

5/99

République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

Ecole Nationale Polytechnique
Département Génie civil

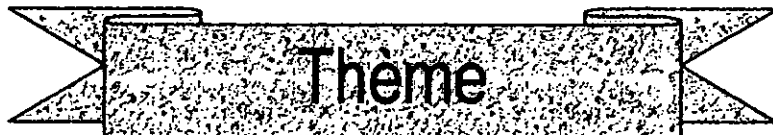


المركز الوطني للمخططات المكتبية
BIBLIOTHEQUE — المكتبة
Ecole Nationale Polytechnique

المدرسة الوطنية المتعددة التخصصات
Ecole Nationale Polytechnique

Projet de fin d'études

Pour l'obtention du diplôme d'ingénieur d'état
en Génie civil



*Influence de la qualité du
béton sur le comportement de
poutres soumises au
cisaillement.*

proposé et dirigé par :

**M^{me}. N. BAUCHE.
M^{me}. R. KETTAB.**

Présenté par :

**R. HEBBACHE.
L. BEN MEDJEDOUB.**

Promotion : juin 99

**ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE 10 AVENUE HASSEN BADI EL-HARRACH ALGER
TEL : (213.2) 52 53 03 FAX : (213.2) 52 29 73 E-MAIL : ENP @ist.CERIST.DZ**

République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

Ecole Nationale Polytechnique
Département Génie civil

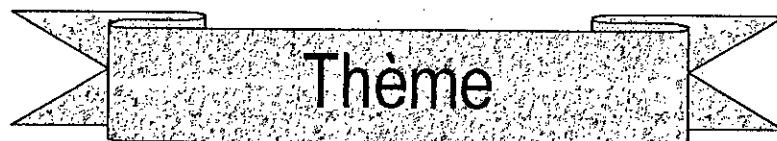


المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
BIBLIOTHEQUE — المكتبة
Ecole Nationale Polytechnique

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
Ecole Nationale Polytechnique

Projet de fin d'études

Pour l'obtention du diplôme d'ingénieur d'état
en Génie civil



*Influence de la qualité du
béton sur le comportement de
poutres soumises au
cisaillement.*

proposé et dirigé par :

M^{me}. N. BAUCHE.
M^{me}. R. KETTAB.

Présenté par :

R. HEBBACHE.
L. BEN MEDJEDOUB.

Promotion : juin 99

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE 10 AVENUE HASSEN BADI EL-HARRACH ALGER
TEL : (213.2) 52 53 03 FAX : (213.2) 52 29 73 E-MAIL : ENP @ist.CERIST.DZ

إن الغاية من هذا المشروع هي دراسة تأثير نوعية الخرسانة على استجابة الروافد من الخرسانة المسلحة المعرضة لظاهرة القص. في مرحلة أولى نتطرق لأهم طرائق تركيب الخرسانة العادية و الخرسانة ذات النتائج القياسية و كذلك النظرية المتعلقة بظاهرة القص ، وفي مرحلة ثانية قمنا بدراسة مقارنة و تفسير للنتائج التجريبية المحصل عليها بعد تحطيم روافد مكونة من نوعين من الخرسانة ، ذاتية السكون فوق مساند بسيطة و خاضعة لقوتين نقطيتين .

RESUME

L'objectif de ce mémoire est d'étudier l'influence de la qualité du béton sur le comportement de poutres en béton armé, soumises au phénomène de cisaillement.

Dans un premier temps, nous exposerons les principales méthodes de composition des bétons ordinaires et à hautes performances ainsi que la théorie relative au cisaillement. En suite, nous avons entamé une étude comparative et interprété les résultats expérimentaux obtenus après l'écrasement de poutres composées de deux types de béton, simplement appuyées et soumises à deux charges concentrées.

MOTS CLES:

béton - haute performance - charge - résistance - effort tranchant - cisaillement - fissuration - rupture - armature - formulation.

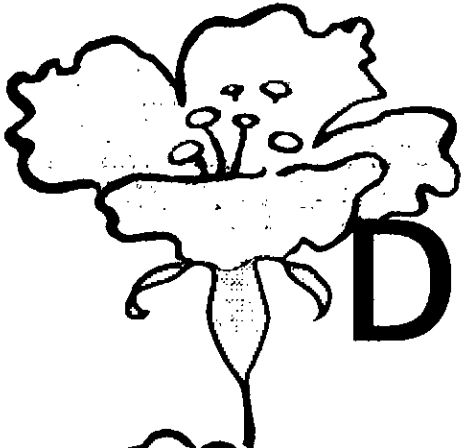
SUMMARY:

The objective of this memory is to study the influence of the quality of the concrete on the behaviour of beams in reinforced concrete, submissive to the phenomenon of shearing.

In a first time, we will expose the main methods of composition of them; plain concrete's and to high performances as well as the relative theory to the shearing. In following, we began a comparative survey and interpreted the experimental results gotten after the bruising of composed beams of two types of concrete, pushed merely and submissive to concentrated two loads.

KEY'S WORDS:

Concrete - high performance - loads - resistance - cutting effort - shear - cracking - failure - frame - formulation.



Dédicace

*A ceux qui m'ont fait, mes
parents, qui à tout moment, à
mes cotés, étaient présents.*

*A ma fiancée, sans qui
j'aurais renoncé.*

*Pour leur soutient
indéfectible, à mes sœurs et
frères,*

qui me sont chers.

*A toute ma famille; cousins et
cousines, neveux et nièces et
tous mes amis.*

*A la mémoire de tous ceux qui
ont aimé l'Algérie, à ceux qui
l'aiment toujours.*

Je dédie ce modeste travail.

H. Rabie.



Dédicace

Je dédie ce modeste travail :

*A la mémoire de mon père.
A ma mère pour son aide et ses
encouragements durant toutes
mes études. Que Dieu la garde.*

*A mes grands-parents
A mes oncles et tantes.
A tous mes amis et Ouled El
Houma.*

Lahlou Farid.

Remerciements

Pouvoir exprimer, au terme de ce travail, nos plus sincères remerciements et notre profonde gratitude à tous ceux et celles qui nous ont aidé à réaliser ce travail, est un grand et immense plaisir pour nous.

Tout particulièrement nous remercions :

- M^{me} N. BAUCHE et M^{me} R. KETTAB qui nous ont prodigué conseils, encouragé et encadré afin que ce travail abouti.
- M^s A. BALI, S. BALKACEMI, R. BOUTEMEUR, K. SILHADI et M^{me} M. MORSELI qui nous ont maintes fois, conseillé et orienté.
- Le président et membres du jury qui ont bien voulu accepter de juger ce travail.
- M. A. RACHID le technicien de laboratoire.
- Le chef de parc et les chauffeurs de l'ENP.
- M^s LAIDANI et TABBAKH de l'ENGOA.
- M. K. HASNAOUI de la SCI.
- M. F. BELHAMEL du CNERIB.
- Le personnel du laboratoire matériaux de la SONATRO.
- Le personnel de la bibliothèque de l'ENP.
- Tous ceux qui nous ont aidés de près ou de loin particulièrement nos amis :
A.FARID, B.ABDELGHANI, B.SALAH, B. RABIE, F.LOTFI,, K.
HAMOUDI, L. NADIR, M. MOUSSA, S. BADREDINE,
S.BELKACEM, T. MOKHTAR.

Sommaire

Chapitre I : Introduction générale

| | |
|--|----|
| I-1-Introduction..... | 01 |
| I-2-Historique..... | 02 |
| I-3-Classification des bétons..... | 02 |
| 3-1-Catégories des bétons de structure..... | 02 |
| 3-2-Classification des bétons HP et THP..... | 03 |
| I-4-Application des BHP et BTHP..... | 03 |

Chapitre II : Méthodes de formulation des bétons

| | |
|--|----|
| II-1-Introduction..... | 06 |
| II-2-Emploi des fluidifiants dans les BHP..... | 06 |
| II-3-Méthodes de formulation des bétons..... | 07 |
| 3-1-Méthodes traditionnelles..... | 07 |
| 3-2- Méthodes de composition des BHP..... | 14 |
| II-4-Conclusion..... | 20 |

Chapitre III : Propriétés des BHP

| | |
|--|----|
| III-1-Introduction..... | 21 |
| III-2-Lois de comportement..... | 21 |
| III-3-Résistance à la compression..... | 22 |
| III-4-Résistance à la traction..... | 23 |
| III-5-Déformations libres des BHP..... | 23 |
| III-6-Fluage des BHP..... | 24 |
| III-7-Adhérence acier-BHP..... | 24 |
| III-8-Durabilité des BHP..... | 26 |
| III-9-Ductilité des BHP..... | 27 |
| III-10-Conclusion..... | 28 |

Chapitre IV : Comportement des poutres en béton armé soumises au cisaillement

| | |
|-------------------------------------|----|
| IV-1-Introduction..... | 29 |
| IV-2-La fissuration des bétons..... | 29 |
| 2-1-Etat non fissuré..... | 29 |

| | |
|--|----|
| 2-2- Etat fissuré | 31 |
| 2-3- Phénomène de fissuration..... | 31 |
| 2-4- Comportement des poutres sans armatures d'âmes..... | 32 |
| IV-3-Modes de ruptures..... | 34 |
| 3-1-Rupture par cisaillement- glissement..... | 34 |
| 3-2-Rupture par fendage..... | 35 |
| 3-3- Rupture par cisaillement compression..... | 36 |
| 3-4-Rupture par traction diagonale..... | 36 |
| IV-4-Critères de rupture du béton..... | 37 |
| 4-1-Hypothèse de HUBER-MISES-HUNKY..... | 37 |
| 4-2-Hypothèse de BELTRAMI..... | 38 |
| 4-3-Critère de MOHR..... | 39 |
| IV-5-Détermination des contraintes dues à l'effort tranchant..... | 41 |
| 5-1-Etat non fissuré..... | 42 |
| 5-2-Etat fissuré..... | 43 |
| 5-3-Champ de contraintes à l'état fissuré | 43 |
| IV-6-Facteurs affectant la rupture des poutres en béton armé..... | 46 |
| 6-1-Influence du mode de chargement | 46 |
| 6-2-Influence des dimensions de la poutre..... | 49 |
| 6-3-Influence des armatures longitudinales..... | 51 |
| 6-4-Influence des armatures transversales..... | 54 |
| 6-5-Influence de la qualité du béton..... | 55 |

Chapitre V : Caractérisation des matériaux

| | |
|--|----|
| V-1-Introduction..... | 56 |
| V-2-Critère de choix des constituants..... | 56 |
| 2-1- Gravillon..... | 56 |
| 2-2- Sable..... | 58 |
| 2-3-Eau de gâchage..... | 59 |
| 2-4-Le ciment..... | 59 |
| 2-5- Les adjuvants du béton..... | 60 |
| 2-6- Les additions minérales..... | 61 |

Chapitre VI : Expérimentation

| | |
|--|----|
| VI-1-Caractérisation et méthodes d'essais..... | 62 |
| 1-1-Objectifs des essais..... | 62 |
| 1-2-Programme d'essais..... | 62 |
| VI-2-Composition du béton..... | 64 |
| 2-1-Matériaux utilisés | 64 |

| | |
|--|----|
| 2-2-Formulations des bétons..... | 64 |
| 2-3- Application de la méthode de FAURY..... | 65 |
| VI-3-Caractéristiques des aciers..... | 67 |
| VI-4-Fabrication du béton..... | 69 |
| VI-5-Essais..... | 69 |
| 5-1-Ecrasement des éprouvettes | 69 |
| 5-2-Essais sur poutres..... | 69 |
| 5-3-Machines d'essais..... | 70 |
| 5-4-Appareils de mesure..... | 70 |
| VI-6-Emplacements des appareils de mesure..... | 71 |
| 6-1- Emplacements des jauges | 72 |
| 6-2-Emplacements des comparateurs..... | 72 |

Chapitre VII : Résultats et Analyses

| | |
|--|----|
| VII-1-Observations générales..... | 73 |
| 1-1-Première phase..... | 73 |
| 1-2-deuxième phase..... | 73 |
| 1-3-Troisième phase..... | 74 |
| VII-2-Résultats expérimentaux et commentaires..... | 74 |
| VII-3-Analyse du comportement des poutres et évolution des fissures au cours de chargement...75 | |
| 3-1-Poutre de la série A (rupture par traction diagonale)..... | 75 |
| 3-2-Poutre de la série B (rupture par cisaillement-compression)..... | 77 |
| 3-3-comparaison des deux séries..... | 79 |

Conclusion générale

Annexes

Photographie

Bibliographie

CHAPITRE I
INTRODUCTION
GENERALE

INTRODUCTION

Depuis toujours, les chercheurs et constructeurs essayaient de remédier à la fragilité des maçonneries. L'invention du béton au XIX^{ème} siècle était d'un grand intérêt économique et, a apporté beaucoup de facilités quant aux possibilités d'expression architecturale.

Les années 70 ont vu l'apparition de nouveaux produits susceptibles d'amener des changements importants dans une industrie de béton jusque là relativement routinière ; il s'agit des adjuvants fluidifiants et des fumées de silice, grâce auxquels, on peut fabriquer des bétons maniabiles dont la mise en œuvre ne diffère guère fondamentalement de celle des bétons classiques, appelés communément bétons à hautes performances ou BHP et dont les résistances mécaniques sont améliorées dans des proportions importantes suite à l'accroissement de la compacité et la réduction du dosage en eau. Ceci dit que même si l'augmentation des résistances à la compression et à la traction des BHP est pratiquement prouvée, le problème du cisaillement dans les constructions en BHP reste quelque peu éludé par les chercheurs, puisqu'on n'a pas de résultats à ce sujet à ce jour, dans l'attente, peut être, de trouver une méthode généralisée et précise de dimensionnement au cisaillement des constructions en béton ordinaire ; sollicitation qui est depuis longtemps l'objet d'expériences dans plusieurs centres de recherches en Europe et en Amérique du Nord.

