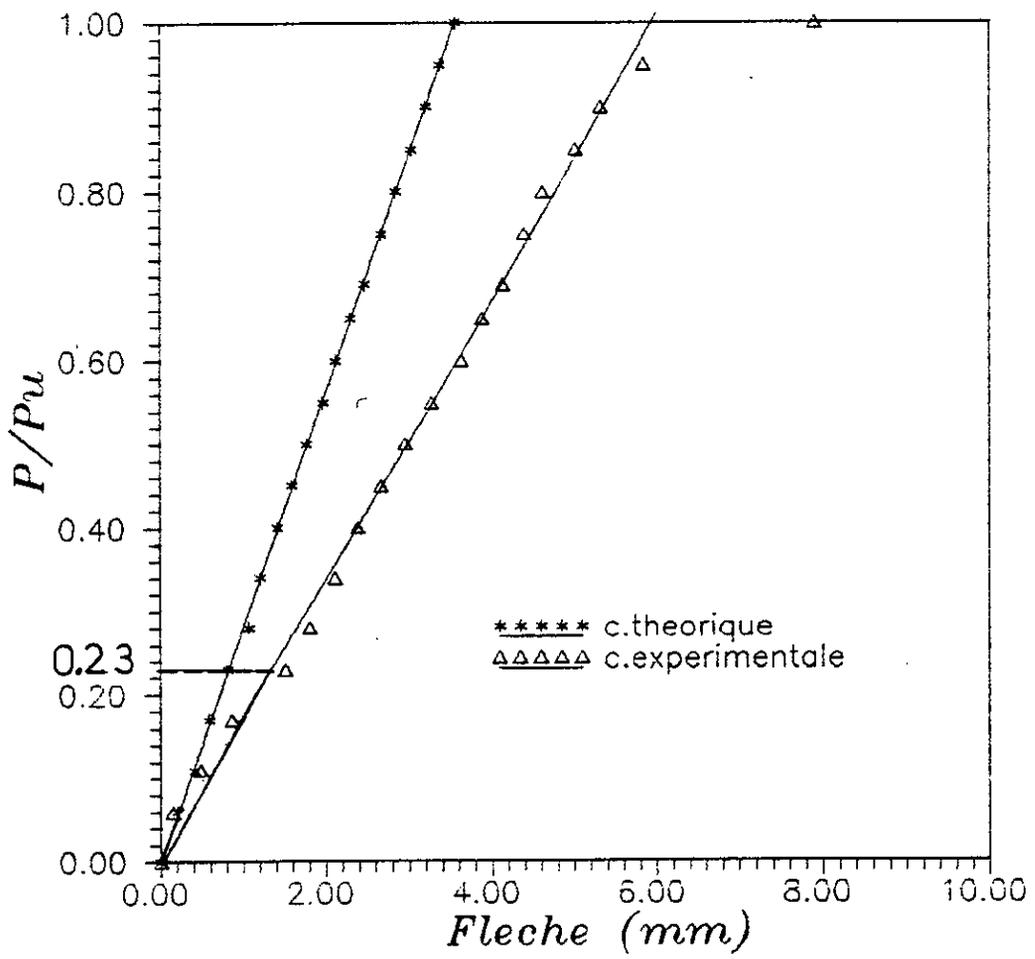
rotation de l'appui pour la serie de poutres AII



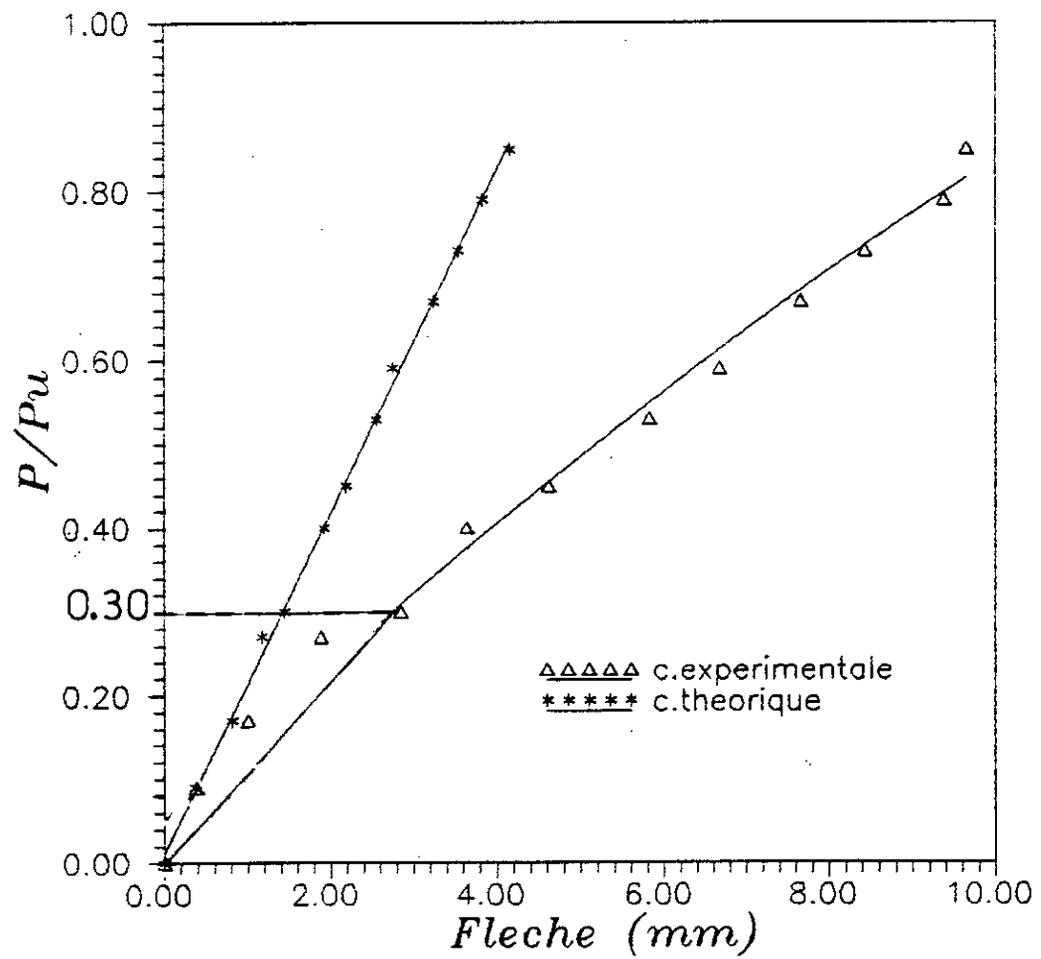
rotation de l'appui pour la serie de poutres BI



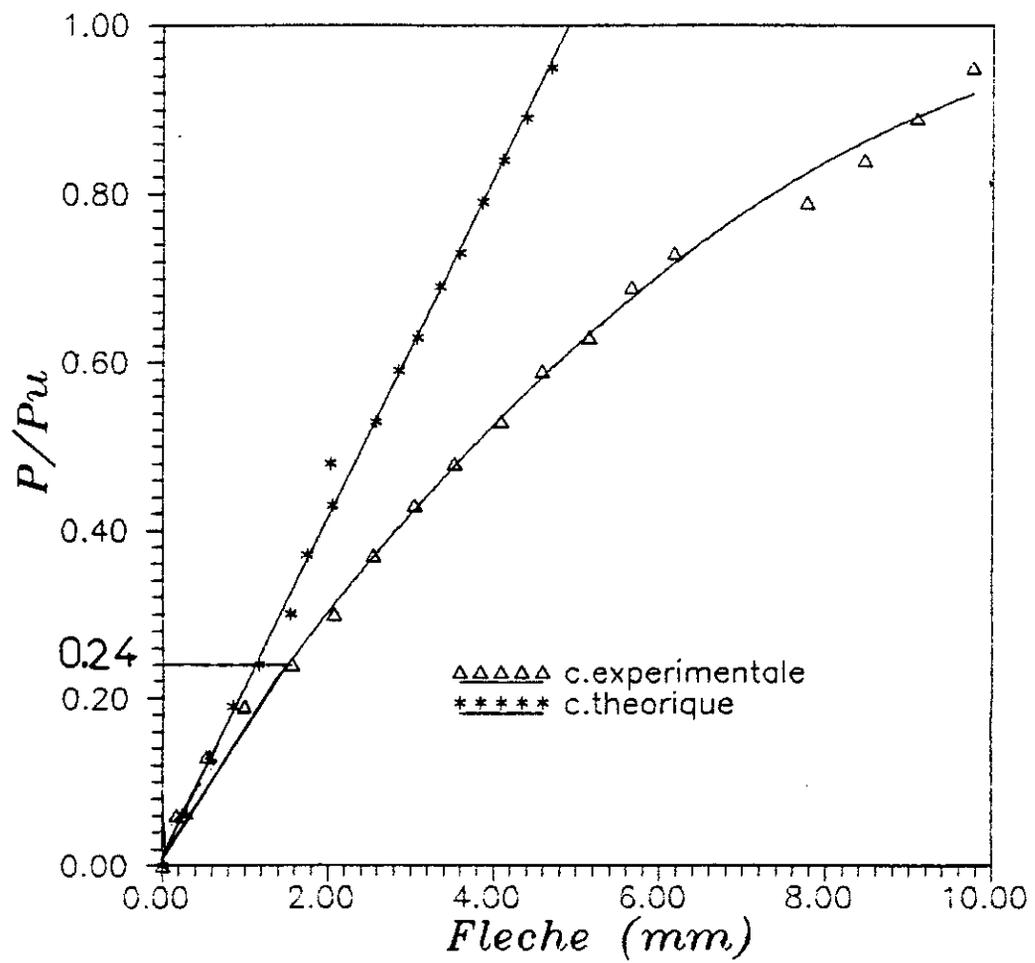
rotation de l'appui pour la serie
de poutres BII 104



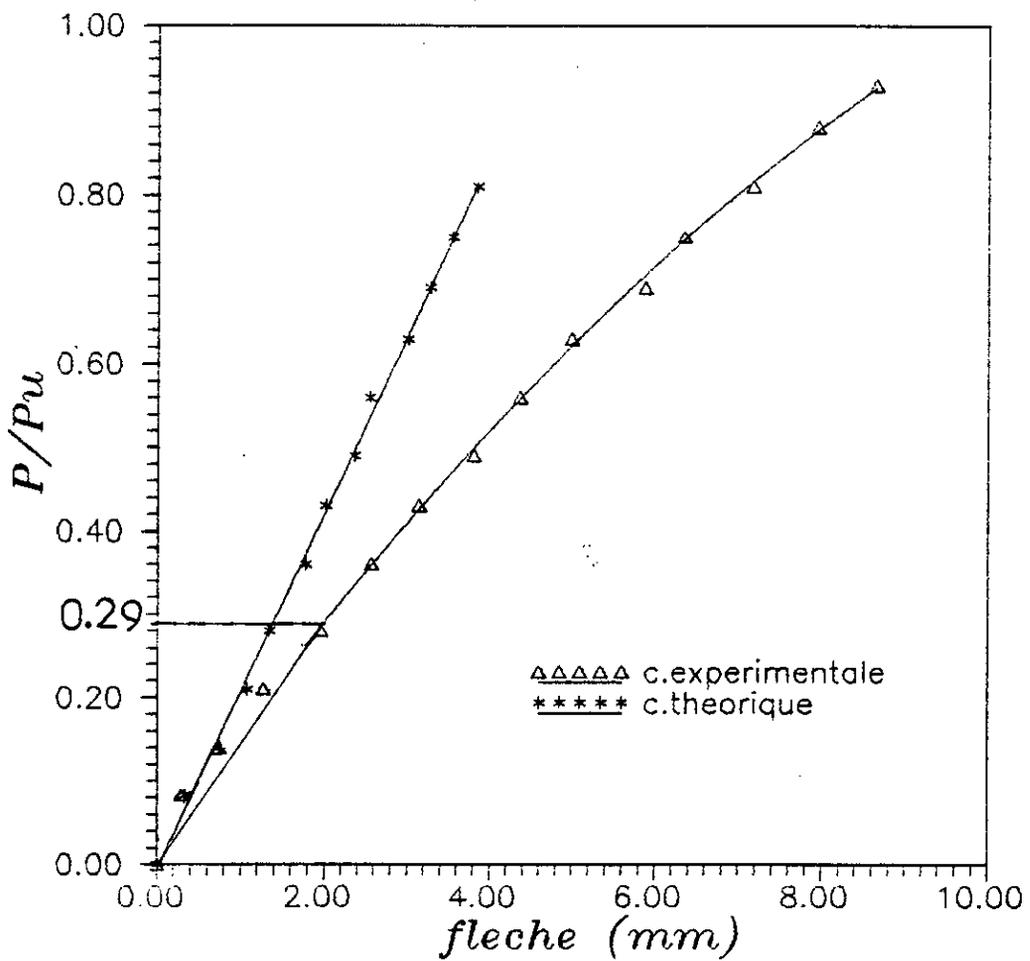
fleche a l'abscisse x1 de l'appui
pour la serie de poutres Al



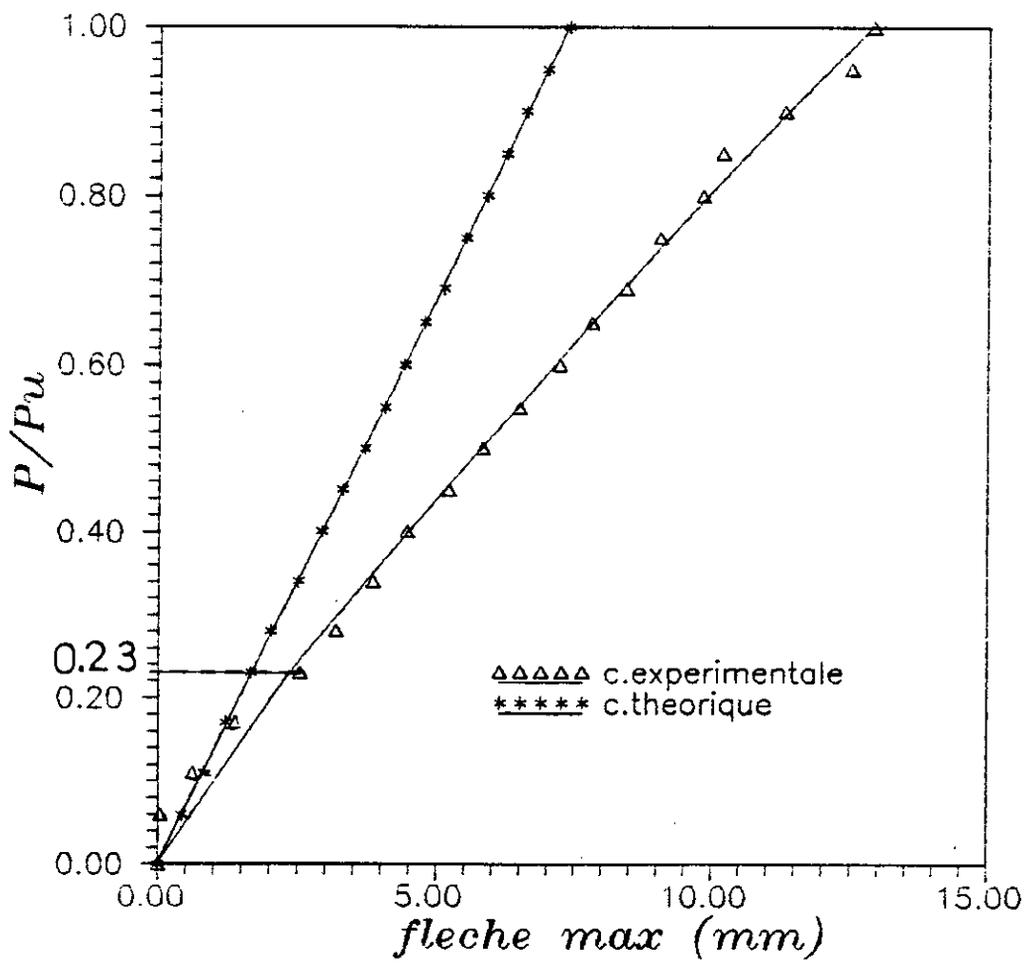
fleche a l'abscisse X2 de l'appui
pour la serie de poutres AII



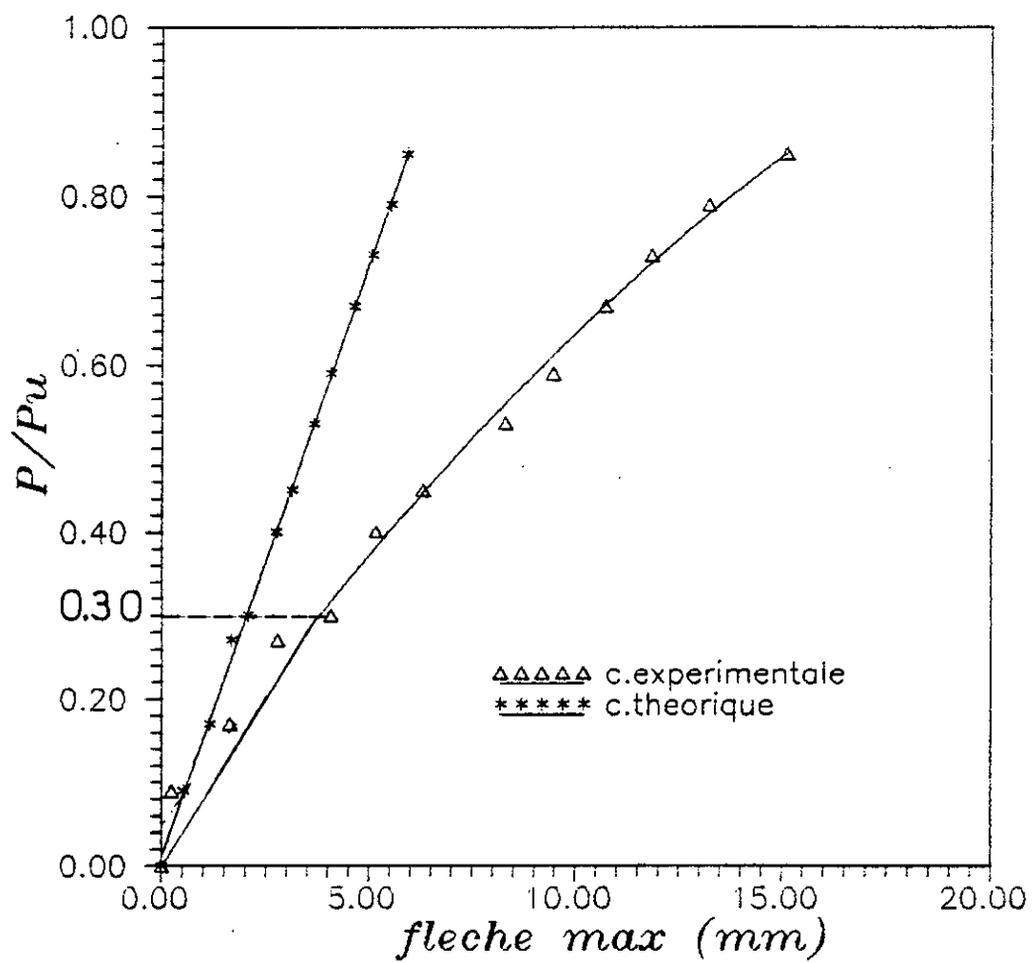
fleche a l'abscisse X3 de l'appui
pour la serie de poutres BI



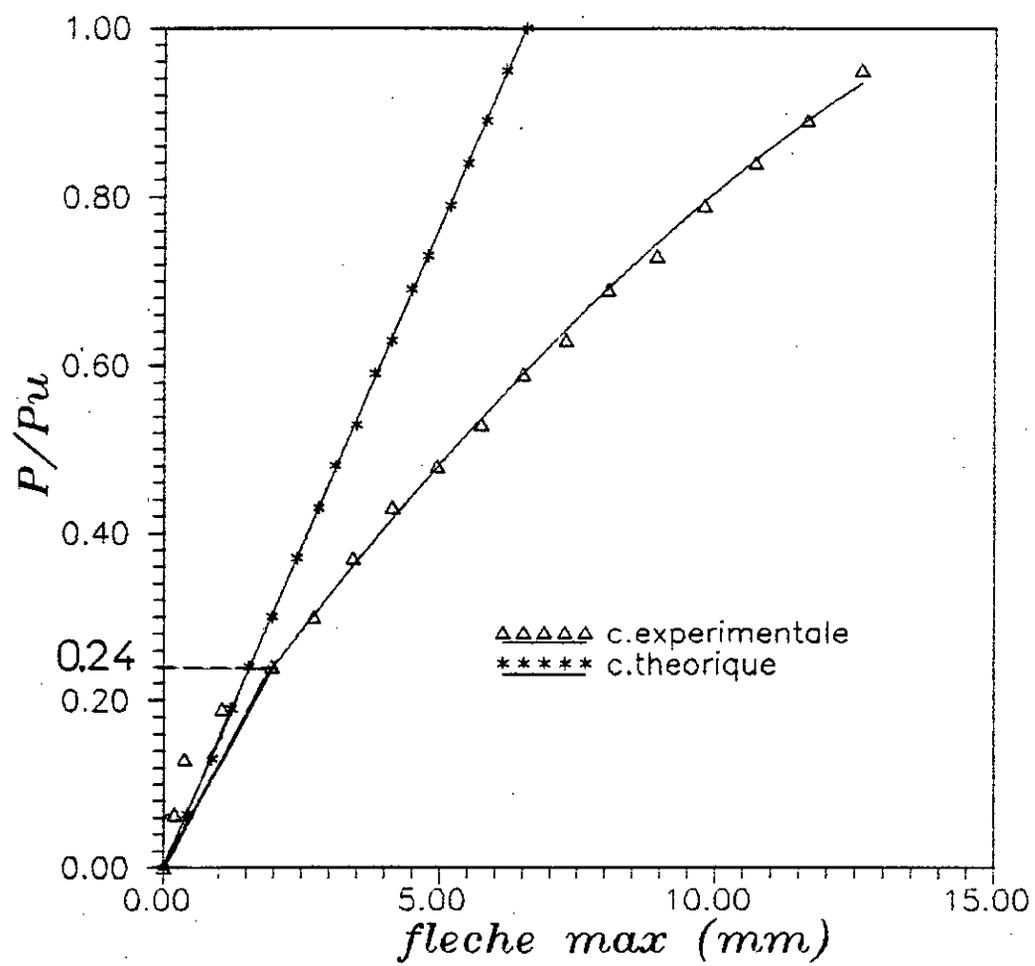
fleche a l'abscisse X4 de l'appui
pour la serie de poutres BII