Notre travail, plus expérimental que théorique, consistera à suivre au cours du chargement jusqu'à la rupture, le comportement de poutres en BHP rompues par cisaillement en comparaison avec de poutres témoins en béton ordinaire de mêmes ferraillements et soumises aux même modes de chargements et d'en tirer des conclusions quant à l'influence de la qualité du béton sur le mode de rupture.

I.1.HISTORIQUE

Le béton tel qu'il a été conçu ; est un composite dont les constituants de base sont le ciment et l'eau (partie chimiquement active), les granulats ; gros et fins, l'air occlus (partie théoriquement inerte).

SMEATON(1756), VICAT (1818), APSDIN (1825) furent parmi les inventeurs des bétons modernes. MONIER et LAMBOT (1848), GOIGNET (1852), HENNEBIQUE (1880) réalisèrent, avec ce matériau les premières constructions en béton armé. Puis ce sont les architectes PERET et Le CORBUSIER qui donnèrent au béton, dès le début de ce siècle, ses lettres de noblesse et ce n'est qu'en 1929 que FREYSSINET déposa les premiers brevets relatifs au béton précontraint. Mais dès bétons de hautes résistances se faisaient déjà au début du siècle en usine, par des procédés tels que la centrifugation ou la compression exercée sur le béton frais. Plus tard sont apparus des produits conférant de hautes résistances au béton, tels que les résines, mais au prix d'un surcoût difficilement supportable pour une industrie qui n'emploie classiquement que des matériaux très bon marché.

La recherche d'un béton à haute résistance n'est pas une chose nouvelle, car depuis leur apparition jusqu'aujourd'hui, leur résistance n'a cessé de croître.

Et c'est en Amérique du Nord que la technologie des BHP et BTHP, basée sur l'addition des fluidifiants et d'ajouts minéraux ou organiques à des constituants de base de bonnes qualités, a connu son plein essor notamment à CHICAGO grâce à l'intérêt qu'y apportèrent WILIAM SCHMIDT et JOHN ALBINGER respectivement concepteur et producteur de la compagnie «Materials services ».

I.2.CLASSIFICATION DES BETONS

I.2.1.Catégories des bétons de structures

Les différents bétons de structures se distinguent généralement par leurs résistances caractéristiques, il est donc admis que :

- Les bétons ordinaires, les premiers utilisés, ont une résistance caractéristique variant entre 20 et 50 MPa.
- Les bétons à hautes performances (BHP) qui sont composés de granulats classiques, d'adjuvants fluidifiants et éventuellement des ultrafines, ont une résistance caractéristique allant de 50 à 80 MPa.
- Les bétons à très hautes performances (BTHP) pour lesquels les granulats doivent être choisis, incluant adjuvants, fluidifiants et ultrafines et dont la résistance caractéristique va au-delà de 80 MPa.
- Sont appelés bétons exceptionnels, ceux que certains organismes de recherche ont composé et dont la résistance mécanique à la compression dépasse les 150 MPa.

I.2.2. Classification des bétons H.P et T.H.P

La classification la plus récente des BHP et BTHP est basée sur leurs résistances à la compression et la facilité avec laquelle cette résistance peut être atteinte sur le chantier, elle distingue quatre classes de résistance :

- Classe I : 75 ± 12.5 MPa avec un rapport E/C compris entre 0.30 et 0.40.
- Classe II : 100 ± 12.5 MPa avec un rapport E/C variant de 0.25 à 0.30.
- Classe III : 125 ± 12.5 MPa avec un rapport E/C allant de 0.20 à 0.25.
- Classe VI : au-dessus de 150 MPa ; ils ne sont fabriqués qu'en laboratoire.

Il est à noter enfin qu'un béton de 280 MPa avec un rapport E/C=0.16 à été obtenu dans un laboratoire danois.

I.3. APPLICATIONS DES BHP ET BTHP

L'examen d'une centaine d'ouvrages construits en BHP et BTHP, dans le monde, montre aujourd'hui la grande supériorité de l'analyse systémique. En effet, l'observation de ces ouvrages à travers le seul critère de haute résistance à la compression ne justifierait

véritablement, c'est à dire économiquement, le choix du BHP que sur vingt cinq à trente pour cent de ces constructions environ.

En d'autres termes, n'oublions jamais que le prix d'un ouvrage intègre, certes, le prix des matériaux de base qui le constituent, mais aussi l'amortissement des matériels que sa construction nécessite et le montant des opérations et adaptations que sa durée de vie réclame.

C'est à la lumière de la somme de ces différents postes qu'apparaît le mieux l'intérêt du béton à hautes performances.

Il ne fait plus, aujourd'hui, aucun doute que ce nouveau matériau est promis à un grand avenir.

Nous citerons dans le tableau (1) ci dessous quelques réalisations en BHP et BTHP à travers le monde.

| TYPES D'OUVRAGE | PROPRIETE VALORISEES | EXEMPLE D'APPLICATION |
|--|--|---|
| PONTS | Résistance à court terme, Ouvrabilité, Durabilité, Déformations différées, Résistance. | - JOINGY (F) - RANCE (F) - PERTHUISET (F) - CHAMPS DU COMPTE - LOUHANS (F) - SYLANS (F) - RE (F) - AUZON (F) |
| OFFSHORE | Durabilité, Compression et cisaillement, Ouvrabilité, abrasion et chocs | - GULFAKS B,C (N) - TERRE NEUVE (CAN) - TERRE ADELIE (F) |
| BATIMENTS DE GRANDE HAUTEUR | Compression, Cisaillement, Ouvrabilité, Résistance à court terme, Confinement | - NVP TORONTO (CAN) - W225 CHICAGO (USA) - ATT CHICAGO (USA) - 181 WM CHICAGO (USA) - NORTHW. HOP. CHIC. (USA) - 2 U SQUARE SEATTLE (USA) - ARCHE PARIS (F) - JAPAN TOWER ? PARIS (F) - OPERA DE LYON (F) |
| TUNNELS | Durabilité, Compression, Résistance au jeune âge | - VILLEJUST (F) - MANCHE (F et G.B) - LA BAUME (F) |
| CHAUSSÉES | Abrasion, Choc, Gel dégel, Cisaillement, Durabilité, Ouvrabilité | - VALERENGA OSLO (N) - AUTOROUTE E18-E6 (N) - RANASFOSS BR. (N) - SHESTAD TU. (N) - AUTOROUTE 86 PARIS (F) - AEROPORTS PARIS (F) |
| PREFABRICATION DE COMPOSANTS | Compression court terme, Cisaillement, ouvrabilité. | - Poutrelles préfabriquées (F) - Dalles préfabriquées (F) |
| CONSTRUCTIONS MIXTES ACIER BETON | Cisaillement, Compression, Ouvrabilité, confinement. | - SEATTLE 2U SQ (USA) - LA ROIZE (F) |
| ASSAINISSEMENTS | Durabilité, abrasion, Compression, ouvrabilité. | - PARIS (F) |
| FONDACTIONS SPECIALES REPRISES EN SOUS-ŒUVRE | Compression, ouvrabilité, Résistance à court terme, Déformations différées | - MOSQUEE HASSAN (MAR) |
| NUCLEAIRE | Durabilité, résistance, Imperméabilité. | - Expérimentation CIVEAUX (F) |

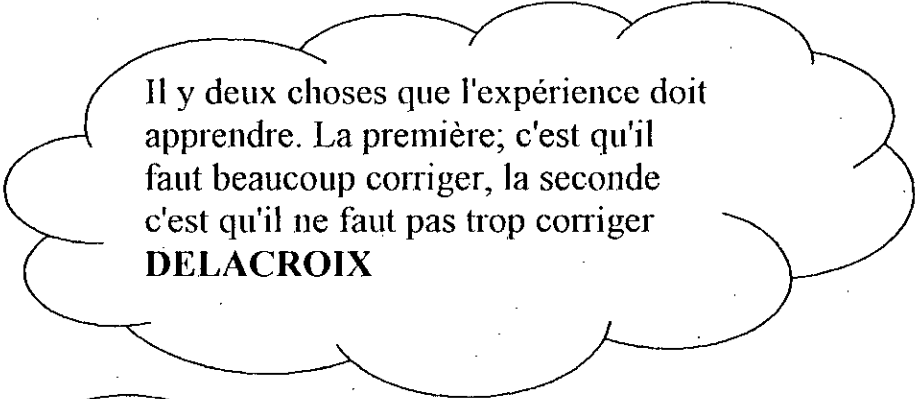
Tableau I : Exemples d'applications

CHAPITRE II

METHODES DE

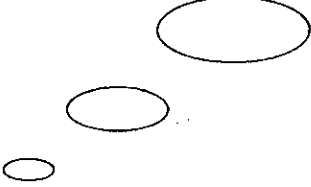
FORMULATION DES

BETONS



Il y deux choses que l'expérience doit apprendre. La première; c'est qu'il faut beaucoup corriger, la seconde c'est qu'il ne faut pas trop corriger

DELACROIX



II.1. INTRODUCTION

Le but d'une composition de béton est d'aboutir à définir le mélange optimal de granulats, de ciment et d'eau, afin de réaliser un béton dont les qualités sont celles recherchées.

Il y a lieu de souligner que quelle que soit la méthode utilisée, celle-ci ne relève pas d'une science exacte et ne peut, à ce titre, déterminer à elle seule les différents dosages de manière absolue. C'est pourquoi une étude théorique ne conduit qu'à une approche du problème. La solution définitive n'est obtenue qu'après avoir réalisé quelques essais. (Caractéristiques rhéologiques sur béton frais, et mécaniques sur béton durci).

Néanmoins, toute méthode de composition de béton doit être guidée par deux critères essentiels :

- Résistance.
- Ouvrabilité (facilité de mise en œuvre).

II.2. L'EMPLOI DES FLUIDIFIANTS DANS LES BHP

Avec les exigences de la construction, les conditions d'expositions et d'exploitations, et la nature des ouvrages à réaliser ; des constituants secondaires sont utilisés. Il s'agit d'une part de macromolécules organiques ou fluidifiants, et d'autre part d'ajouts destinés, en général, à fluidifier le béton, à réduire la quantité d'eau de gâchage nécessaire pour avoir une ouvrabilité donnée. Ils sont constitués de réducteurs d'eau ordinaires et de super-réducteurs d'eau appelés superplastifiants commercialisés généralement en solutions aqueuses à pH neutre de sulfonate de mélanine formaldéhyde, de sulfonate de naphthalène formaldéhyde ou de lignosulfonates modifiés

Quant aux ajouts minéraux, ils sont, dans le cas général, destinés à améliorer l'ouvrabilité du béton, à le rendre stable en milieu agressif, à améliorer sa compacité, réduire la chaleur d'hydratation des minéraux du ciment, sous forme de C-S-H secondaire, retarder ou accélérer la prise de la pâte du ciment et le durcissement du béton et entraîner l'air dans la masse du béton ou en réduire la teneur.

L'amélioration de ces propriétés fait du béton un matériau d'un emploi industriel en constante hausse dans la construction. Cette hausse exige qu'on optimise sa composition en tenant compte de l'état d'avancement des connaissances scientifiques et techniques, des nécessités de l'heure dans les chantiers.

C'est dans ce contexte que des méthodes de composition relativement optimales ont tour à tour vu le jour. Elles se divisent en méthodes traditionnelles et méthodes nouvelles.

II.3.METHODES DE FORMULATION DES BETONS

II.3.1.Méthodes traditionnelles

Les méthodes traditionnelles de composition des bétons ont eu une évolution constante de 1880 à nos jours. La première étude systématique sur le béton a été réalisée par FERET entre 1892 et 1896, après celles de PREANDEAU en 1881 et d'ALEXANDRE en 1888.

FERET a montré que les granulats les plus compacts, obtenus par mélange de gros et fins ne donnaient pas le béton le plus compact nécessairement et que la résistance du béton à 28 jours est de la forme :

$$R_{c_{28}} = K \left(\frac{c}{v + c + e} \right)^2 \quad (II.1)$$

Où :

- K est une constante liée à la résistance du ciment.
- c, e, v sont les volumes respectifs du ciment, d'eau et d'air.

En 1907 FULLER et THOMPSON proposèrent la loi de granulation continue suivante pour le squelette granulaire d'un béton :

$$P = 5 \sqrt{d/D} \quad (II.2)$$

Où :

- D est le diamètre du plus gros grain.
- P est le pourcentage de grains passant la passoire de diamètre d.

En 1937 Albert CAQUOT, dans une théorie générale de granulation optimale de mélange indéfini, basée sur la relation empirique :

$$V = V_0 \sqrt[5]{d/D} \quad (II.3)$$

(Où V est le volume de vides du squelette granulaire, V_0 une constante à déterminer, d, D respectivement les diamètres minimum et maximum des granulats fins et gros). Donna une loi de granulation optimale :

$$g_{n+1} / g_n = V_{n+1} / V_n = \sqrt[5]{d_{n+1} / d_n} \quad (II.4)$$

- V_{n+1}, V_n sont les volumes apparents des granulats jusqu'au $n+1$ ^{ième} ou n ^{ième} granulat.
- g_{n+1}, g_n leurs volumes absolus correspondants.
- d_{n+1}, d_n leurs diamètres maximums correspondants.

La théorie de CAQUOT s'intéressait non seulement à la formulation de la granulation optimale, mais aussi aux conditions d'écoulement du béton à travers un ferrailage, dans un moule (effet de paroi).

Ainsi toutes les autres méthodes traditionnelles de composition des bétons, après 1937, vont être influencées aussi bien par la loi FULLER-THOMPSON que par celle de CAQUOT.

a) Méthode d'ABRAMS (1918)

ABRAMS dans sa méthode exploita les travaux de FULLER-THOMPSON et ceux de FERET, c'est lui le premier qui donna une expression de la résistance du béton à 28 jours en fonction du rapport eau/ciment noté communément $E/C = x$.

$$R_{28j} = \frac{A}{B^x} \quad (II.5)$$

Où :

A et B sont des constantes.