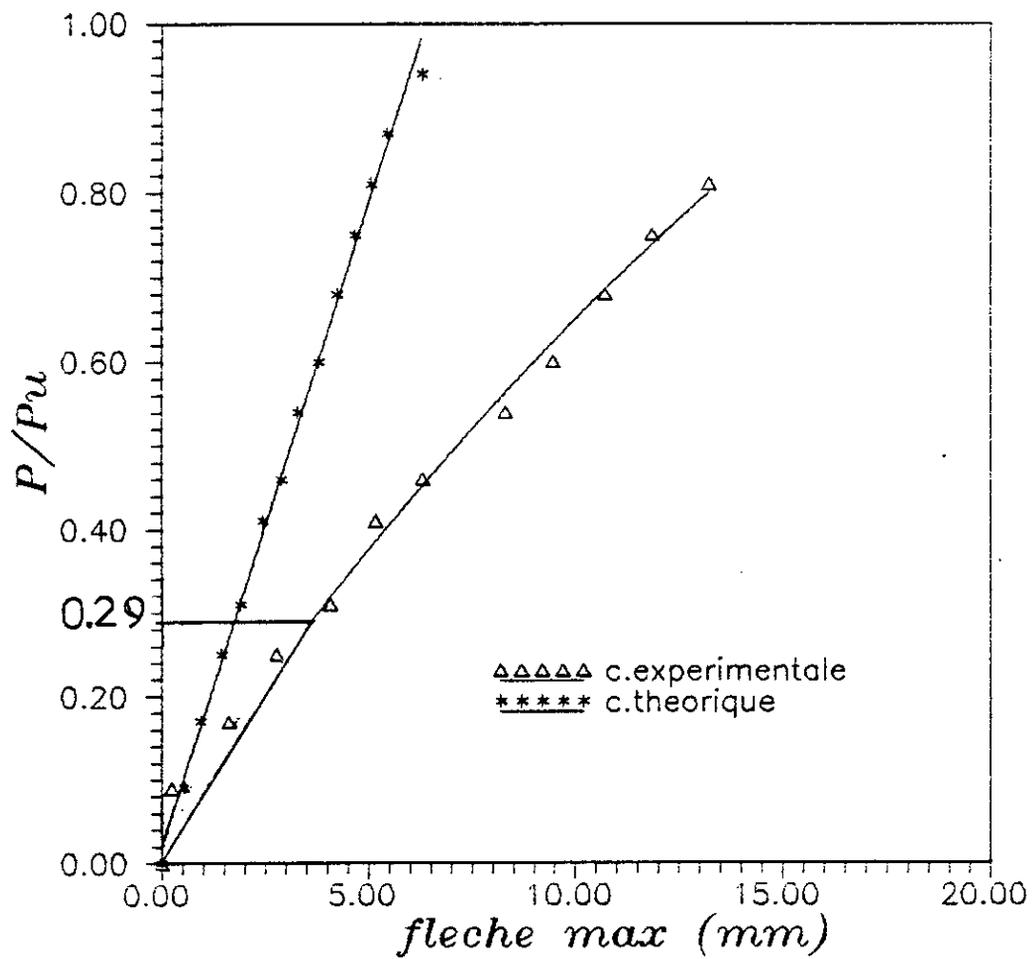
fleche a mi-travee
pour la serie de poutres Al



fleche a mi-travee
pour la serie de poutres AII



fleche a mi-travee
pour la serie de poutres BI



fleche a mi-travee
pour la serie de poutres BII

résistance caractéristique (f_{c28}) à 28 jours d'âge, tandis que les poutres de la catégorie A ont été écrasées à environ 70 jours d'âge (en moyenne) .

Donc si les écrasements avaient été faits au même âge (j~90 jours) les résultats seraient alors inverses.

- On remarque que la charge à la rupture (capacité portante) dépend également du pourcentage d'armatures transversales.

Comme pour le facteur a/h , le raisonnement est identique :

$$\text{* pour } a/h=2 \dots\dots\dots \omega_t = A_{st}/(St.bo) = 0.56 \%$$

la charge de rupture est supérieure à celle

$$\text{* pour laquelle } a/h=3 \dots\dots\dots \omega_t = 0.47 \%$$

VI-3- INTERPRETATIONS DES GRAPHES

VI-3-1- DIAGRAMMES CHARGES-FLECHES ET CHARGES-ROTATIONS

1-a- ALLURE GENERALE

* Lors du tracé de la courbe (P/P_u) en fonction de la flèche (ou rotations), on peut voir que le calcul théorique de la flèche (ou rotation) est indépendant de l'effort tranchant et que la variation est linéaire; c'est le moment fléchissant qui détermine la flèche ou la rotation.

C'est pourquoi dans les théories fondamentales des poutres en béton armé, l'influence de l'effort tranchant sur les flèches (et les rotations) est négligée.

* On constate expérimentalement que :

a/ avant fissuration:

Les flèches et les rotations sont sensiblement proportionnelles aux charges, c'est la phase élastique.

b/ après fissuration:

La courbe prend une allure parabolique, c'est la phase élasto-plastique et plastique.

* Il existe un décalage entre la courbe expérimentale et la courbe théorique, ceci est dû non seulement aux erreurs de l'expérience, mais aussi au fait que le tracé de la courbe théorique suppose que le matériau béton armé travaille élastiquement en tenant compte, cependant, de la dégradation de la rigidité flexionnelle.

1-b-Comparaisons en fonction des facteurs

*** Pour les mêmes compositions de béton:**

on peut voir que le décalage entre la courbe expérimentale et la courbe théorique est plus grand pour les poutres de la série A1 et B1 que pour celles de la série AII et BII respectivement . Il est cependant à noter que les courbes expérimentales sont pratiquement confondues pour des élancements de cisaillement différents, c'est à dire que les courbes expérimentales de A1 et AII sont superposables (il en est de même pour B1 et BII) .

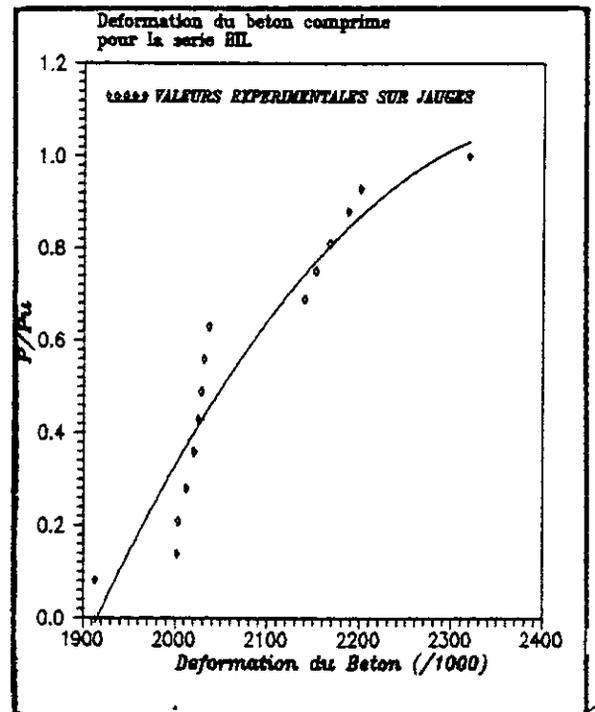
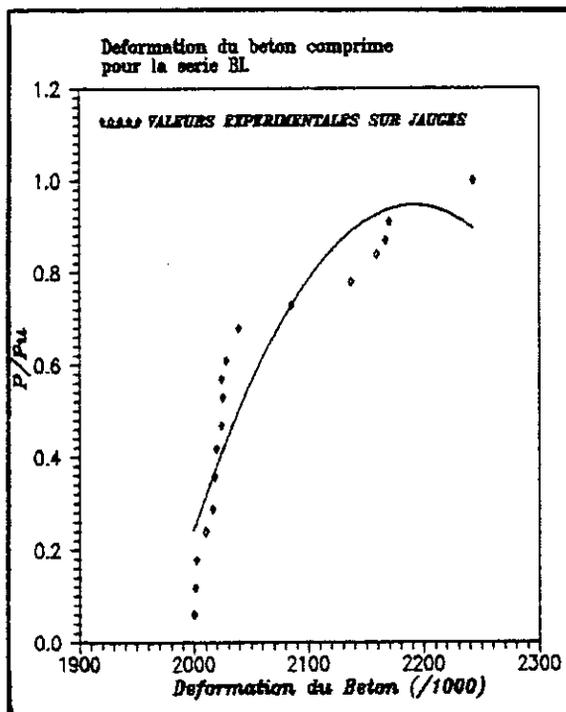
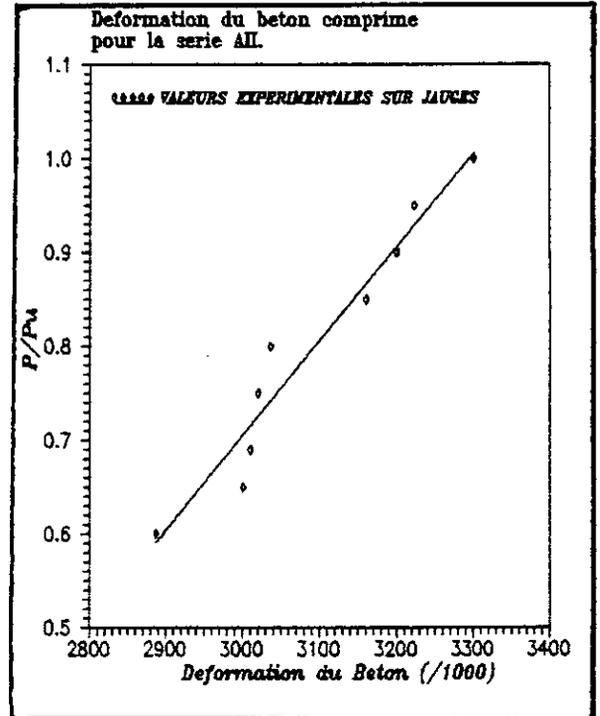
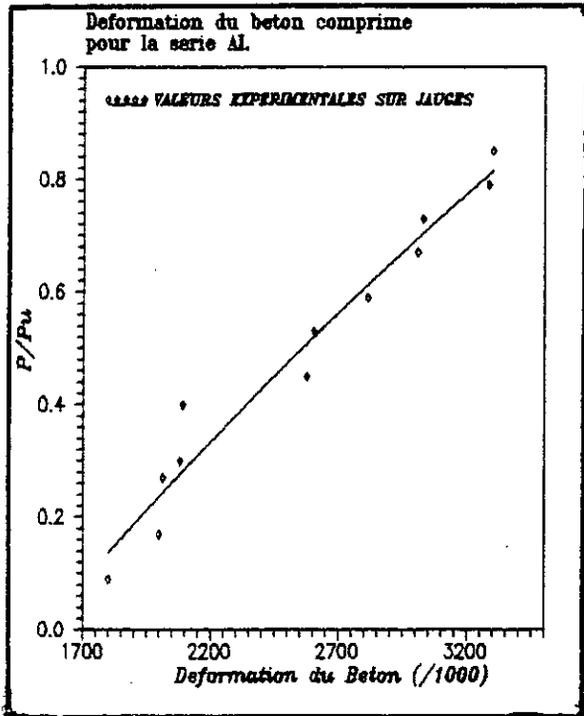
Nous pouvons en déduire que l'élancement de cisaillement n'influe pas sur l'allure des courbes flèches et rotations.

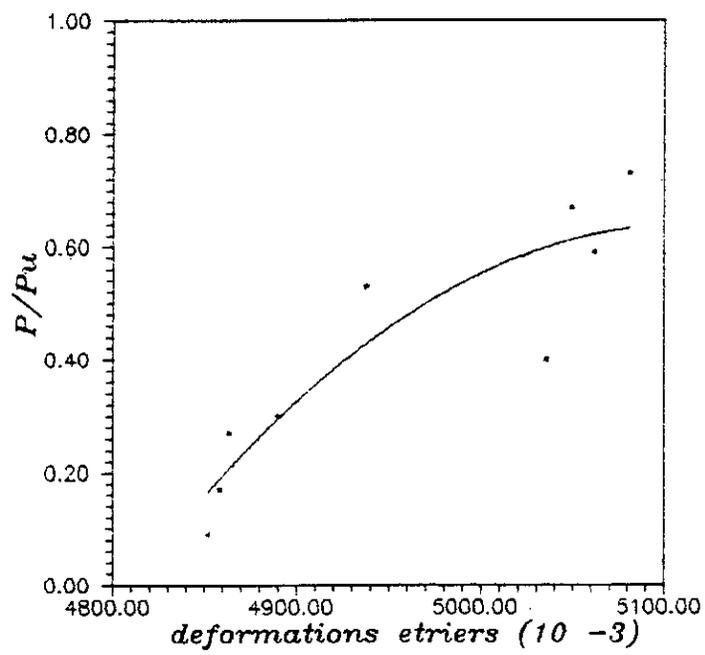
*** Pour des élancements de cisaillement identiques:**

(comparaison entre (A1;B1) et (AII;BII))

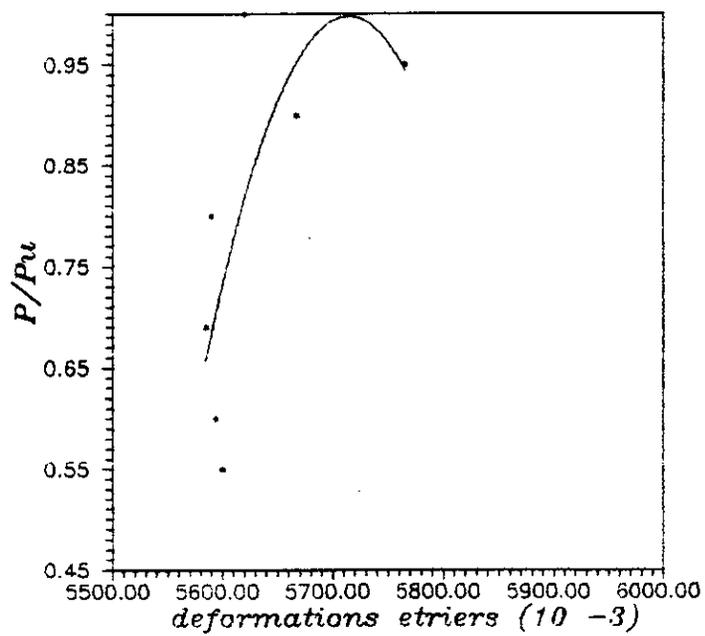
On constate une même allure des courbes (expérimentales et théoriques) , d'où une superposition est possible.