En outre ABRAMS utilisa le module de finesse M_f des granulats pour comparer les bétons en déterminant la quantité de ciment à utiliser pour avoir un béton à vides minimums. Ce même module de finesse aida ABRAMS à déterminer les proportions

relatives, dans un volume unitaire de béton, des granulats données par les formules suivantes :

$$\% \text{gros granulats (roulés)} = \frac{Mf_1 - Mf_2}{Mf_1 - Mf_2} \cdot 100 \quad (II.6)$$

$$\% \text{granulats fins} = \frac{Mf_1 - Mf_2}{Mf_1 - Mf_2} \cdot 100 \quad (II.7)$$

Avec ; M_{f1}, M_{f2} respectivement Modules de finesse des gros et fins granulats

b) Méthode de BOLOMEY (1929)

BOLOMEY proposa une loi de granulation continue inspirée de la loi de FULLER-THOMPSON en ajoutant un coefficient « A » qui permet d'étendre la granulométrie des constituants du béton à celle du ciment (fins).

$$P = A + (100 - A) \sqrt{d/D} \quad (II.8)$$

Où:

- P : est le % en poids des grains passant la passoire de diamètre d(mm).
- D : le diamètre du plus gros granulats.
- A : un coefficient variant de 8 à 16, sa valeur est d'autant plus élevée que le dosage en ciment est plus fort.

BOLOMEY considéra que sa loi donnait la granulométrie la plus compacte.

c) Méthode de FAURY (1942)

Après une étude générale sur le béton, s'appuyant sur l'effet de paroi mis en évidence par CAQUOT, sur la loi de FULLER-THOMPSON et sur les vides du béton à priori évalués à :

$$I = eau + V \frac{K}{\sqrt[5]{d}} \quad (II.9)$$

Où :

$K=0.36$ pour les grains roulés et 0.46 pour les grains concassés dans un béton à consistance moyenne.

FAURY proposa une granulométrie type nouvelle.

$$P = (\sqrt[5]{d} - \sqrt[5]{d_0}) \quad (II.10)$$

qui peut s'écrire encore :

$$P = \frac{100}{(\sqrt[5]{d/2} - 0.365)} \cdot (\sqrt[5]{d} - 0.365) \quad (II.11)$$

Pour les grains de diamètre d , avec :

$d_0 < d < D/2$, $d_0 = 0.0065$ mm et D diamètre maximal des granulats.

P : le pourcentage en volume absolu des grains de dimension d y compris le ciment

$d < D/2$ et $d > D/2$.

La granulométrie de référence de FAURY comporte deux domaines :

Représenté sur une échelle en $\sqrt[5]{d}$, sa courbe comportera deux demi-droites dont le point d'intersection se situe à $D/2$ d'abscisse avec une ordonnée égale à :

$$Y = A + 17\sqrt[5]{D} + \frac{B}{R/D - 0.75} \quad (II.12)$$

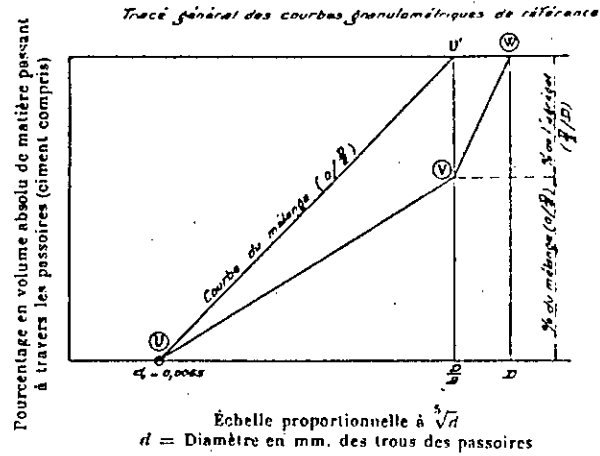
Où :

- A est donné en fonction de D (voir tableau 2).
- R est le rayon du moule (effet de paroi).
- $B=1$ ou 2 selon que le béton est forme ou mou.

Ces deux demi-droites constituent la courbe de référence de tous les constituants solides du béton (voir Fig.II.1).

figure II.1

$$p = \frac{100}{\sqrt{\frac{D}{2}} - 0,365} (\sqrt[5]{d} - 0,365).$$



Valeur de A.

| | Sables et graviers roulés usuels | Sables roulés et graviers de broyage usuels | Sables et graviers de broyage usuels |
|---|---|---|--------------------------------------|
| Consistance très fluide, mise en œuvre sans serrage | 32 et au-dessus | 34 et au-dessus | 38 et au-dessus |
| Consistance fluide pour faible serrage | 30-32 | 32-34 | 36-38 |
| Consistance molle pour serrage moyen | 28-30 | 30-32 | 34-36 |
| Consistance ferme pour serrage soigné | 26-28 | 28-30 | 32-34 |
| Consistance très ferme pour serrage puissant. | 24-26 | 26-28 | 30-32 |
| Consistance de terre humide, serrage très puissant | 22-24 | 24-26 | 28-30 |
| Serrage exceptionnellement puissant | au-dessous de 22 (à déterminer dans chaque cas) | au-dessous de 24 (à déterminer) | au-dessous de 28 (à déterminer) |

Enfin, (B) est un coefficient qui dépend de la puissance du procédé de serrage.

Pour les conditions usuelles de mise en œuvre, dans le cas des constructions en béton armé, on peut admettre que $B = 1,5$. Toutefois, si la vibration est très puissante, B peut descendre jusqu'à 1

tableau 2

d) Méthodes de JOISEL (1952)

Cette méthode comme celle de FAURY, s'appuie sur les travaux de CAQUOT, seulement elle considère que la compacité maximale des constituants solides d'un béton est fonction de $\sqrt[m]{d}$ ou m , fonction de la compacité avec laquelle on serre un granulat de dimension uniforme, varie de 3 à 10.

La courbe de référence de JOISEL est en abscisse de $\sqrt[m]{d}$, elle comporte aussi deux domaines ($d < D/2$ et $d > D/2$).

Cependant pour ne pas avoir de cassure à $D/2$ comme dans la méthode de FAURY, l'auteur détermina l'échelle de l'intervalle $D/2-D$ de façon à n'avoir qu'une seule droite.

e) Méthode de VALETTE (1963)

C'est une méthode essentiellement expérimentale, elle est aussi appelée méthode à granulométrie discontinue.

Il s'agit de déterminer à partir de différentes mesures, les dosages des divers granulats conduisant au meilleur béton, c'est à dire, une composition sans vide comportant un minimum de sable. Cependant compte tenu du coût onéreux de production des granulats, la méthode peut conduire à la formulation de bétons économiquement peut viables. Cela expliquerait le manque d'adoption de la méthode VALETTE par les praticiens du béton.

f) Méthode dite de DREUX-GORISSE (1970)

Cette méthode est une synthèse des différentes méthodes existantes et, appuyée sur un examen statistique de nombreux chantiers.

Elle définit d'une manière simple et rapide une première formulation de la composition de béton en fonction de divers paramètres :

- La nature de l'ouvrage.
- La résistance souhaitée.
- L'ouvrabilité désirée.

- Le type et la qualité des granulats.

Cette méthode tient compte de :

- L'effet de paroi.
- La densité de ferrailage.
- Le mode de serrage.
- Le degré d'humidité des granulats.

Après avoir défini une courbe granulométrique de référence (type FAURY), avec pour :

Le point $A : X = 0$ et $y = 0$

Le point $B : \begin{cases} X = D / 2 & \text{si } D \leq 25 \text{ mm} \\ y = 50 - \sqrt{D} + K + Ks + Kp \end{cases}$

et le point $C : \begin{cases} X = D \\ y = 100 \% \end{cases}$

On trace des lignes de partage entre chacun des granulats en joignant les points à 95% du premier granulats au point 5% du granulats suivant. Les points d'intersection entre les lignes de partage et la courbe de référence donnent les volumes absolus des granulats.

Le dosage en ciment est en général imposé par les résistances à atteindre. Concernant le dosage en eau, après estimation du rapport E/C, il est déduit d'un diagramme en fonction de l'ouvrabilité désirée et du dosage en ciment.

Cette méthode est complétée par des essais d'étude et de correction.

g) La méthode L.P.C de composition des bétons (BARON-LESAGE) (1976)

En fonction des propriétés, du béton frais et durci, expérimenté. On interpolera la composition du béton dont nous rechercherons les caractéristiques bien précises. C'est dans ce contexte que BARON et LASAGE ont initié leur méthode au laboratoire centrale

des ponts et chaussées (L.C.P.C), qui s'appuie sur le concept de maniabilité critique, qui est celle pour laquelle la porosité d'un béton est minimale.

h) Les méthodes américaines de composition du béton (ACI)

Les méthodes utilisées aux USA pour déterminer la composition des bétons classiques sont la méthode de la masse volumique et celle des volumes absolus. Elles résument l'expérience américaine en matière d'optimisation de la composition des bétons, elles sont à granulométrie continue. Avec le module de finesse du sable et la grosseur maximale des granulats, on détermine en fonction de l'affaissement visé au cône d'ABRAMS ou au Flow test VEBE, la proportion des gros granulats en volume apparent dans le mélange.

II.3.2. Les méthodes de composition des BHP

Elles ne sont pas nombreuses que celles destinées à l'optimisation des bétons classiques. En pratique, il est possible, à partir de chaque méthode classique d'établir la composition d'un BHP en tenant compte des critères rigoureux de sélection des matériaux de base.

Ce paragraphe est destiné à l'exposé de quelques méthodes de composition des BHP utilisés de nos jours dans divers laboratoires de matériaux à travers le monde.

a) La méthode de H.C. ERNTROY et B.W SHACKLOCK (1954)

Cette méthode date des années cinquante. Elle s'appuie sur la méthode courante britannique de composition des bétons classiques.

Elle ne prévoit pas l'utilisation de fluidifiants et d'ajouts submicroniques dans les BHP, parce qu'antérieure à la date de leur mise en service.

Elle vise la compacité du béton et préconise l'utilisation des moyens de serrage habituel du béton pour les BHP. Elle s'applique à des bétons de ciment PORTLAND de

plus de 40 MPa à 28 jours, fabriqué avec du gravier de forme irrégulière et du sable naturel ou avec du granite concassé et du sable naturel.

Cette méthode est technologiquement dépassée et ne peut en aucun cas faire l'objet d'une optimisation de la composition des BHP tel que nous les concevons dans notre cas.

b) La méthode de l'institut américain du béton (A.C.I) (1984)

La méthode recommande, pour fabriquer des BHP, des matériaux de base de bonnes performances. Les proportions du mélange doivent être établies.

La méthode est très indicative. Elle présente une mode opératoire pour sélectionner et mélanger dans des proportions données les matériaux de base pour BHP.

La formulation des BHP par la méthode ACI se fait de la façon suivante :

- 1- choisir un rapport E/C nécessaire pour obtenir les performances désirées
- 2- La quantité du ciment peut être établie par gâchées d'essais. Cependant la quantité communément utilisée varie entre 392 et 557 Kg/m³ de béton sans ou avec ajout minéral. Toutefois dans ce dernier cas, il sera nécessaire d'établir la combinaison optimale ciment-ajout minéral.
- 3- On détermine la quantité des gros granulats connaissant leur grosseur maximale et le module de finesse du sable.
- 4- Le dosage des ajouts minéraux varie entre 10 et 14% du poids du ciment.

Remarques

- *La grosseur maximale des gros granulats est fixée aux alentours de 10-14mm.*
- *La relation $E/C = f(f_{c28})$, conçue pour les bétons ordinaires, reste valable pour les BHP.*

c) **La méthode de formulation de DE LARRAD au L.C.P.C (méthode dite des coulis) (1988)**

Elle se base sur la méthode expérimentale L.P.C. de formulation des bétons ordinaires de BARON-LESAGE et s'appuie sur la loi de FERET généralisée, qui permet d'évaluer la résistance moyenne à 28 jours à base de ciment et de fumée de silice :

$$f_{c28} = \frac{K_g R_{c28}}{\left[1 + \frac{3.1 E/C}{1.4 - 0.4 \exp\left(\frac{-11S}{C}\right)} \right]} \quad (II.13)$$

Où :

- f_{c28} est la résistance moyenne en compression du béton à 28 jours.
- E,C et S sont les poids respectifs d'eau, du ciment et de fumée de silice au mètre cube de béton.
- K_g est un paramètre dépendant de la qualité des granulats (pour les granulats courants, la valeur $K_g=4.91$ conduit à des résultats corrects).
- R_{c28} est la classe vraie du ciment.

Notons que la méthode s'appuie aussi sur le modèle classique de viscosité des suspensions de FARRIS.

La méthode des coulis comprend les étapes :

1-formuler le BHP « 0 » de référence, en rajoutant au squelette granulaire de formule régionale 425 Kg de ciment et l'équivalent de 1.5% de fluidifiant en extrait sec, et on recherche le dosage en eau pour avoir un béton fluide (20cm au cône d'ABRAMS).

2-formuler un coulis de référence, de composition similaire à celle du BHP « 0 », sans eau de mouillage des granulats (absorption des granulat, environ 10 L/m³ de béton). On mesure le temps d'écoulement au cône de MARSH (entre 5 et 15 secs), (voir fig.II. 2).

3-on détermine la composition minérale du coulis HP à utiliser pour la formulation finale du BHP en faisant varier ; la nature du ciment, le taux de fumée de silice (si le béton en contenais) qui varie, généralement, entre 5 et 10% du poids du ciment et ne saura dépasser les 20% et la quantité de filers ou de cendres volantes si l'on désire réduire la chaleur d'hydratation du BHP.

4-on détermine le dosage en superplastifiant des coulis HP.

5-on détermine le dosage en eau des coulis fluidifiés de façon à obtenir le temps d'écoulement nécessaire

Les BHP qu'on pourra confectionner avec ces coulis auront la même quantité de pâte et la même maniabilité.

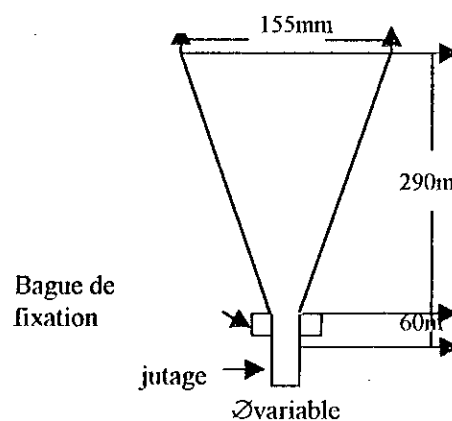


Fig. II.2: cône de MARCH

d) La méthode de PEDECHES (1988)

Cette méthode a été ébauchée au Laboratoire Matériaux et Durabilité des Constructions (L.M.D.C) à Toulouse. Son auteur propose des courbes de résistance en fonction des dosages E/C et du liant, en tenant compte du critère économique.

Elle part des procédures suivantes :

1-Elaborer différents mélanges granulaires à partir des cinq classes suivantes : 0/0.5 ; 0.5/1.25 ; 1.25/3 ; 2.5/5 ; et 4/10mm. Pour concevoir des BHP avec quatre dosages en liant 250, 350, 500 et 600 Kg/m³.

2-On se sert de la méthode de DREUX-GORISSE, pour déterminer un mélange H dosé à 500 Kg/m^3 de liant, dont le sable (0-5mm) a un M_f (imposé) égale à 3. (fig. II.3)

3-On trace la courbe granulométrique pour les BHP, de composition pondérale $FSC/C = 10\%$ et $E/C = 0.305$.

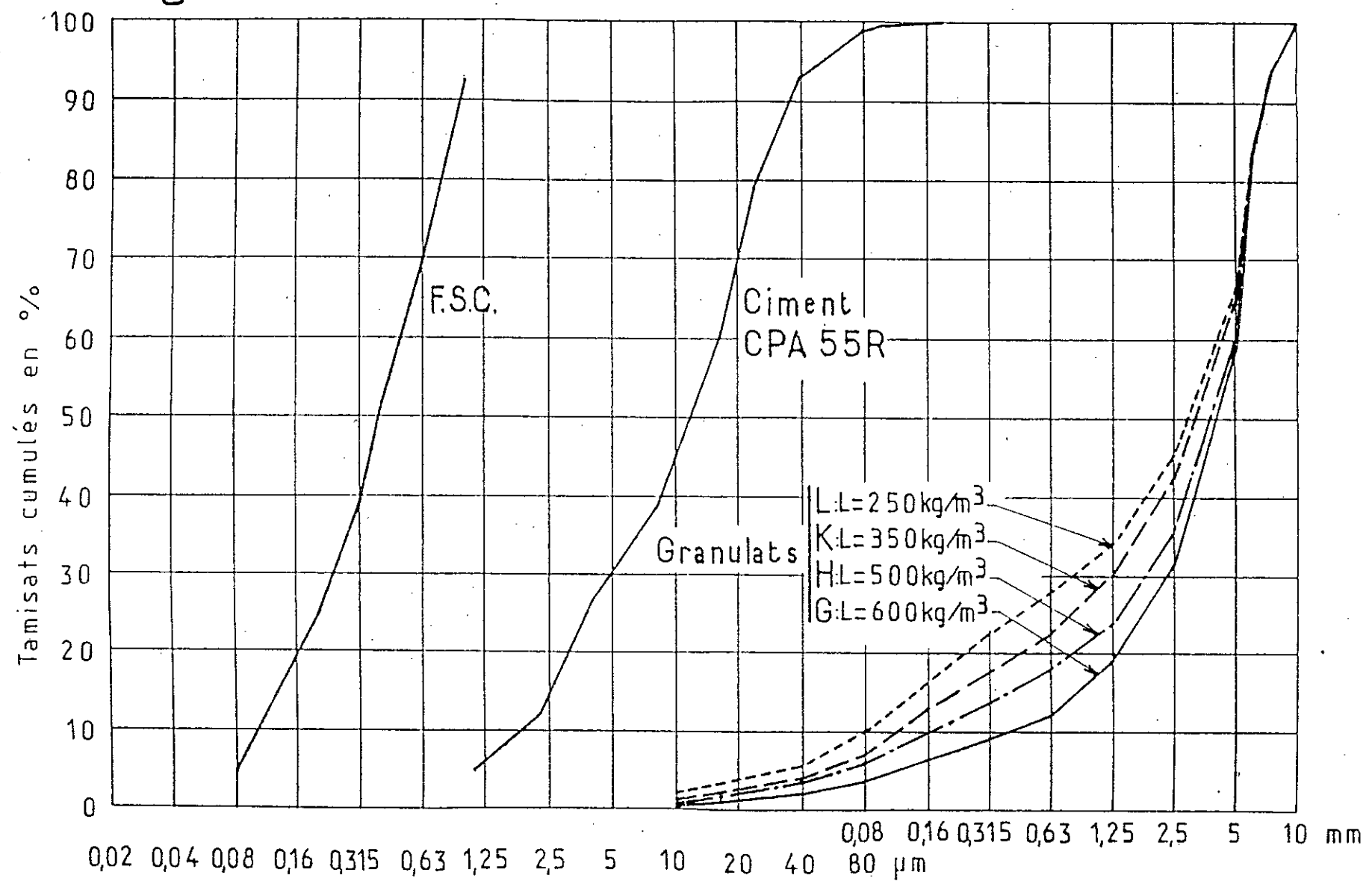
4-On détermine le dosage en eau pour avoir une maniabilité (du BHP de référence sans FSC et fluidifiants) de 10 à 15 secs.

5-On détermine le dosage en eau avec 10% de FSC, dont le dosage en fluidifiant varie de 2.5 à 3% en poids du liant.

6-On fait varier le dosage en FSC tout en gardant la quantité d'eau constante, la maniabilité des BHP obtenus est rétablie par dosage adéquat de fluidifiant qui ne peut dépasser les 6 à 7%.

7-Une fois la formulation théorique du BHP établi, on confectionne des gâchées d'essais, on teste, ensuite les propriétés mécaniques et rhéologiques et enfin, on détermine les proportions finales des constituants du mélange.

Fig. II.3. Courbes granulométriques des constituants du béton utilisés



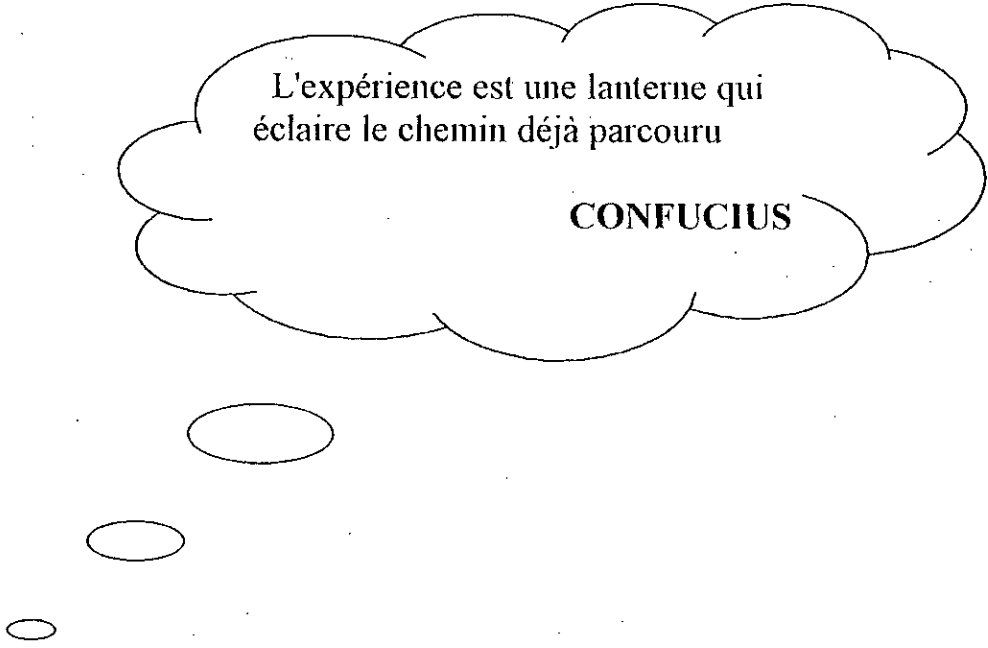
II.4.CONCLUSION

L'augmentation des composants des BHP par rapport à ceux des bétons ordinaires fait qu'une juste projection des méthodes traditionnelles de formulation des bétons sur la façon de concevoir les BHP, ne suffit pas pour formuler des compositions optimales.

En effet, ces bétons ne se prêtent pas à une optimisation du seul point de vue de la résistance en traction ou en compression, mais il est intéressant de se focaliser également sur d'autres caractéristiques de ces bétons, telles que le retrait, le fluage, le module d'élasticité, la résistance au cisaillement « objet de nos essais »,...etc., pour déterminer la composition optimale de notre BHP.Ce qui permettra de faire un pas en avant dans la conception de ces bétons et de mettre la technologie au vrai service des besoins réels de la construction. Cela contribuera, peut-être à favoriser l'émergence d'ouvrages de formes plus extravagants et à stimuler l'imagination des architectes, ingénieurs et constructeurs.

CHAPITRE III

PROPRIETES DES BHP



L'expérience est une lanterne qui
éclaire le chemin déjà parcouru

CONFUCIUS

III.1.INTRODUCTION

Depuis quelques années, on constate un intérêt grandissant pour les BHP et les BTHP, et leurs utilisateurs dans les grandes constructions ne fait qu'augmenter. Alors qu'il a fallu plus de 70 ans pour doubler la résistance caractéristique du béton (de 20 à 40 Mpa) dans les projets de construction ; celle ci est passée de 40 à 130 Mpa en 20 ans. Cette augmentation s'est accompagnée d'une amélioration de la plupart des autres propriétés d'usage de ces bétons, amélioration que prévoit d'ailleurs l'exploitation des lois décrivant ces propriétés, lorsqu'elles sont indexées par la résistance du béton.

III.2.LOIS DE COMPORTEMENT (Diagramme δ - ϵ)

Les règlements BAEL et BPEL ont étendu le diagramme parabole-rectangle classique des B.O aux bétons de 50 Mpa, mais cette loi qui semble valable jusqu'à là, ne l'est pas vraiment pour les BHP et BTHP car elle conduit a une surestimation de la capacité résistance.

Le nouveau diagramme (δ - ϵ) admis pour les propositions d'annexe BHP du règlement BPEL, du béton, pouvant être utilisé dans tous les cas et le diagramme parabole-rectangle (fig-1), dont la partie horizontale s'étend entre les abscisses ϵ_{bc1} et ϵ_{bc2} , avec :

$$\epsilon_{bc1} = 2.10^{-3}(2\text{‰}).$$

$$\epsilon_{bc2} = (4.5-0.025f_cj).10^{-3}.$$

(la valeur 3.5 ‰ est remplacée par ϵ_{bc2}). La valeur de la contrainte admissible du béton, imposée par le règlement actuel pour le calcul à l'ELU est $0.85 f_{c28}/\gamma_b$.

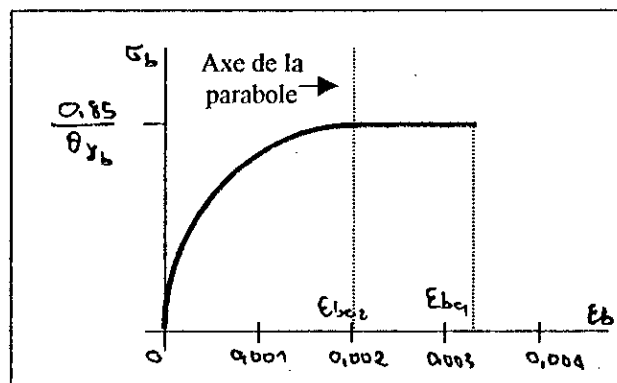


Fig.1 .Diagramme parabole-rectangle

Notons enfin que dans le cas du diagramme rectangulaire simplifié, la hauteur $0.8y$ est remplacée par λy , le coefficient λ étant fonction de la résistance selon la relation :

$$\lambda = 1 - \frac{0.7}{4.5 - 0.025 f_{cj}} \quad (III.1)$$

III.3. RESISTANCE A LA COMPRESSION

Approximativement, la résistance caractéristique évaluée par la méthode classique à la presse hydraulique, peut atteindre à 14h avec un de ces nouveaux bétons celle d'un béton ordinaire à 28 jours. Cette montée rapide en résistance résulte de la proximité initiale des grains de ciments dans le béton frais, ainsi que le rôle catalyseur et d'accélérateur du durcissement de la fumée de silice.

La précocité des résistances peut être affinée à volonté dans la pratique à travers le choix du dosage en ciment, sa teneur en aluminat et sa finesse de monture, aussi par l'utilisation ou non de retardateur de prise et accélérateur du durcissement.

A long terme, tous les bétons voient leur résistance augmenter. La résistance en compression est conventionnellement bornée par les règlements à f_{c28} dans les justifications concernant la limitation des contraintes et la résistance des sections. Cependant les règlements BAEL et BPEL prennent en considération les performances du béton.

Pour les bétons ordinaires ou $f_{c28} < 50$ Mpa.

$$f_{cj} = \frac{J}{4.76 + 0.83J} \cdot f_{c28} \quad (III.2)$$

D'autre part pour les BHP ou $f_{c28} > 50$ Mpa.

$$f_{cj} = \frac{J}{1.40 + 0.95J} \cdot f_{c28} \quad (III.3)$$

Où :

J est la durée (en jour) ; de la confection du béton au jour de l'essai.