Pour une même charge donnée (P/P_u), la flèche ou la rotation qu'elle soit expérimentale ou théorique, de la catégorie B, est légèrement inférieure à celle de la catégorie A, cela signifie en première approche que plus la résistance du béton est grande, plus les flèches et rotations sont petites. Seulement , comme la différence entre les résistances de la composition A et B n'est pas très importante (d'environ 5MPa), donc nous prendrons quelques précautions en généralisant cette remarque .

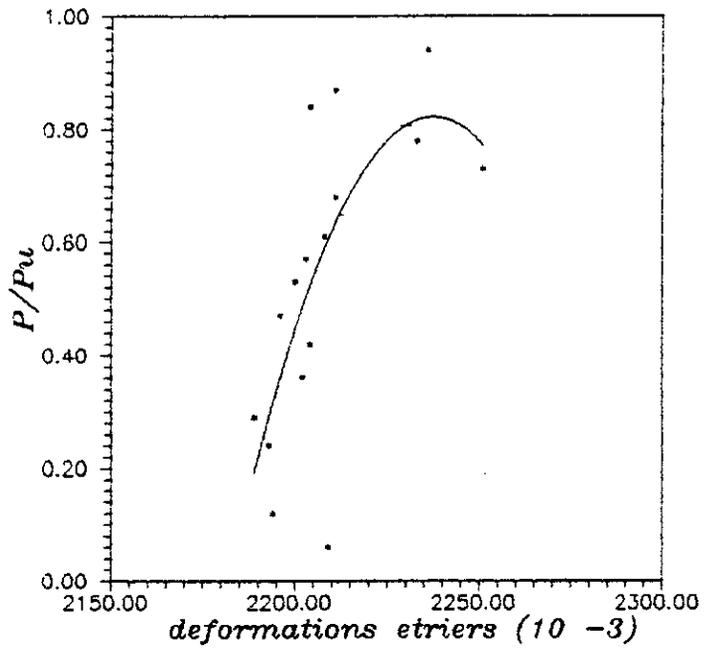




deformations de l'etrier 1
pour la serie de poutres AII



deformations de l'etrier 1
pour la serie de poutres AI



deformations de l'etrier 1
pour la serie de poutres BI

VI-3-2- COURBES CHARGES-DEFORMATIONS DU BETON COMPRIME

* On constate qu'il y a deux types d'allure de courbe différentes, pour les deux catégories de bétons.

La première catégorie A (A1 et AII) montre une allure de courbe parabolique qui tend à être linéaire, tandis que l'allure des courbes charges-déformations de la deuxième catégorie B (B1 et BII) est nettement parabolique.

* Pour un même élancement de cisaillement, il y a un décalage entre les courbes A1 et B1 ainsi que pour AII et BII .

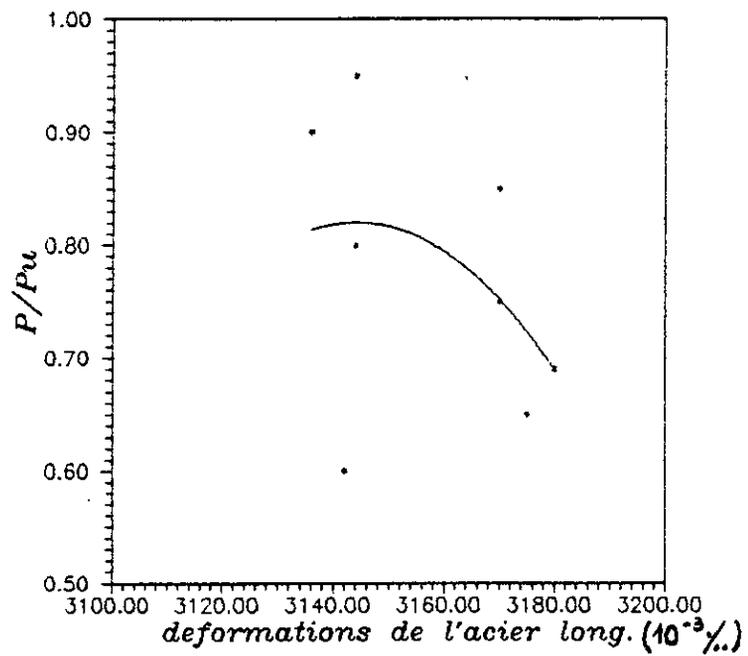
La composition d'un béton influe donc sur sa manière de se déformer. Ainsi, pour une même charge (P/Pu), la déformation du béton A (résistance à la compression de 20 MPa) est plus grande que celle du béton B (résistance à la compression de 25 MPa).

VI-3-3- COURBES CHARGES-DEFORMATIONS DES ETRIERES

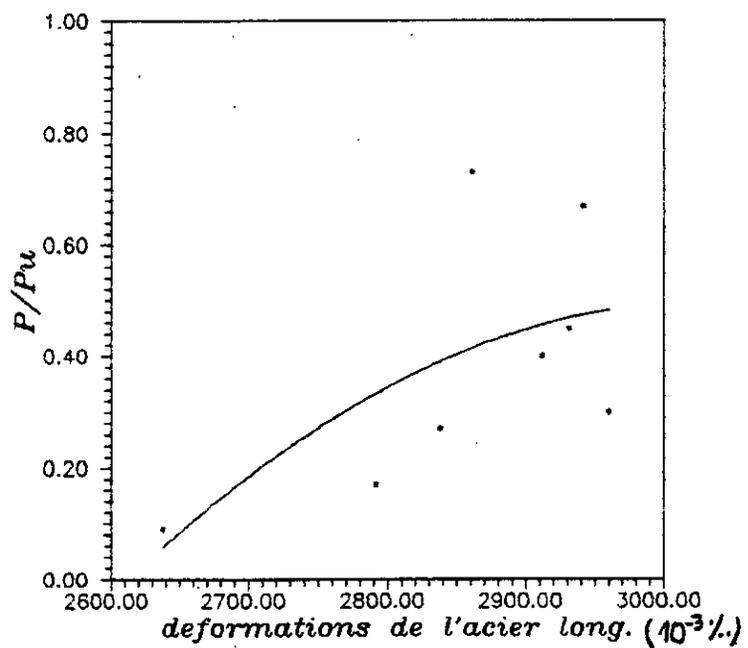
*L'allure des courbes est parabolique. Cependant, la déformation des étriers commence à se faire à une certaine valeur de charge donnée, ce qui s'explique par le fait qu' au cours de la mise en charge avant fissuration, les étriers ne sont traversés par aucune fissure, de ce fait, ils ne peuvent pas participer encore à la reprise des efforts tranchants. Par contre, leur rôle s'affirme dès qu'il y a fissuration.

*** Pour un même élancement de cisaillement :**

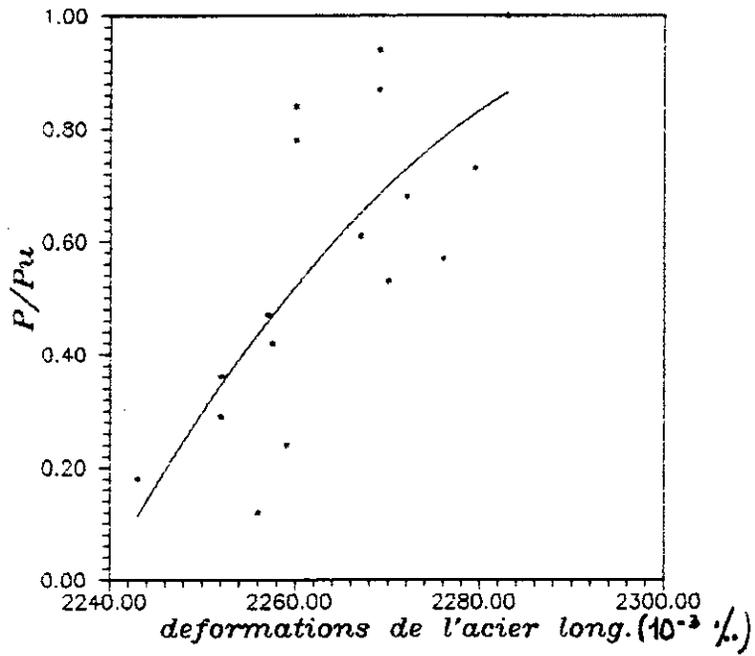
Si l'on considère le domaine d'exploitation de l'étrier compris entre 65% et 80% , on peut voir par exemple, que pour un même élancement de cisaillement, les étriers s'allongent plus pour la catégorie A que pour la catégorie B.



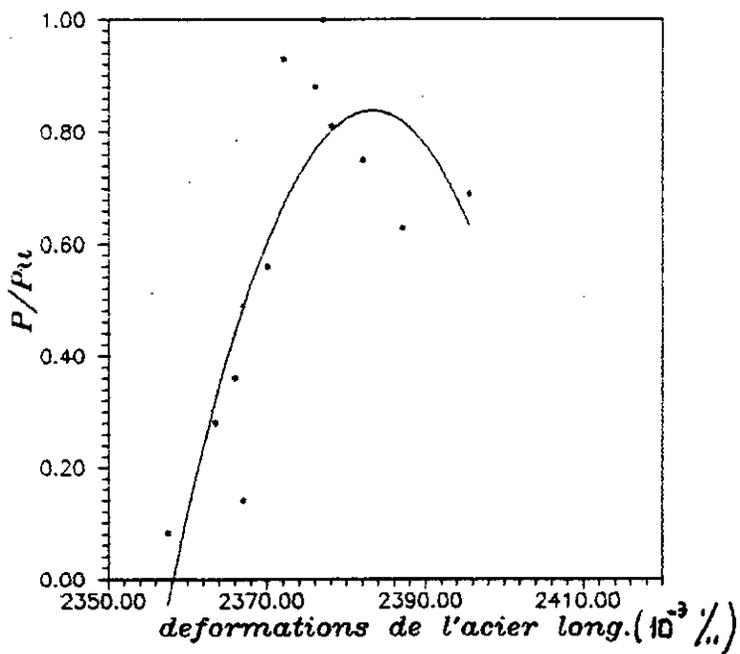
déformations de l'armature longitudinale 2
pour la série de poutres AI



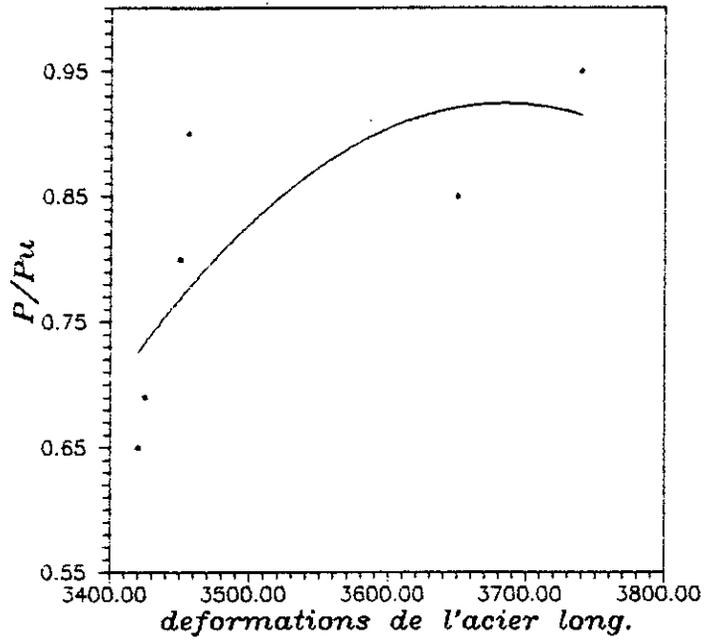
déformations de l'armature longitudinale 2
pour la série de poutres AII