III.4. RESISTANCE A LA TRACTION

L'amélioration de la résistance des BHP par rapport aux bétons ordinaires est à l'origine, due à la densification du matrices et l'interface pâte-granulat. Elle atteint facilement des valeurs supérieures à 6 Mpa du bonheur des bétons précontraint.

Concernant les essais de traction, on ne dispose pratiquement d'aucun résultat expérimental de traction directe, l'essai indirect le plus représentatif est l'essai de fendage (brésilien) pour lequel le résultat doit être pondéré par un facteur de réduction (prix égale à 0.6 habituellement), pour tenir compte de la redistribution des contraintes juste avant la rupture.

La loi liant les résistances à la traction f_{tj} à celles de compression f_{cj} (en Mpa), préconisée par les règles BAEL/BPEL *reste valable pour les BHP.*

Cependant sur l'échantillon des résultats considérées obtenus sur BHP, une loi en puissance (2/3) de f_{tj} semble être plus proche de la réalité, car la loi linéaire appliquée dans le cas des B.O risque de surestimer la résistance en traction des BHP qui croit plus lentement que la résistance en compression.

III.5. DEFORMATIONS LIBRES DES BHP (Essais de retrait)

Les déformations libres du béton (retrait et gonflement) sont des propriétés de première importance pour le constructeur car le contrôle géométrique de l'ouvrage exige leur prise en compte. De plus, des déformations libres homogènes dans les parties monolithes provoquent souvent des fissurations, chemins privilégiés de pénétration des agents agressifs. Faudra alors maîtriser les déformations libres et leurs éventuels effets mécaniques. Ces dernières sont contrôlées par deux paramètres locaux, la température et teneur en eau libre.

Dans le cas des BHP, les déformations d'origine thermique sont d'abord liées au dosage en ciment et à son exothermie ; quant à la somme des déformations hydriques, elles semblent contrôlées par la rigidité du matériaux, la part endogène étant d'autant plus élevée que le rapport eau (liant est faible), suivant les applications, le formulateur

bénéficié d'une certaine marge de manœuvre pour contrôler les retraits du BHP et accède ainsi à une sorte d'ingénierie du matériaux.

III.6.FLUAGE DES BHP

Si l'on maintient le changement d'une éprouvette constant dans le temps (essai de fluage), sa déformation double, si c'est un BO en quelques semaines, triple au bout de plusieurs mois et peut, dans des conditions extrêmes, quintupler en quelques années. Ce phénomène dépend de nombreux paramètres : nature du béton, âge de mise en charge et de la charge appliquée et surtout des conditions ambiantes.

En cas de déchargement, on observe une diminution instantanée des déformations suivie d'une diminution différée, appelée recouvrance qui est nettement inférieure, en valeur absolue au fluage correspondant et se stabilise au bout de quelques semaines.

L'ensemble des résultats obtenus sur les BHP et BTHP a permis de dresser un tableau assez complet des divers aspects du comportement différé de ces matériaux, avec l'état des connaissances sur les mécanisme physico-chimique qui contrôlent le fluage, et notamment :

- la très forte diminution du fluage de dessiccation et en suppression dans le cas d'emploi de fumée de silice et ce qui est important pour l'ingénieur concepteur, l'absence d'effet d'échelle qui en découle.
- une modification de la cinétique du fluage propre qui se stabilise beaucoup plus vite que celui d'un béton ordinaire.

Il faut toutefois noter un effet de vieillissement beaucoup plus marqué qui se traduit, au tout jeune âge (1-3 jours) de chargement, par des déformations totales de même ordre que celles d'un béton ordinaire dans les conditions de séchage extrêmes.

III.7.ADHERENCE ACIER-BHP

L'utilisation des BHP dans les constructions en béton armé, pose le problème de l'association de ces matériaux à des armatures en acier destinées à constituer un squelette

résistant dans les zones tendues des pièces de manière à conférer aux constructions réalisées, une ductilité suffisante.

Cette association acier-BHP doit satisfaire à un certain nombre de conditions, de résistance comme de service, dont nous devons nous assurer dès lors que l'on envisage l'emploi de bétons dont les caractéristiques, notamment les résistances mécaniques sont améliorées.

Les essais développés sur la résistance de la liaison acier-BHP présentent encore un caractère très fragmentaire empêchant de tirer des conclusions définitives, néanmoins, nous pouvons déjà mettre en évidence quelques constatations intéressantes :

- La résistance ultime de la liaison acier-BHP, noté τ_{su} , proportionnelle à $(f_{ij})^{1/2}$, est une fonction croissante de la résistance à la compression de ce béton d'enrobage. Cela signifie encore que les BHP permettent une réduction intéressante de la longueur de scellement des armatures, longueur évaluée par la

formule semi-empirique ;
$$L_s = \frac{D}{4} \cdot \frac{f_e}{\tau_{su}} \quad (III.4)$$

- La résistance à l'apparition et à la propagation de l'endommagement de la liaison acier-BHP ne dépend pas seulement de la résistance mécanique, mais aussi de la microstructure du béton d'enrobage.
- Sur ce dernier point, nous pouvons ajouter que si les essais effectués jusqu'à présent, nous ont permis de déterminer quelques facteurs bénéfiques à savoir :
 - Dosage en liant.
 - Rapport liant/eau.
 - Longueur d'enrobage.
 - Rugosité de surface de l'armature.

Nous ne sommes pas en mesure de conclure quant à l'influence de la fumée de silice.

Notons enfin que BURGE de ZURICH (SIKA, AG) a relié l'augmentation de la résistance de la liaison acier-BHP à la faible porosité du BHP, et que ELIGE HAUSEN,

KRELLER, LANGER, DELARRAD et MALIER ont enregistré des résistance à l'arrachement croissantes avec la résistance des BHP en compression, la variation étant proportionnelle à $\sqrt{f_c}$.

III.8.DURABILITE DES BHP

Pour apprécier la durée de vie des ouvrages, la durabilité des matériaux est essentielle. Elle passe par de nombreux essais de laboratoire destinés à évaluer les risques de dégradations et fournissant des indications sur la perméabilité du matériau, au même titre que les essais réels de perméabilité sous gradient de pression. Mais l'obtention d'un matériaux imperméable durable ne suffit pas à assurer la durée de vie de l'ouvrage, ni son étanchéité quand celle-ci est requise, car la non fissuration en structure et un faible fluage sont autant de performance qu'il est parfois nécessaire d'obtenir d'une formulation de béton.

A cet égard, les bétons traditionnels ne permettent pas de maîtriser les risques de fissuration qui résultent principalement de la contribution additionnelle du retrait thermique et endogène au jeune âge du béton. La seule durabilité intrinsèque des bétons traditionnels ne suffit donc pas généralement à garantir la durée de vie d'un ouvrage.

En revanche les possibilités offertes par les BHP, autre que la traditionnelle résistance (compacité élevée et absence de fluage de dessiccation) permettent de répandre judicieusement à un problème de durabilité donnée.

Les BHP ouvrent ainsi la voie à une nouvelle ingénierie basée sur la parfaite adéquation qui doit exister entre matériaux et structure pour concevoir et réaliser un ouvrage durable.

III.9. DUCTILITE DES BHP

Les essais de compression des BHP font apparaître leur caractère fragile, et ceci d'autant plus que croît leur résistance. Il faut souligner que ses essais sont effectués sur un béton non armé.

Ce caractère fragile (non ductile) pourrait être préoccupant, car les méthodes de dimensionnement modernes reposent entre autre sur les théorie de la plasticité des matériaux et prennent en compte leur comportement non linéaire, ceci est particulièrement vrai pour les structures soumises aux séisme, aux chocs ou à des déformations imposées. En fait, il s'agit d'un faux problème dans la mesure où les ingénieurs de structure utilisent non pas du béton mais du béton armé, matériau composite dont le degré de ductilité peut être ajusté en fonction des besoins.

Les essais de rupture en flexion d'éléments en BHP armé confirment le fait que la ductilité réelle de ces éléments est équivalente a celle d'éléments en béton armé ordinaire.

Cela dit le caractère fragile des bétons sous pression uniforme et éliminer par la présence :

- d'armatures longitudinales, qui permettent un repos de l'effort sur l'acier évitant ainsi une rupture quasi instantanée de l'élément.
- d'armatures transversales, qui empêchent ou retardent le flambement des armatures longitudinales lorsque la résistance du béton est épuisée. Le rôle des armatures transversales est donc d'autant plus important que le pourcentage d'armatures longitudinales est élevé.

CONCLUSION

La résistance élevée des BHP s'accompagne donc, d'une amélioration de la plupart de leurs propriétés d'usage, amélioration que prévoit d'ailleurs l'extrapolation des lois décrivant ces propriétés, lorsqu'elles sont indexées par la résistance du béton.

Les caractères spécifiques des BHP sont donc :

- leurs comportement à la rupture en compression diffère de celui des bétons classiques.
- Leurs résistances en traction augmentent moins vite que ce que laisse prévoir la loi affine reliant résistance en traction et en compression des bétons ordinaires.
- Leur retrait dépend moins de l'humidité et de la taille de la pièce.
- Leur fluage est plus faible en valeur finale que celui des bétons ordinaires, particulièrement lorsqu'ils contiennent de la fumée de silice.


CHAPITRE IV

COMPORTEMENT DES

POUTRES EN BETON

ARME SOUMISES AU

CISAILLEMENT



Les gens de qualité savent
tous sans avoir rien appris

MOLIERE

IV.1. INTRODUCTION

La résistance d'un béton armé dépend principalement des comportements respectifs du béton, de l'acier et de l'association béton-acier. Un élément en béton armé passe donc, par deux étapes ou phases différentes de comportement sous un chargement donné.

La première est la phase sans fissuration, la seconde phase est celle où apparaissent les fissures ; le passage de la première à la seconde est lié à des variations et déplacements de l'état interne des contraintes, cela signifie un changement profond du comportement de l'élément.

Dans le cas du cisaillement, le problème se complique d'avantage, car les états limites de fissuration, de déformation et de rupture dépendent de nombreux facteurs liés entre eux à savoir, le type, la qualité et la résistance d'armatures longitudinales et éventuellement d'armatures transversales, la résistance du béton, l'adhérence acier-béton, la forme de la section transversale de l'élément considéré...

La diversité des facteurs rentrant en jeu et leur corrélation difficile à obtenir, rendent impossible presque, la résolution théorique du problème.

IV.2. LA FISSURATION DES BETONS

2.1. Etat non fissuré

Le béton conserve son intégrité au début de chargement. L'équilibre est alors caractérisé par un état biaxial de contrainte, dont les trajectoires des contraintes principales notées σ_1 et σ_2 sont voisines de celles définies pour un matériau homogène (fig. IV.1).

Ces contraintes principales doivent être prises en compte pour la vérification de l'état de sollicitations avant fissuration, car, dans l'état non fissuré, ce sont ces contraintes qui agissent réellement dans le béton.

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

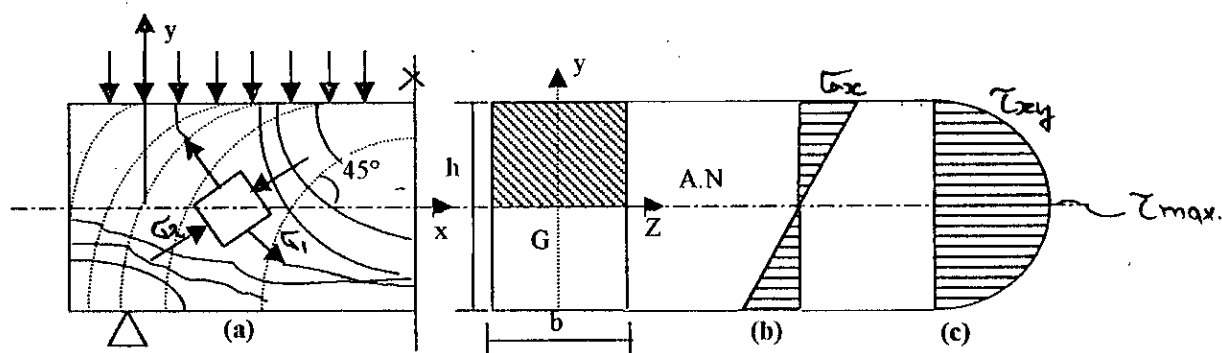


Fig.IV.1 : état de contrainte dans une poutre rectangulaire, en matériau homogène, chargée uniformément.

a- trajectoires des contraintes principales ($\sigma_1 > \sigma_2$).

b- c- diagrammes des contraintes normales σ_n et tangentes τ_{xy} .

RAPPEL

Calcul de contraintes dans une zone non fissurée (s'assurer que le risque de fissuration est faible).

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

$$\tau_{xy} = \tau_{yx} = \frac{V(x) S(y)}{b(y) I(x)} \quad (IV.1)$$

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 à l'axe (Gz) à l'abscisse (x).

Quant aux contraintes principales σ_1 et σ_2 , elles peuvent être déterminées à partir des composantes σ_x , σ_y , τ_{xy} du tenseur de contraintes à l'aide des relations usuelles :

$$\sigma_1 = \frac{-(\sigma_x + \sigma_y)}{2} + \sqrt{\left(\frac{\sigma_x + \sigma_y}{2}\right)^2 + \tau^2} \quad (IV.2)$$

$$\sigma_2 = \frac{-(\sigma_x + \sigma_y)}{2} - \sqrt{\left(\frac{\sigma_x + \sigma_y}{2}\right)^2 + \tau^2} \quad (IV.3)$$

avec $\operatorname{tg} \phi = \left(\frac{\sigma_x - \sigma_y}{2\tau} \right)^{-1}$

Remarques

Les contraintes principales de traction de l'arête inférieure nécessitent une disposition d'armatures longitudinales.

Il apparaît des contraintes de traction obliques qui sont inclinées de 45°.

2.2. Etat fissuré

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, selon la poutre, la trace des trajectoires de compression.

Dans l'état fissuré, l'équilibre interne est modifié et évolue en fonction des fissurations.

2.3. Phénomène de fissuration

La fissuration est un défaut majeur du béton surtout lorsqu'elle se propage de manière sauvage dans les zones non équipées pour y résister.

En se rejoignant et en s'étendant, les microfissures, qui sont irréversibles, forment les fissures qui constituent le chemin de Pénétration des agents agressifs, ce qui peut altérer la structure et compromettre sa sécurité.

La microfissuration des bétons est liée à différents phénomènes physico-chimiques tels :

- La déformation parasite de la pâte du ciment ; ressuage, retrait et gonflement endogènes, retrait hydraulique, dilatation et contraction thermiques.
- Une déformation parasite des armatures (rouille).
- Une déformation parasite de l'interface pâte-granulats (alcali-réactions)

La fissuration d'origine mécanique peut se produire :

- Par compression, traction, flexion ou cisaillement.
- En statique (propagation instantanée ou différée) ou en fatigue.

Notons enfin que dans certains cas, la propagation des fissures peut être stable, dans d'autres cas, la fissure peut aller jusqu'aux limites de l'élément et causer sa ruine.

2.4. Comportement de poutre sans armatures d'âme (à l'état fissuré)

Il apparaît utile de rappeler le comportement de poutre sans armature d'âme (thème de notre expérimentation). Cependant nous omettons volontairement celui de poutre avec armature d'âmes.

Selon MÖRSH, la méthode classique substitue, à la détermination des valeurs maximales des contraintes principales σ_1 et σ_2 , le calcul à la contrainte maximale de cisaillement τ_0 , au niveau de l'axe neutre (AN).

L'influence des contraintes transversales σ_y et celles de traction σ_x dans la zone tendue du béton est négligée dans cette évaluation (fig. IV.2).

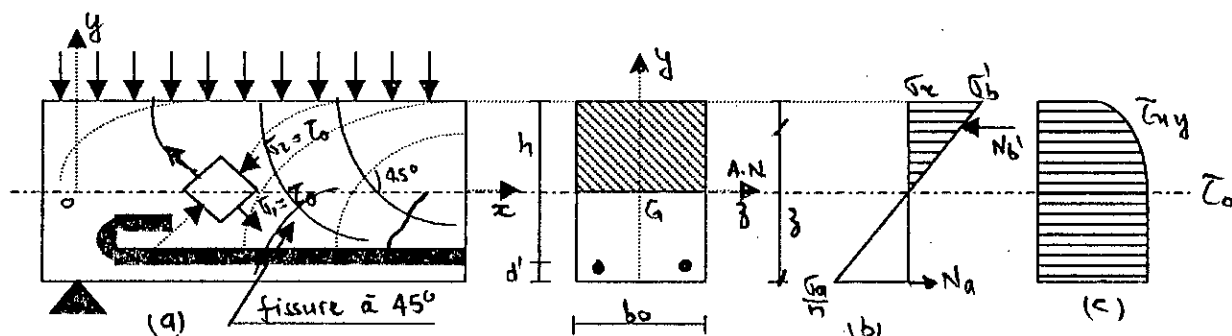


Fig.IV.2 :état de contraintes dans une poutre en béton armé, après fissuration, selon la méthode classique.

a- idéalisation des trajectoires des contraintes principales.

b- c- diagrammes des contraintes normales σ_n et tangentielles τ_{xy} .

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

$$\sigma_1 = \sigma_2 = \sigma_0 = \frac{V}{b_0 Z} \quad (IV.4)$$

Où :

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

$Z=I/S$: bras de levier du couple de force.

$$\text{Généralement ; } \tau_{xy} = \frac{V(x) S(y)}{z.S.b_y} \quad (IV.5)$$

Où :

S : moment statique du béton comprimé par rapport à l'axe neutre, et puisqu'on néglige le béton tendu au-dessus de l'AN on a :

$$S(y)=S, \forall y.$$

Donc en l'absence d'armatures d'effort tranchant, le comportement structural d'une poutre évolue avec la progression des fissures et s'approche de celui d'un arc à tirant. (Fig. IV.3).

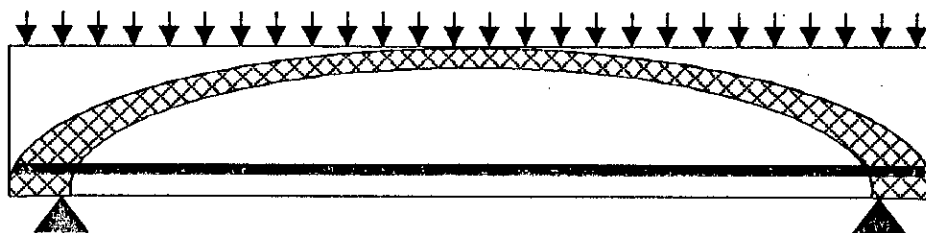


Fig. IV.3 : comportement structural d'une poutre sans armatures d'âme après fissuration

IV.3. MODES DE RUPTURE DES POUTRES EN BETON ARME

Les essais effectués sur de nombreuses poutres, dans différents laboratoires de recherche, ont permis d'identifier en caractérisant des modes de ruptures attachés aux sollicitations d'effort tranchant.

Nombreux sont, les facteurs qui influent sur la capacité portante et le mode de rupture de ces poutres.

Dans la description qui suivra, nous distinguerons les essais effectués sur les poutres sans armatures d'âmes ou sans armatures transversales.

En fonction du mode de rupture dans la zone de cisaillement des poutres, on peut rencontrer différents types de rupture.

3.1. Rupture par cisaillement glissement (shear tension failure)

Dans ce cas de figure, après l'apparition des premières fissures obliques, l'ouverture d'une d'entre elles augmente avec la charge et de nombreuses petites fissures inclinées s'ouvrent au niveau de l'armature principale fig. (IV.4), (rupture d'adhérence).

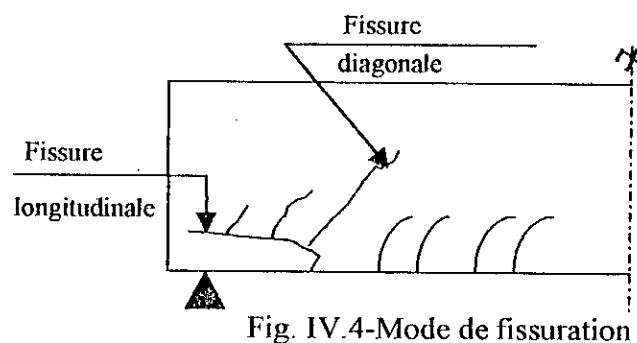


Fig. IV.4-Mode de fissuration

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 (fig. IV.5). 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.

L'épuisement de la capacité portante de l'élément est causé par le glissement des armatures principales dans l'ancrage au-dessus de l'appui. Dans ce cas, les crochets de barres lisses provoquent des éclatements visibles sur les faces frontales de la poutre si l'armature locale transversale n'est pas convenablement prévue (fig. IV.6)

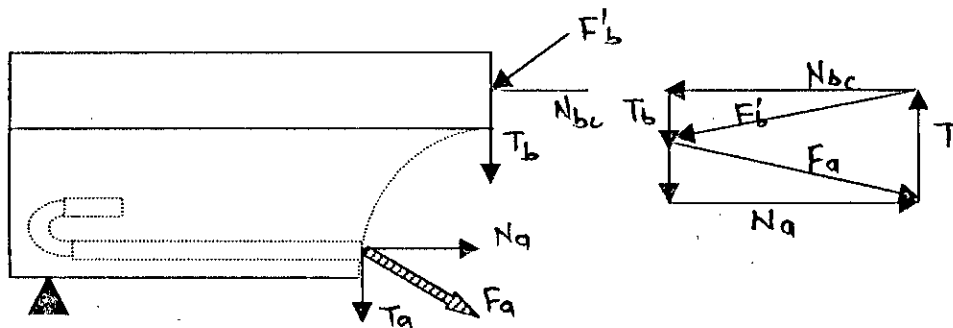


Figure IV.5- diagramme des efforts sur la section diagonale.

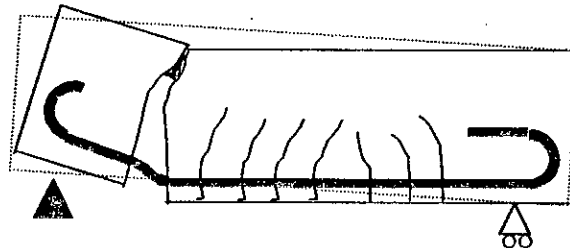


Figure IV.6- fissuration lors de la rupture par cisaillement-glissement.

3.2. 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. IV.7). Les charges de rupture seront alors très élevées.

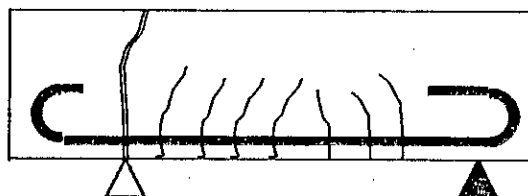


Figure IV.7- fissuration d'une poutre mince lors de la rupture par fendage

3.3. Rupture par cisaillement-compression (shear compression failure)

Ce type de rupture se caractérise par la disposition des fissures représentées sur la figure (IV.8.) 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 aurait 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. Cela conduit à un cheminement excessif de la fissure oblique dans la zone de béton comprimé. Il en résulte une augmentation de contraintes jusqu'à la rupture du béton dans la section au-dessus de cette fissure (cas normal).

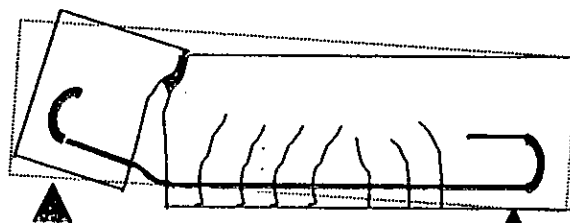


Fig IV.8- fissuration lors de la rupture par cisaillement-compression.

3.4. Rupture par traction diagonale (diagonal tension failure)

Ce type de rupture peut intervenir dans les poutres dont l'armature principale est relativement importante. La rupture intervient par séparation et glissement dans la zone de béton comprimé au-dessus de l'extrémité de la fissure oblique (figure IV.9). (Cas extrême).

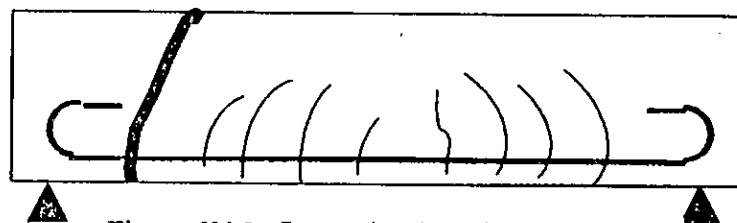


Figure IV.9- fissuration lors de la rupture par traction diagonale.

REMARQUES

- Notre travail (essais) s'intéresse exclusivement à ces deux derniers modes de rupture.
- Parmi les nombreux paramètres interdépendants qui affectent la rupture des poutres par effort tranchant, il est possible de distinguer ; l'influence du mode de chargement, des dimensions de la poutre, des armatures longitudinales et transversales et de la qualité du béton.

Particulièrement, nous nous focaliserons sur l'effet la qualité du béton, à savoir, le comportement des poutres lorsque la résistance à la compression et à la traction du béton qui les constitue augmente, vis à vis du cisaillement. (Utilisation du BHP).

IV.4.CRITERES DE RUPTURE DU BETON

La rupture sous un état de contraintes (une fissure) commence à l'endroit le plus faible. Ensuite, ces concentrations des contraintes aux deux extrémités de la fissure provoquent le développement rapide de la rupture, même sans augmentation considérable des contraintes.

A la déformation plastique du matériau et à la destruction des liens structuraux est toujours liée une transformation d'énergie potentielle des liens intermoléculaire en une autre forme d'énergie.

C'est pour cette raison que les hypothèses concernant la rupture d'un matériau ont un caractère énergétique dans leur formulation la plus générale. La sollicitation du matériau est exprimée par des fonctions des invariants, étant donné que l'énergie est indépendante du choix du système de coordonnées.

4.1.Hypothèse du HUBER-MISES-HENCKY

C'est l'une des hypothèses énergétiques les mieux connues. Elle suppose que la sollicitation d'un matériau peut être mesurée par l'énergie de glissement, et que l'état limite de rupture correspond à une certaine valeur de travail de déformation.

Ce critère s'exprime, dans un système rectangulaire arbitraire de coordonnées, par l'équation suivante :

$$\sigma' = \frac{1}{\sqrt{2}} \left[(\sigma_n - \sigma_\eta)^2 + (\sigma_\eta - \sigma_z)^2 + (\sigma_z - \sigma_x)^2 + 6(\tau_{xy}^2 + \tau_{yx}^2 + \tau_{zx}^2) \right]^{1/2} \quad (IV.6)$$

Dans un système orthogonal de contraintes principales, cette équation se transforme-en :

$$\sigma' = \frac{1}{2} \left[(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2 \right]^{1/2} \quad (IV.7)$$

Où :

σ' , La résistance du matériau soumis à une tension axiale.

4.2.Hypothèse de BELTRAMI

D'après ce critère, la sollicitation d'un matériau est mesurée par la quantité d'énergie élastique que le matériau peut accumuler dans une unité de volume, jusqu'au moment où la limite dangereuse est atteinte en ce point du corps. Ce critère s'exprime par l'équation :

$$\sigma' = \left[\sigma_1^2 + \sigma_2^2 + \sigma_3^2 - 2\gamma(\sigma_1\sigma_2 + \sigma_2\sigma_3 + \sigma_3\sigma_1) \right]^{1/2} \quad (IV.8)$$

Où :

γ , Est le coefficient de POISSON.

Pour le béton ;K. et J.HRUBAN proposent de remplacer dans l'équation la contrainte principale σ par la contrainte principale réduite $\hat{\sigma}$.