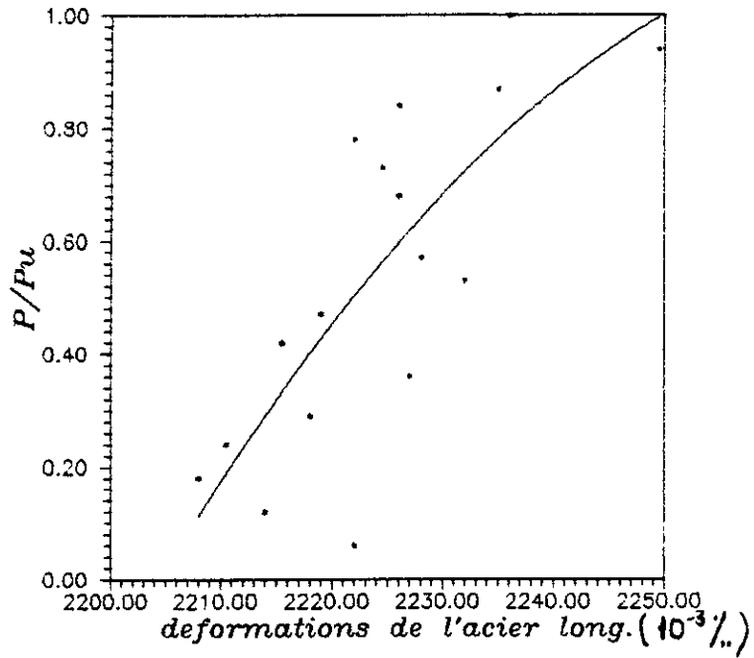
deformations de l'armature longitudinale 2
pour la serie de poutres BI



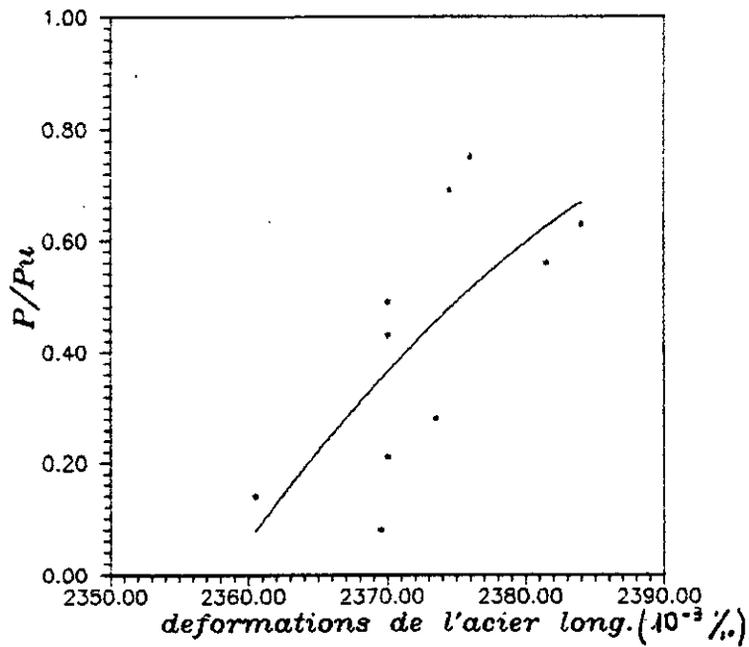
deformations de l'armature longitudinale 2
pour la serie de poutres BII



deformations de l'armature longitudinale 3
pour la serie de poutres A1



deformations de l'armature longitudinale 3
pour la serie de poutres BI



deformations de l'armature longitudinale 3
pour la serie de poutres BII

EXEMPLE:

BETON B1: pour $P/P_u = 0,65$ $\varepsilon = 2210\text{‰}$.

$P/P_u = 0,80$ $\varepsilon = 2230\text{‰}$.

BETON A1: pour $P/P_u = 0,65$ $\varepsilon = 5585\%$.

$P/P_u = 0,80$ $\varepsilon = 5615\%$.

*On constatera que le graphe des poutres de la série BII n'ont pas été fait, pour cause de détérioration de la jauge au cours de l'essai, ou bien pour cause de valeurs aberrantes obtenues.

VI-3-4 COURBES CHARGES-DEFORMATIONS DES ARMATURES LONGITUDINALES

* Elles ont une allure parabolique.

* On peut dire que les aciers longitudinaux s'allongent, ce qui est normal, puisque le rôle même des armatures principales de traction (2), est de retarder la formation de fissures inclinées.

Seulement, la partie élastique n'est pas entièrement apparente sur les graphes.

VI-4- CONCLUSIONS

En résumé, on peut dire que:

- * La charge de rupture des poutres dépend de l'élançement de cisaillement, elle est inversement proportionnelle à celui-ci.
- * L'élançement de cisaillement est sans influence notable sur l'allure des courbes flèches ou rotations en fonction de la charge.
- * La qualité (résistance) du béton influe sur la charge de rupture, elle est proportionnelle à celle-ci.
- * Les variations flèches et rotations sont inversement proportionnelles à la qualité du béton.
- * Plus la résistance du béton est grande, moins ce dernier se déforme.
- * Plus la résistance du béton est faible, plus les étriers (au niveau de l'appui) s'allongent et travaillent donc en traction.

VI-5- REMARQUES

- * Nous conseillerons à d'autres personnes qui voudraient étudier plus en détail le comportement des poutres en béton armé d'agrandir le nombre d'échantillons de poutres d'essais , d'une part , mais surtout augmenter l'écart entre les valeurs des résistances de béton étudié afin de pouvoir généraliser de manière sûre les résultats obtenus.
- * La lecture et le montage du pont d'extensiométrie est délicate, il y a beaucoup de risques d'obtention de valeurs aberrantes.

ANNEXES

ANNEXE A
COURBES D'ETALONNAGE

Les courbes d'étalonnage du verrin et de la presse hydraulique sont données en fonction de la charge appliquée et du déplacement du piston. Elles sont établies à l'aide d'un vérin de diamètre nominal de 100 mm et d'une presse hydraulique de capacité nominale de 100 tonnes. Les courbes sont établies pour des vitesses de déplacement du piston comprises entre 0,1 et 10 mm/s. Les courbes d'étalonnage du verrin sont données en fonction de la charge appliquée et du déplacement du piston. Elles sont établies à l'aide d'un vérin de diamètre nominal de 100 mm et d'une presse hydraulique de capacité nominale de 100 tonnes. Les courbes sont établies pour des vitesses de déplacement du piston comprises entre 0,1 et 10 mm/s.

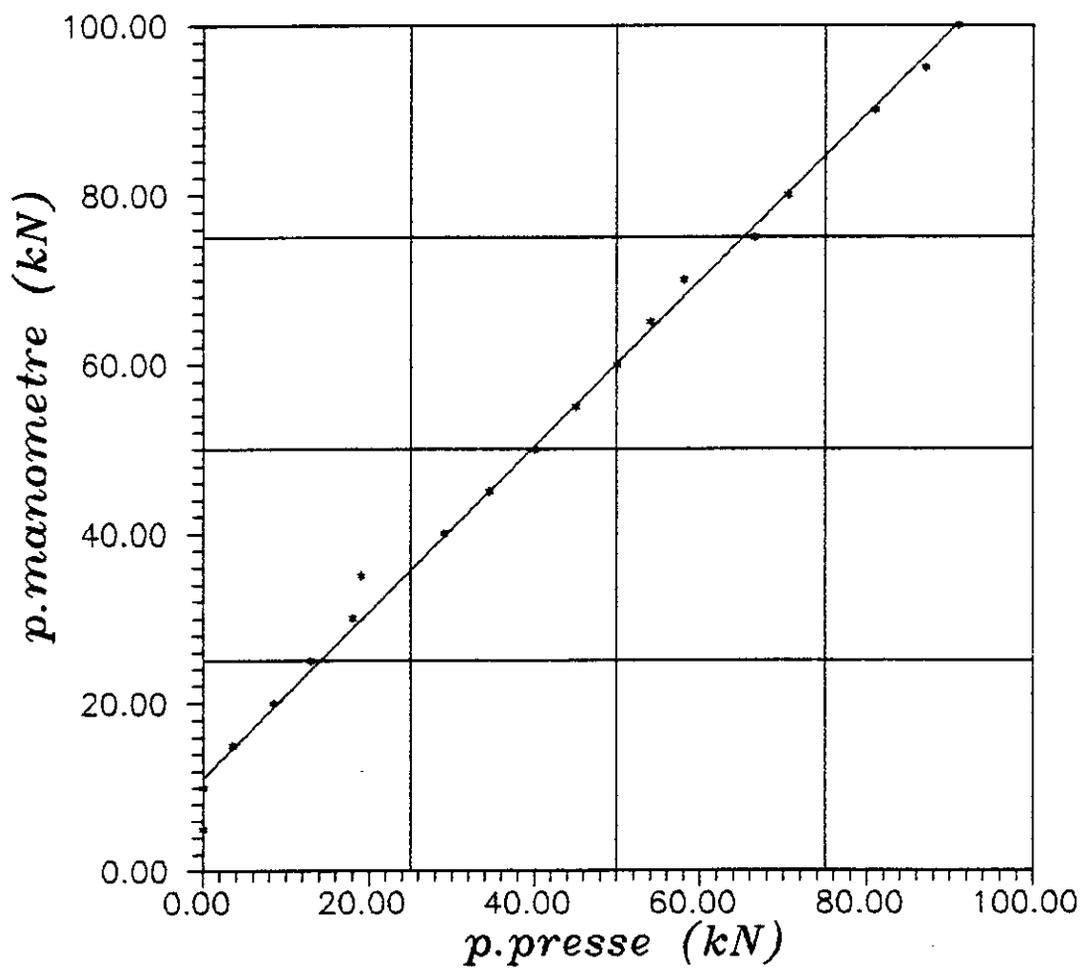
ANNEXE A

**COURBES D'ETALONNAGE DU VERRIN
ET DE LA PRESSE HYDRAULIQUE**

Les courbes d'étalonnage du verrin et de la presse hydraulique sont données en fonction de la charge appliquée et du déplacement du piston. Elles sont établies à l'aide d'un vérin de diamètre nominal de 100 mm et d'une presse hydraulique de capacité nominale de 100 tonnes. Les courbes sont établies pour des vitesses de déplacement du piston comprises entre 0,1 et 10 mm/s.

Etalonnage du verrin pour la série de poutres I3I

CHARGE AU NIVEAU DU VERRIN (kN)	CHARGE AU NIVEAU DU MANOMETRE (kN)
0	0
5	4,5
10	8,5
15	13
20	17,5
25	21,5
30	26
35	31
40	34
45	38,5
50	42,5
55	45,5
60	49,5
65	53
70	57
75	61
80	63,5
85	68,5
90	73
95	76
100	80



courbe d'etalonnage
de la presse hydraulique

ANNEXE B

RESULTATS DES ECRASEMENTS D'EPROUVETTES

SERIE A		SERIE B	
RESULTATS EPROUVETTE (16*32)		(bars)	
163		244	
196,5		234	
236,25		255	
210		255,25	
195		267	
*99,5		270	
215		253	
180		260	
RESULTATS EPROUVETTE (11*22)		(bars)	
150		248,6	
190		200	
260		230,8	
254		263,87	
204,5	MOYENNE	(bars)	248,5
1233,6	VARIANCE		375,6
35,12	ECART TYPE		19,38

ANNEXE C

TABLEAUX DES RESULTATS OBTENUS

Rotations de l'appui pour la série de poutres AI

P/Pu	ROT. EXP 10^{-3} rd	ROT. THEO 10^{-3} rd
0	0	0
0,06	1,21	0,83
0,11	3,42	1,6
0,17	7,67	2,34
0,23	9,24	3,19
0,28	10	4,21
0,34	13	5
0,4	14	5,6
0,45	16	6,3
0,5	18	7
0,55	20	7,7
0,6	22	8,4
0,65	24	9
0,69	26	9,7

Rotations de l'appui pour la série de poutres AII

P/Pu	ROT. EXP 10 ⁻³ rd	ROT. THEO 10 ⁻³ rd
0	0	0
0,09	1,23	0,84
0,17	3,44	1,81
0,27	5,49	2,62
0,3	7,9	3,24
0,4	9,69	4,31
0,45	10	4,88
0,53	15	5,72
0,59	17	6,18
0,67	19	7,28
0,73	21	7,94
0,79	23	8,59
0,85		9,32
0,91		
1		

Rotation de l'appui pour la série de poutres 13I

P/Pu	ROT. EXP 10 ⁻³ rd	ROT. THEO 10 ⁻³ rd
0	0	0
0,064	0,59	0,76
0,13	1,59	1,46
0,19	2,87	2,14
0,24	4,46	2,92
0,3	4,69	3,85
0,37	6,97	4,38
0,43	8,15	5,11
0,48	9,28	5,73
0,53	11	6,41
0,59	12	7,11
0,63	13	7,67
0,69	14	8,32
0,73	16	8,99
0,79	17	9,63
0,84	19	10
0,89	20	11
0,95	22	11,5
1		12

Rotation de l'appui pour la série de poutres 13II

P/Pu	ROT. EXP 10 ⁻³ rd	ROT. THEO 10 ⁻³ rd
0	0	0
0,083	1,1	0,78
0,14	2,48	1,68
0,21	4,33	2,43
0,28	5,76	3
0,36	7,1	4
0,43	8,48	4,52
0,49	9,81	5,3
0,56	11	5,73
0,63	13	6,74
0,69	14	7,35
0,75	16	7,96
0,81	18	8,63
0,88	19	
0,93	22	
1		

Flèches à la distance X_1 de l'appui pour la série AI

P/Pu	FLECHE EXP. (mm)	FLECHE THE (mm)
0	0	0
0,06	0,15	0,21
0,11	0,48	0,41
0,17	0,86	0,59
0,23	1,51	0,81
0,28	1,88	1,07
0,34	2,11	1,21
0,4	2,39	1,42
0,45	3,67	1,59
0,5	2,96	1,77
0,55	3,27	1,97
0,6	3,63	2,12
0,65	3,88	2,3
0,69	4,13	2,47
0,75	4,39	2,67
0,8	4,62	2,84
0,85	5,01	3,03
0,9	5,32	3,2
0,95	5,84	3,37
1	7,9	3,56

Flèches à la distance X2 de l'appui pour la série AII

P/Pu	FLECHE EXP. (mm)	FLECHE THE (mm)
0	0	0
0,09	0,38	0,37
0,17	1	0,81
0,27	1,88	1,17
0,3	2,85	1,44
0,4	3,64	1,92
0,45	4,62	2,18
0,53	5,82	2,55
0,59	6,67	2,75
0,67	7,66	3,24
0,73	8,43	3,54
0,79	9,38	3,83
0,85	9,65	4,16
0,91		
1		

Flèches à la distance X3 de l'appui pour la série 13I

P/Pu	FLECHE EXP. (mm)	FLECHE THE (mm)
0	0	0
0,06	0,17	0,3
0,13	0,54	0,58
0,19	0,99	0,85
0,24	1,57	1,17
0,3	2,08	1,55
0,37	2,55	1,75
0,43	3,04	2,05
0,48	3,52	2,3
0,53	4,09	2,57
0,59	4,58	2,85
0,63	5,14	3,07
0,69	5,65	3,34
0,73	6,17	3,58
0,79	7,77	3,86
0,84	8,45	4,11
0,89	9,08	4,39
0,99	9,76	4,69
1		4,88

Flèches à la distance X_4 de l'appui pour la série 13II

P/Pu	FLECHE EXP. (mm)	FLECHE THE (mm)
0	0	0
0,083	0,29	0,34
0,14	0,74	0,75
0,21	1,27	1,08
0,28	1,96	1,34
0,36	2,57	1,78
0,43	3,14	2,02
0,49	3,81	2,36
0,56	4,37	2,55
0,63	5	3,01
0,69	5,88	3,28
0,75	6,35	3,55
0,81	7,17	3,85
0,88	7,95	
0,93	8,65	
1	10,16	

Flèches à mi-travée pour la série AI

P/Pu	FLECHE EXP. (mm)	FLECHE THE (mm)
0	0	0
0,06	0,04	0,43
0,11	0,63	0,84
0,17	1,39	1,22
0,23	2,54	1,67
0,28	3,19	2,03
0,34	3,85	2,51
0,4	4,46	2,93
0,45	5,21	3,29
0,5	5,83	3,7
0,55	6,49	4,06
0,6	7,22	4,41
0,65	7,8	4,77
0,69	8,42	5,12
0,75	9,04	5,51
0,8	9,82	5,9
0,85	10,17	6,25
0,9	11,3	6,6
0,95	12,5	6,79
1	12,9	7,38

Flèches à mi-travée pour la série AII

P/Pu	FLECHE EXP. (mm)	FLECHE THE (mm)
0	0	0
0,09	0,25	0,54
0,17	1,63	1,16
0,27	2,78	1,68
0,3	4,08	2,08
0,4	5,17	2,76
0,45	6,3	3,12
0,53	8,3	3,66
0,59	9,45	4,08
0,67	10,72	4,65
0,73	11,84	5,09
0,79	13,22	5,53
0,85	19,1	5,93
0,91		
1		

Flèches à mi-travée pour la série 13I

P/Pu	FLECHE EXP. (mm)	FLECHE THE (mm)
0	0	0
0,06	0,2	0,42
0,13	0,38	0,87
0,19	1,06	1,23
0,24	1,96	1,55
0,3	2,72	1,97
0,37	3,44	2,42
0,43	4,15	2,81
0,48	4,95	3,11
0,53	5,76	3,5
0,59	6,5	3,83
0,63	7,28	4,13
0,69	8,05	4,49
0,73	8,92	4,78
0,79	9,78	5,18
0,84	10,7	5,5
0,89	11,63	5,83
0,99	12,59	6,19
1		6,55

Flèches à mi-travée pour la série 13II

P/Pu	FLECHE EXP. (mm)	FLECHE THE (mm)
0	0	0
0,083	0,25	0,56
0,14	1,63	0,95
0,21	2,78	1,45
0,28	4,08	1,9
0,36	5,17	2,45
0,43	6,3	2,9
0,49	8,3	3,29
0,56	9,45	3,79
0,63	10,72	4,24
0,69	11,84	4,68
0,75	13,22	5,07
0,81	25,8	5,46
0,88		6,3
0,93		
1		

Déformations des jauges d'acier et de béton pour la série
AI

P/Pu	Défor. J1a (%)	Défor. J2a (%)	Défor. J3a (%)	Défor. J5b (%)
0,55	5600	3560		
0,6	5594	3142	3545	2867
0,65		3175	3420	3000,5
0,69	5585	3180	3425	3010
0,75		3170		3020
0,8	5590	3144	3450	3036
0,85		3170	3650	3160
0,9	5667	3136	3456	3200
0,95	5765	3136	3740	3222,5
1	5620	3144	5640	3300

Déformations des jauges d'acier et de béton pour la série AII

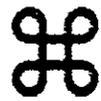
P/Pu	Défor. J1a (%)	Défor. J2a (%)	Défor. J3a (%)	Défor. J5b (%)
0,09	4852	2637,67	2566	2300
0,17	4858,5	2791,5	2685,5	
0,27	4863,5	2838	2536,5	
0,3	4889,5	2960	2563	
0,4	5035,5	2912	2563,5	
0,45		2931,5		2876
0,53	4937,5			3004,5
0,59	5062			3214
0,67	5049,5	2941,5	2550,5	3309
0,73	5081	2861	2560,5	3324
0,79	4747		2627	3484,5
0,85			2759,5	3500,5
0,91				

Déformations des jauges d'acier et de béton pour la série 13I

P/Pu	Défor. J1a (%)	Défor. J2a (%)	Défor. J3a (%)	Défor. J6b (%)
0,062	2209		2222	3930
0,12	2194	2256	2214	2002
0,18		2243	2208	2002
0,24	2192,5	2259	2210,5	2006
0,29	2189	2252	2218	2005
0,36	2202	2252	2227	2021
0,42	2203,5	2257,5	2215,5	2009,5
0,47	2196	2257	2219	2005
0,53	2200	2270	2232	2037,5
0,57	2203	2276	2228	2024
0,61	2208	2267		2028
0,68	2210,5	2272	2226	2039
0,73	2250,5	2279,5	2224,5	2035
0,78	2233	2260	2222	2028
0,84	2204	2260	2226	2019
0,87	2211	2269	2235	2057
0,94	2236	2269	2249,5	2070
1	2215	2283	2236	2043

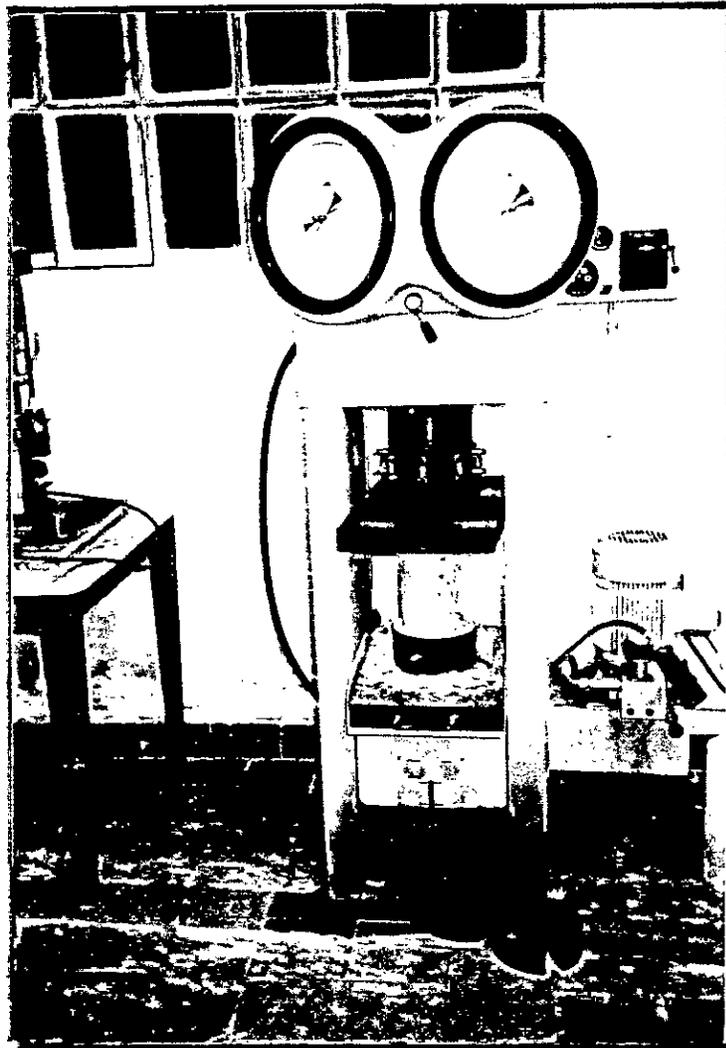
Déformations des jauges d'acier et de béton pour la série I3II

P/Pu	Défor. J1a (%.)	Défor. J2a (%.)	Défor. J3a (%.)	Défor. J5b (%.)
0,083	2384	2357,5	2369,5	7353,5
0,14	2372,5	2367	2360,5	4348
0,21	2352,5		2370	4142,5
0,28	2341	2363,5	2373,5	3838
0,36	2349	2366		4051
0,43	2359		2370	4167
0,49	2347	2367	2370	3777
0,56	2403	2370	2381,5	3771,5
0,63	2348	2387	2388	3768
0,69	2347,5	2395,5	2374,5	3755
0,75	2338	2382	2376	3763
0,81	2402	2378		3834
0,88	2342	2376		3753
0,93	2349			3759
1	2382	2377		3876,5