Pour les compressions on a $\hat{\sigma} = \sigma$, tandis que pour les tractions $\hat{\sigma} = K\sigma$.

Le critère de rupture obtenu après adoption des ces suppositions est :

$$\sigma_{pr}^2 = \hat{\sigma}_1^2 + \hat{\sigma}_2^2 + \hat{\sigma}_3^2 - 2\gamma(\hat{\sigma}_1\hat{\sigma}_2 + \hat{\sigma}_2\hat{\sigma}_3 + \hat{\sigma}_3\hat{\sigma}_1) \quad (IV.9)$$

Où :

- σ_{pr} : valeur de la résistance à la compression uni-axiale du béton.

- $\hat{\sigma}_i = K\sigma_i$: pour le cas où $\sigma > 0$ (traction).

- $\hat{\sigma}_i = \sigma_i$: pour le cas où $\sigma < 0$ (compression).

- $K = \sigma_{pr}/\sigma'$: rapport entre les résistances du béton à la compression et à la traction.

Le critère de rupture du béton du point de vue énergétique basé sur la quantité d'énergie accumulée dans l'unité de volume du matériau ne donne pas des résultats entièrement concordants avec les expériences. Cependant, jusqu'à présent on n'a pas réussi à mettre au point un critère de rupture tenant compte non seulement de l'hétérogénéité, mais également des phénomènes rhéologiques dans le béton. Par conséquent, les théoriciens et les expérimentateurs utilisent souvent le critère de rupture de MOHR, simple dans sa formulation et qui fournit des résultats très valables.

4.3. Critère de rupture de MOHR

MOHR étudia l'état de contrainte le plus général (à trois dimensions), en supposant la double inégalité algébrique suivante : $\sigma_1 > \sigma_2 > \sigma_3$

Il conclut que la sollicitation du matériau en un point donné d'un corps n'est déterminée que par les contraintes σ_1 et σ_3 , tandis que la contrainte moyenne, σ_2 est sans influence. Voir figure (IV.10).

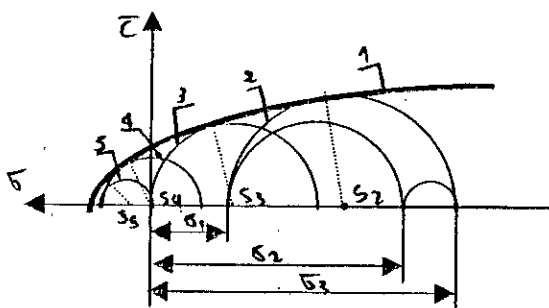


Fig :IV.10 : état de contrainte tridimensionnel d'après MOHR
1-courbe intrinsèque ; 2-compression tri-axiale ;
4-cisaillement peu ; 5-traction uni-axiale.

D'après l'hypothèse de MOHR tous les états de contraintes correspondant à la rupture, et représentés par les cercles limites, ont une courbe limite commune –la courbe intrinsèque (fig. IV.11).

En effet, le point où un cercle de MOHR est tangent à la courbe intrinsèque, détermine les valeurs des contraintes normales et tangentielles dans le plan de fissuration ou de glissement.

L'inclinaison de ce plan par rapport à la direction de la plus grande contrainte principale est définie par l'angle φ entre la tangente à la courbe intrinsèque et l'axe des contraintes tangentielles.

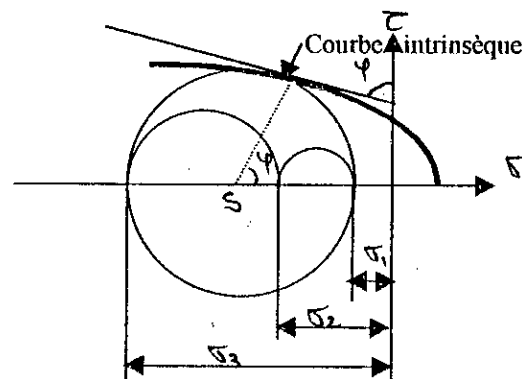


Fig.IV.11 détermination du plan de rupture (fissuration)
D'après l'hypothèse de MOHR.

La détermination convenable d'une courbe intrinsèque pour un matériau étudié, demande que les cercles de MOHR soit préalablement définis pour les différents états de contraintes. MOHR n'a pas défini analytiquement la forme de la courbe intrinsèque, il a constaté seulement que si l'on prend une droite tangente aux cercles de compression et de traction (fig. IV.12) comme courbe intrinsèque, on ne commet pas d'erreur considérable, ceci nous donne l'ordonnée du point F du segment de droite F_1F_2 sous forme de l'équation :

$$\pm \tau = \frac{1}{2} \sqrt{\sigma' \sigma_{pr}} - \sigma \frac{\sigma_{pr} \sigma'}{2 \sqrt{\sigma_{pr} \sigma'}} \quad (IV.10)$$

Cette équation détermine les contraintes de cisaillement et de compression τ et σ , qui provoquent la rupture dans un élément de la surface de rupture.

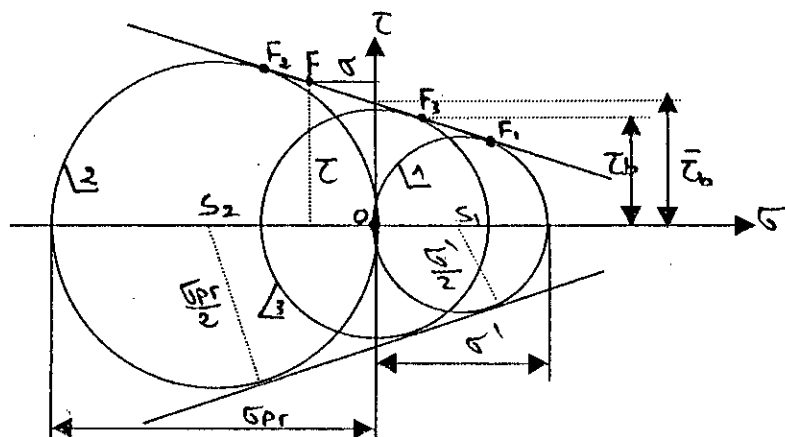


Fig. IV.12 ligne intrinsèque de MOHR (sous forme de droite).
1-traction uni-axiale ; 2-compression uni-axiale ; 3-cisaillement pur.

Le critère de rupture de MOHR a été d'abord sévèrement critiqué par de nombreux chercheurs, entre autre HUBER et MÖRSH. Leurs objections étaient basées principalement sur l'abstraction complète faite de la contrainte principale moyenne. Cependant, d'autres études, à l'image de celle de LEON, ont démontré que l'influence de σ_2 est peu importante.

REMARQUE

- En portant $\sigma=0$ dans l'équation IV.10 nous obtenons le cas où la structure du matériau est détruite dans le plan des contraintes de cisaillement, sans que les contraintes normales entrent en jeu. C'est la résistance au cisaillement du béton qui d'après MOHR est égale à :

$$\bar{\tau}_b = \frac{1}{2} \sqrt{\sigma' \sigma_{pr}}$$

IV.5.DETERMINATION DES CONTRAINTES DUES A L'EFFORT TRANCHANT

Pratiquement, il n'existe pas de méthode exacte quant à la détermination du champ de contraintes à l'état fissuré des poutres en béton armé soumises à l'effort tranchant. Par ailleurs plusieurs méthodes approchées ont été émises.

5.1. Etat non fissuré

Pour une poutre en béton armé à l'état non fissuré, le tracé de lignes de force de contraintes principales est presque le même que celui d'une poutre en matériau homogène.

Le calcul de la contrainte de cisaillement « τ », dans la zone non fissurée, dans le cas de la vérification à l'E.L.S est donné par la formule de JOURAVSKI.

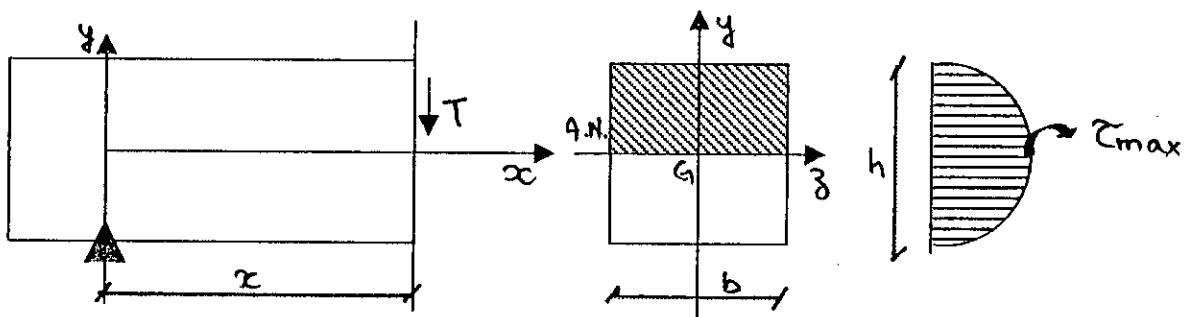
$$\tau_{xy} = \frac{T(x)S(y)}{I_z b(y)} \quad (IV.11)$$

Où :

$T(x)$: effort tranchant à l'abscisse x .

$S(y)$: moment statique de la section située au-dessus de l'ordonnée (y)

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



$$\tau_{\max}(y=0) = \frac{T(x)S(0)}{I_3 b(0)} = T(x) \frac{bh}{2} \times \frac{h}{4} \times \frac{1}{b} \times \frac{1}{\frac{1}{12}bh^3}$$

$$\text{soit : } \tau_{\max} = \frac{3 T \max}{2 bh} \quad (IV.12)$$

la vérification se traduit alors comme suit :

$$\tau_{\max} \leq \sigma'_{b0} \text{ (résistance à la traction du béton).}$$

5.2. Etat fissuré :

Lorsque les contraintes principales de traction σ_1 atteignent la résistance à la traction des bétons, il y a formation de fissures qui suivent les lignes de force de compression, car la fissure est toujours perpendiculaire à la contrainte de traction, et l'état de contrainte dépend du mode de fissuration.

Pour une poutre sans armatures transversales, sous chargement progressif, la rupture sera brutale après apparitions des fissures orientées à 45° , sous une contrainte de :

$$\tau_R = \frac{T_R}{b_0 Z}$$

Dans la zone de traction, ce moment statique est théoriquement constant (on néglige le béton tendu au-dessous de l'axe neutre), et la contrainte de cisaillement τ_{xy} dans la section transversale peut être calculée par la formule précédente.

5.3. Champ de contraintes à l'état fissuré :

Les méthodes approchées proposées, basées sur les concepts :

- Des conditions d'équilibre interne.
- Des conditions de compatibilité ou d'énergie minimale de déformation
- De l'état de contrainte entraînant la rupture.

Peuvent être classées en quatre catégories.

a- Les méthodes analogiques :

Le comportement de la poutre à l'état fissuré, pour ces méthodes, est assimilé à celui d'une poutre à treillis (partie tendue et partie comprimée), on cite les treillis de RITTER-MÖRSCH, KÜPFER, et celui de KANI avec une structure en forme de peigne.

b- Les méthodes de sections inclinées :

Elles estiment que 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.

Parmi ces méthodes, les plus connues sont ;celle de BORICHANSKI qui considère une inclinaison variable des sections et celle de WALTHER avec une inclinaison de 45°.

c- Les méthodes de calcul numérique :

Celles ci regroupent les initiatives d'analyse de l'ensemble d'une poutre fissurée à l'aide du calcul par éléments finis. Elles donnent des résultats approximatifs, ne tiennent pas compte de l'hétérogénéité du béton, et ne peuvent donner la distribution des contraintes de cisaillement. Quant à la propagation de fissure ou le risque de ruine, il est difficile d'en conclure.

d- les méthodes empiriques :

certains chercheurs, la plupart d'entre eux sont des 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, principalement ceux de CHAMBAUD

Méthode de CHAMBAUD

Cette méthode a pu être mise au point grâce au développement rapide de la théorie de la plasticité et des connaissances des caractéristiques physiques et mécaniques du béton armé

Basée sur des essais expérimentaux, cette théorie de rupture a permis de dresser des abaques donnant le cisaillement de rupture ($\tau_{\max} = \frac{V_u}{b_0 Z}$) en fonction de l'efficienc ξ des étriers qui représente le produit de la densité de ces étriers par leur limite élastique.

Ces abaques donnent également la pente des bielles de béton comprimé, caractérisée par le coefficient de pente effective μ , 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 .

$$\left. \begin{array}{l} V_r = 0.7 \sigma_{bt} \cdot b_0 \cdot Z' \\ \text{ou} \\ V_r = 0.5 \sigma_{bt} \cdot b_0 \cdot h_t \end{array} \right\} \quad (IV.13)$$

Où :

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

b_0 : largeur de la section.

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

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

REMARQUE :

Nous avons cité sommairement les différentes méthodes de détermination du champ de contraintes à l'état fissuré des poutres en béton armé, volontairement. Pour de plus amples détails nous prions le lecteur de se reporter aux ouvrages cités en bibliographie traitant du cisaillement.

Par ailleurs, nous avons jugé utile d'exposer la méthode de CHAMBAUD, pour la simple raison qu'elle sera celle que nous adopterons pour nos calculs dans la partie expérimentale.

Ce choix n'est pas fortuit, il nous est dicté par le fait que nous voulions comparer nos résultats à ceux des essais déjà réalisés au sein de notre école, basés sur cette méthode, et d'en conclure quant à l'influence de la qualité du béton sur la résistance au cisaillement. Au fait nous versons dans la continuité !

IV.6.FACTEURS AFFECTANT LA RUPTURE DES POUTRES EN BETON ARME

Sous l'action de l'effort tranchant, les états limites ; de déformation, fissuration et rupture dépendent de nombreux paramètres tels que :

- Le mode de chargement (élancement du cisaillement).
- Les dimensions de la poutre (effet d'échelle).
- Quantité et nature des différentes armatures.
- La qualité du béton.
- ...etc.