PHOTOGRAPHIES





PRESSE HYDRAULIQUE

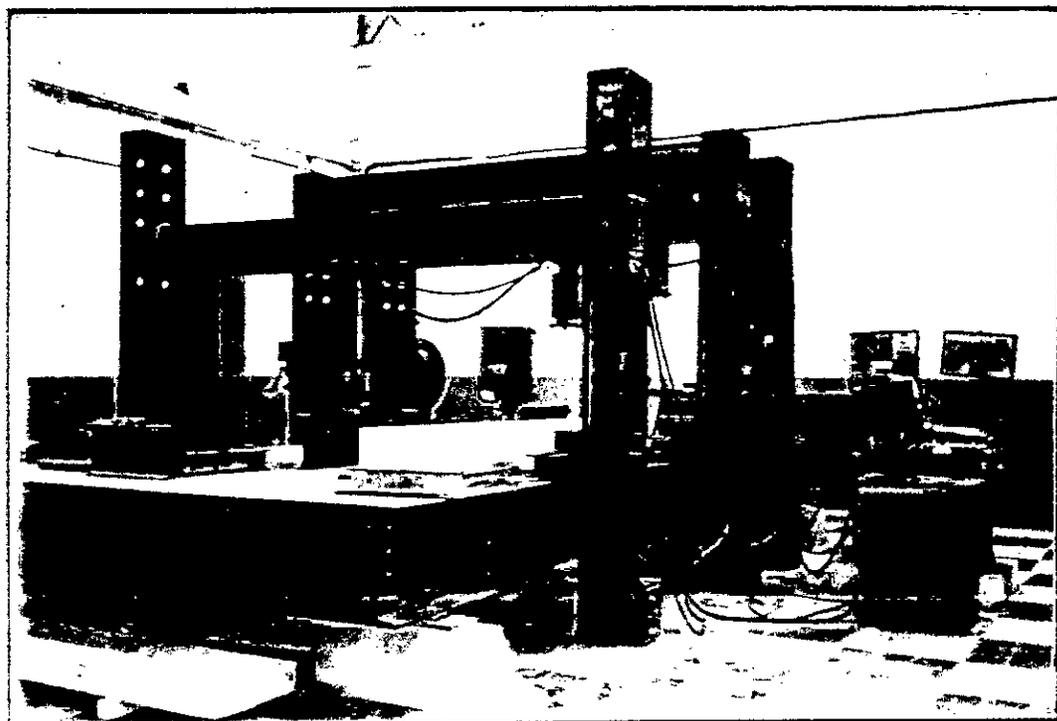
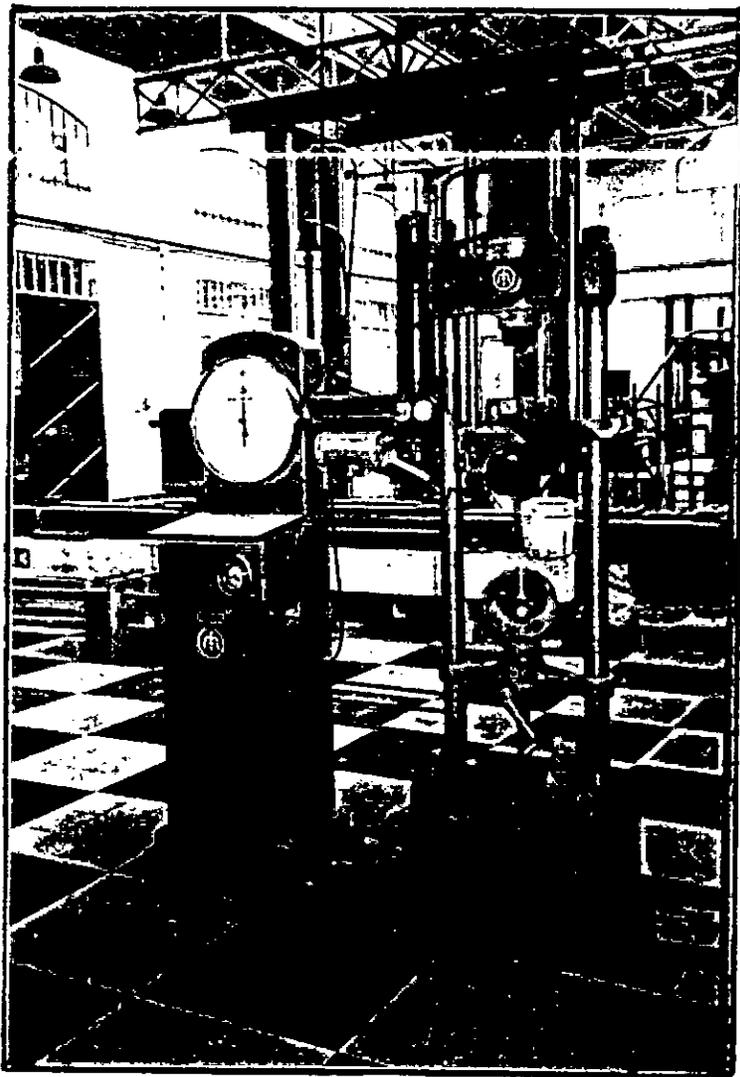
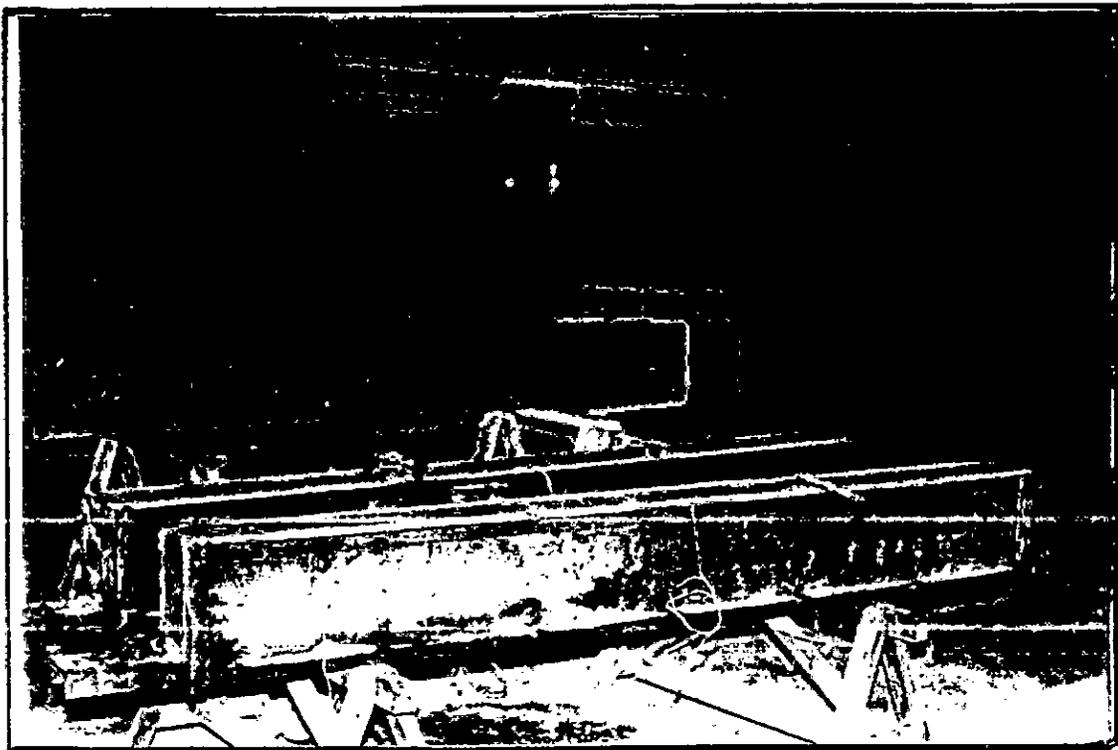


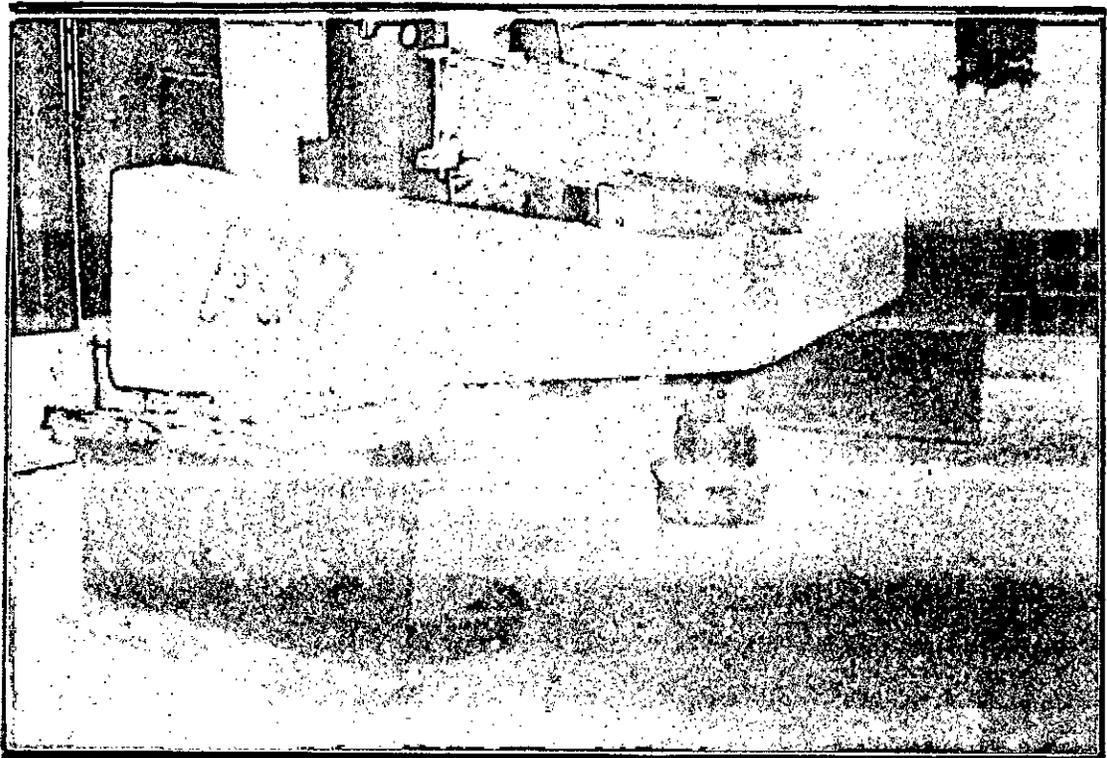
TABLE DES 99A79



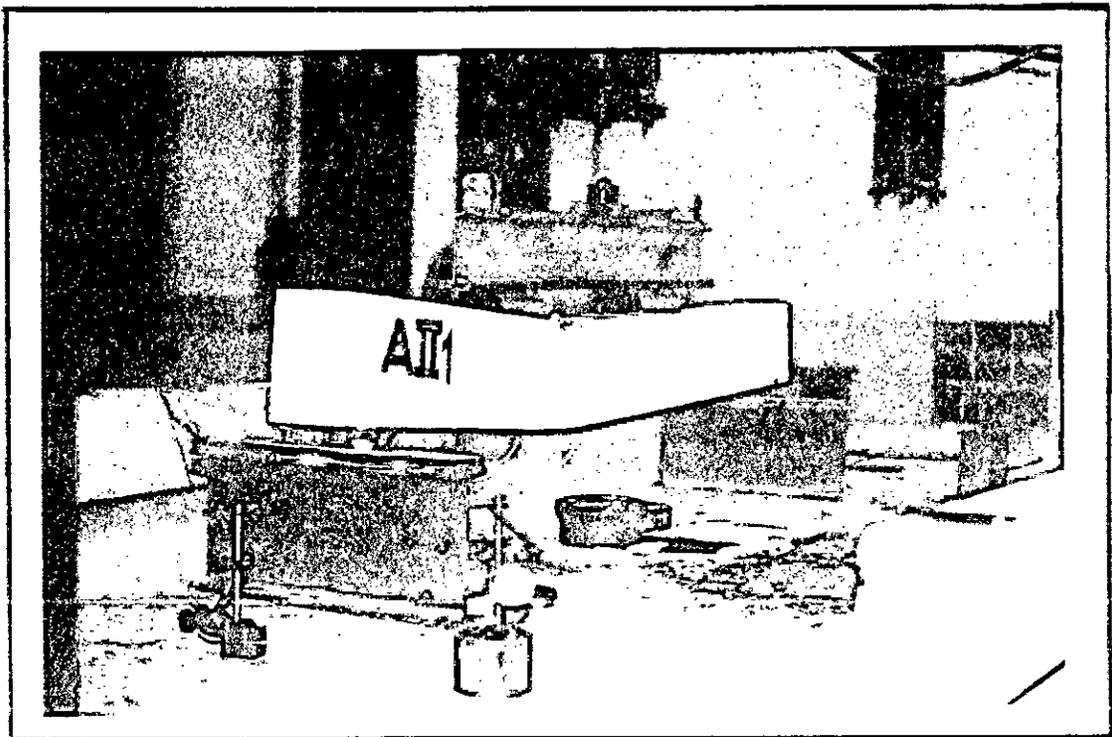
PRESSE POUR ESSAIS DE TRACTION DES ACIERS



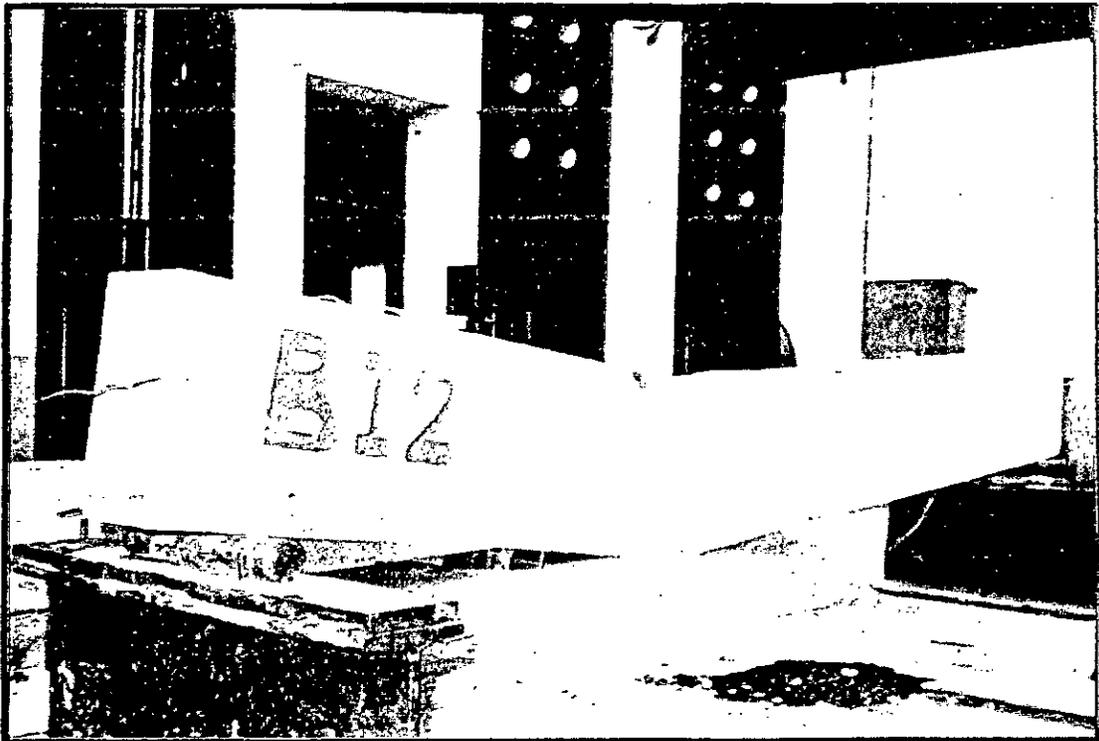
COFFRAGE METALLIQUE DES POUTRES



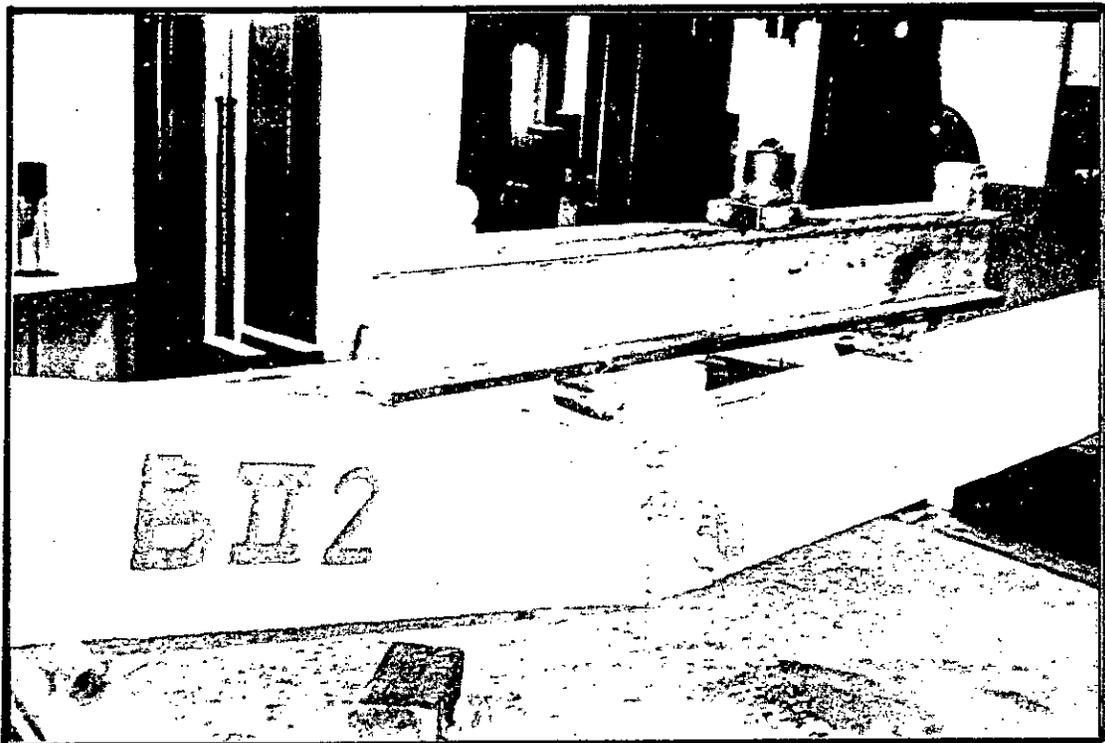
POUTRE SERIE AI



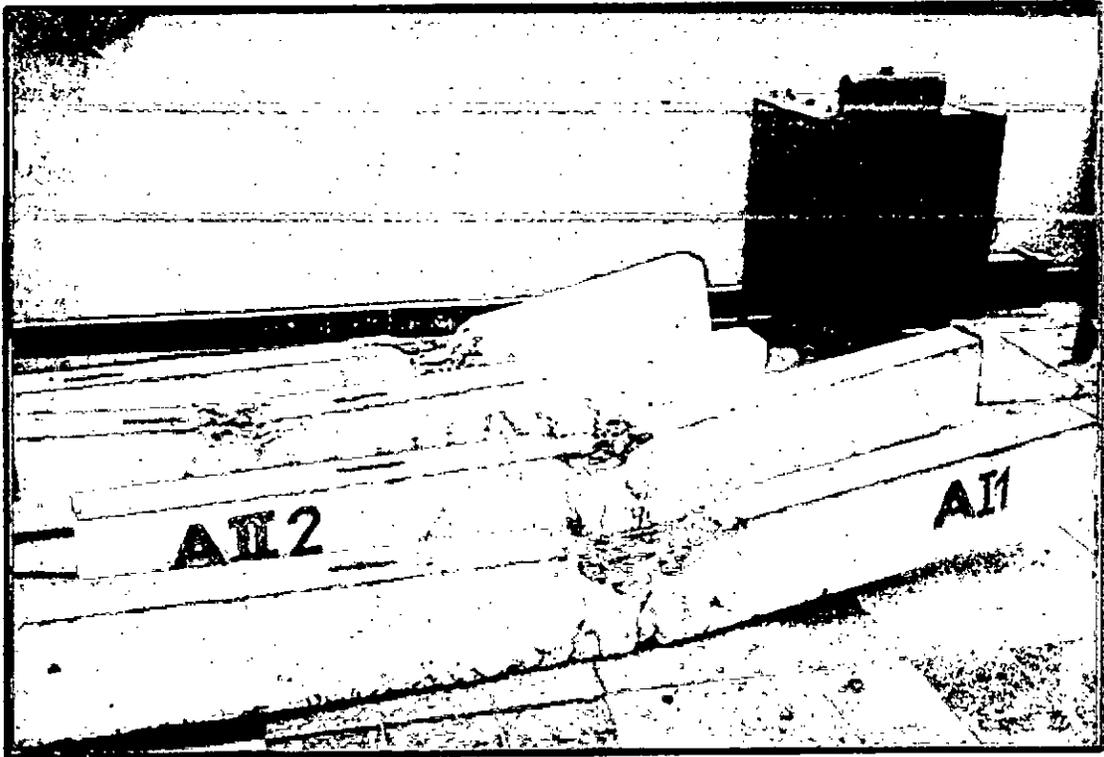
POUTRE SERIE AII



POUTRE SERIE BI



POUTRE SERIE BII



POUTRES DE LA CATEGORIE A



POUTRES DE LA CATEGORIE B

BIBLIOGRAPHIE

- *1. U. BJUGGREN Nomenclature for phenomena of failure
in reinforced concrete beams.
ACI journal -Titre N° 64-54
october 1967
- *2. G.DREUX Nouveau guide du béton
Eyrolles 1970
- *3. T.GODYCKI-CWIRKO Le cisaillement dans le béton armé.
Dunod 1972
- *4. F.GORISSE Essais et contrôle des bétons
Eyrolles 1978
- *5. M.KAVYRCHINE Quelques aspects du comportement du
béton de structure lié à l'influence des zones
tendues ou fissurées.
Annales N° 383
mai 1980
- *6. A.FUENTES Le béton armé après fissuration
Eyrolles 1980
- *7. A.GATELLIER
J.HENRION Calcul du béton armé par la méthode des
éléments finis: applications à l'étude des
poutres et du comportement des joints dans
les structures préfabriquées.
Thèse Juin 1981
- *8. R.LANCHON Cours de laboratoire - granulats, bétons, sols
1983

- *9. R.KETTAB
Etude expérimentale de l'influence du béton
sur la capacité portante d'une poutre
hyperstatique en béton armé.
Thèse de magister - 1986
- *10. H.THONIER
Le projet de béton armé
ANNALES ITBTP
juillet-août 1986
- *11. R.PELTIER
Maîtriser la fissuration
Article de LCPC
1987
- *12. COURS DU
DEPARTEMENT
GENIE-CIVIL
DE L'EPFL
Béton armé et précontraint
Tome I
Berti- 1993
- *13. FARKAS-GYÖRGY
Cours de béton armé et constructions
hydrauliques- le béton armé aux états
limites.
OPU
- *14. BELAZOUGUI
Le béton armé aux états limites
Théorie et applications-OPU
- *15. G.DREUX
Composition des bétons.
Article C2220



RESUME

L'objectif de ce mémoire est d'étudier le comportement des poutres en béton armé, soumises d'abord à un moment de flexion, puis au phénomène de cisaillement. Donc, dans une première étape, nous exposerons la théorie relative au phénomène de cisaillement, puisque la flexion est un phénomène déjà maîtrisé, puis en second lieu, nous afficherons et interpréterons les résultats expérimentaux obtenus après écrasement de poutres isostatiques simplement appuyées et soumises à deux charges concentrées.

ABSTRACT

The object of this thesis is to study the behaviour of reinforced concrete beams, subjected to a flexural momentum at first, and then to shear stresses. So, in the first part of the study, we will exhibit only the theory of shear stresses, and this because the phenomena of flexion is well known and doesn't need to be developed; then, in the second part, we'll show and analyse the experimental results obtained after crushing isostatic beams which are simply supported and subjected to two concentrated loads.

ملخص

الهدف من هذا المشروع هو دراسة إستجابة الروافد من الخرسانة المسلحة المعرضة أولاً لعزم الانحناء ثم لظاهرة القص. إذن، في المرحلة الأولى سوف نعرض النظرية المتعلقة بظاهرة القص بما أن الانحناء يعتبر ظاهرة معروفة ثم في المرحلة الثانية نستظهر ونفسر النتائج التجريبية المحصلة عليها بعد تحطيم الروافد الذاتية السكون فوق مساند بسيطة والخاضعة لقوتين نقطيتين.