6.1.Influence de mode de chargement

L'un des paramètres les plus importants pour l'évaluation de l'effort tranchant de rupture « T_u » et de la contrainte maximale de cisaillement τ_0 est dit : « élancement du cisaillement ». Cette expression désigne le rapport : $\frac{M}{Th}$, qui se traduit aussi par la position de la charge par rapport à l'appui, soit $\frac{a}{h}$ pour une charge concentrée, et $\frac{L}{h}$ dans le cas d'une charge uniforme (« a » étant la distance de la charge à l'appui, et « L » la portée de la poutre).

D'après les expériences des allemands : F.LEONAARDT et R.WALTHER, et des américains : J.MERROW et J.VIEST sur des poutres rectangulaires de travées différentes avec armature et section transversale constantes, la valeur de la contrainte maximale de cisaillement τ_0 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 uniforme lorsque l'élancement (L/h), de la poutre ,est compris entre 0 et 12.

Ces observations correspondant aux poutres de la figure (IV.13) sont résumées par l'allure du graphe de la figure (IV.14).

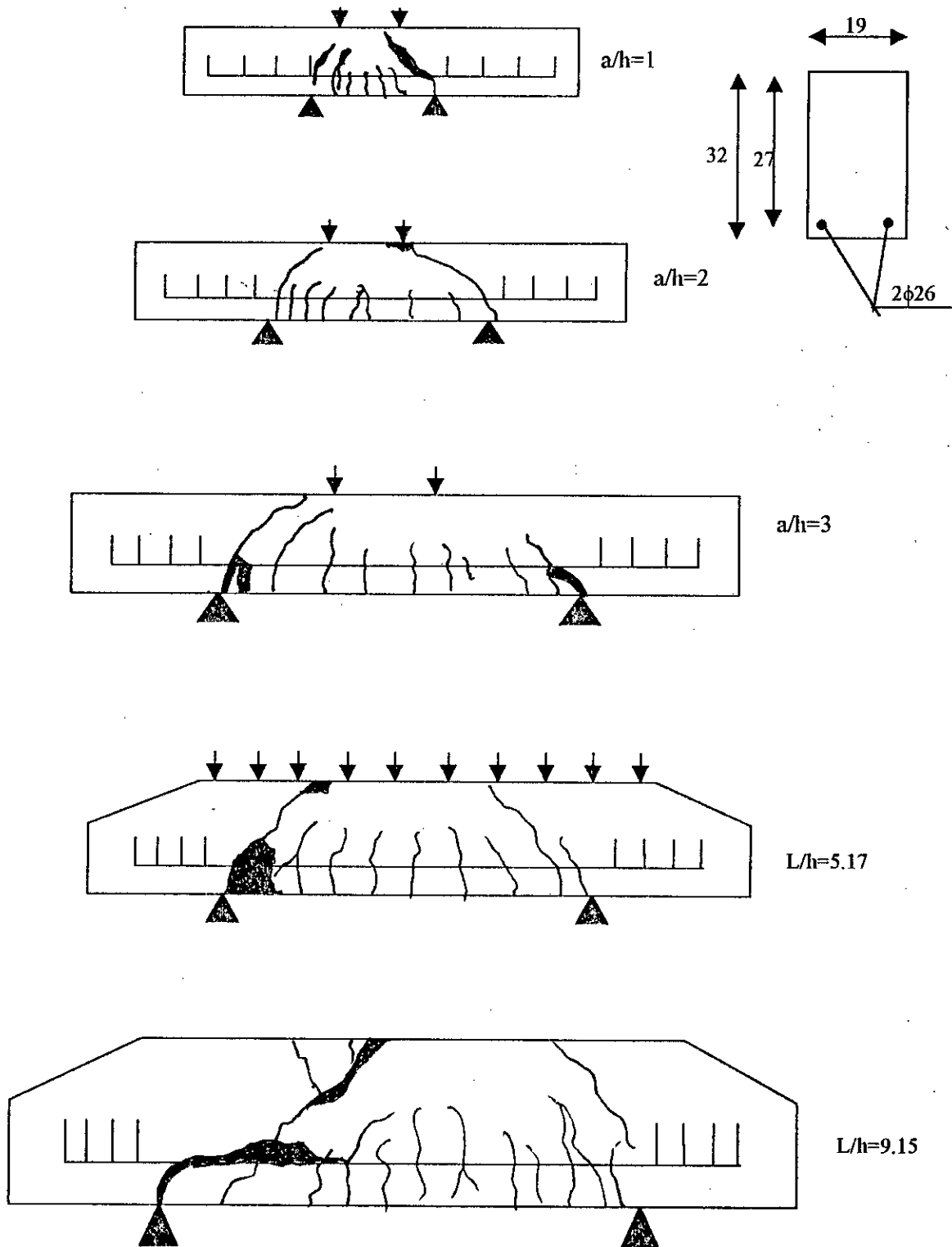


Fig.IV.13 : expérience sur la fissuration de poutres d'élancement de cisaillement différent sous charges concentrées uniformes.

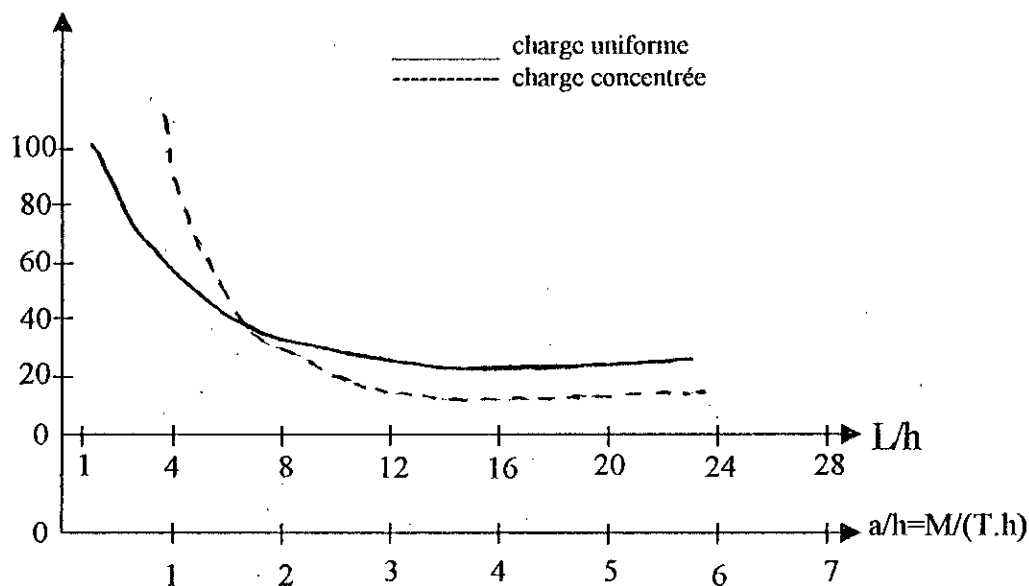


Fig.IV.14 : amélioration de la capacité portante (essais sur poutres armatures d'âmes)

REMARQUE:

La comparaison des résultats des essais indique que les valeurs maximales de τ_0 , obtenue pour les poutres élancées sous charges uniformes, sont supérieures de 40% environ à celles atteintes sous charges concentrées. Cela tient du 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.13).

Les ruptures par flexion des poutres sous charges uniformément réparties ont été observées pour des élancements $(L/h) > 20$. Ce qui revient à dire que la valeur $L/h=20$ sépare les deux modes de rupture, rupture par cisaillement pour $L/h < 20$, et rupture par flexion pour $L/h > 20$.

6.2. Influence des dimensions de la poutre

Elle se manifeste essentiellement en fonction de:

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

6.2.1. Influence de la hauteur absolue de la section

a- poutres sans armature d'âme

Dans son étude relative à l'influence des dimensions des poutres de section rectangulaires de différentes hauteurs sur la variation de l'effort tranchant de rupture, BORICHANSKI a constaté que la valeur réduite de l'effort tranchant $\frac{T_b \cotg \alpha}{bh_t \bar{\sigma}_{bc}}$ (ou α désigne l'angle de la fissure oblique par rapport à l'axe de la poutre) diminue rapidement pour $h_t < 30\text{cm}$, par contre, pour $h_t \geq 30\text{cm}$ l'augmentation des dimensions reste sans influence remarquable sur cette valeur (fig. IV.15).

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

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

$ht=1.5b$.

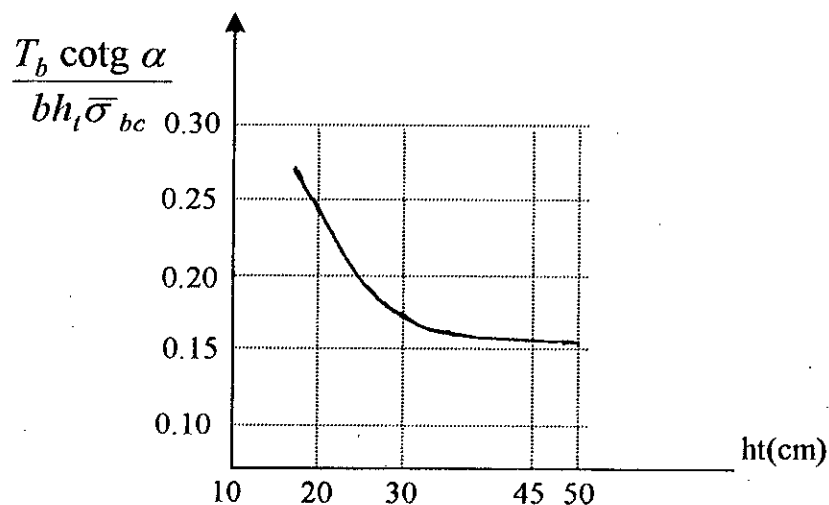


Fig. IV.15 : influence de la hauteur ht de la poutre sur la valeur de $\frac{T_b \cotg \alpha}{bh_t \bar{\sigma}_{bc}}$ d'après BORICHANSKI.

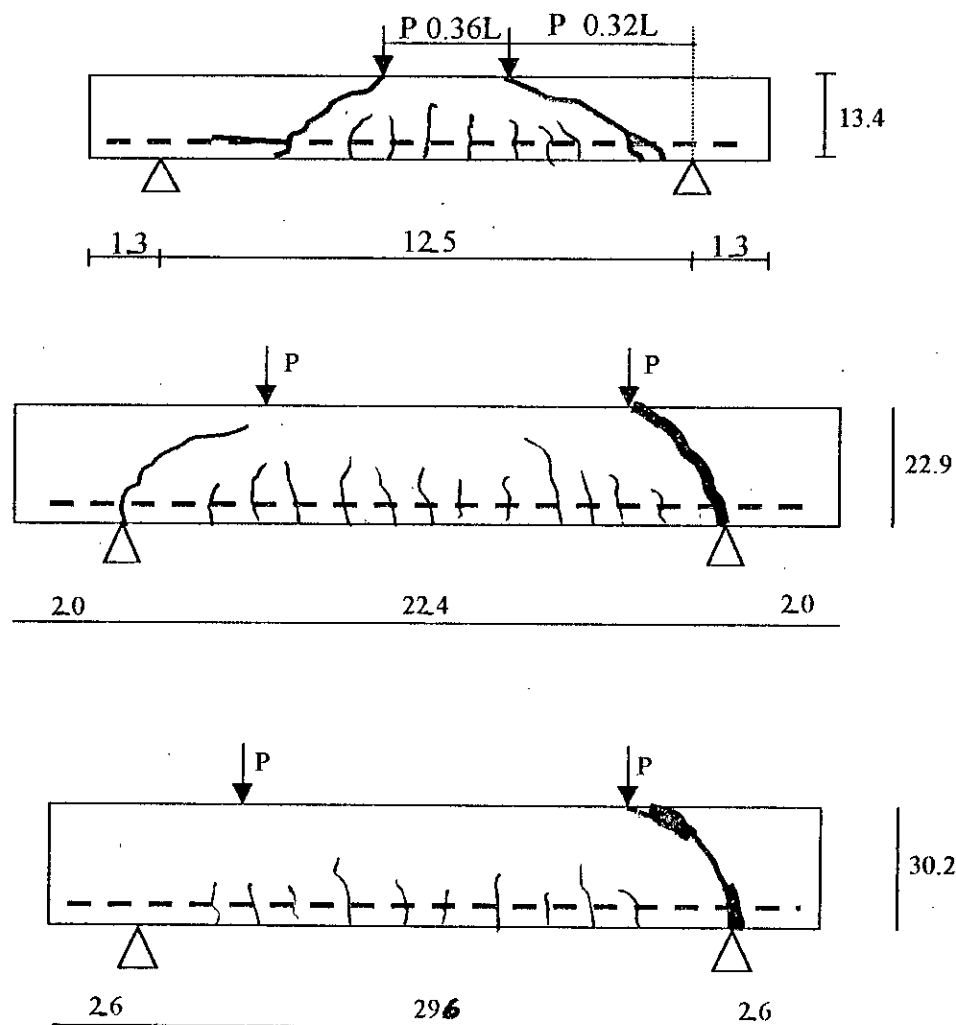


Fig.IV.16 :influence des dimensions absolues d'une poutre sur la morphologie des fissures, d'après les essais de RÜSCH, HAUGLI, MAYER

La figure (IV.16) représente la fissuration des poutres après les essais effectués par M.N.RUSCH, HAUGLI et MAYER sur des poutres simplement appuyées. Les résultats de ces essais ont confirmé l'opinion de BORICHANSKI.

Signalons qu'à la lumière des résultats obtenus, il est possible de mettre en évidence une valeur de la hauteur critique de la poutre au-delà de laquelle le moment de rupture ne diminue plus et qui dépend de la nature de la charge appliquée à la poutre:

- pour une charge uniforme, $h_{cr} = 20$ cm d'après RUSCH.
- pour une charge concentrée, h_{cr} va de 30 à 40 cm.

b- Poutres avec armatures d'âme

Les essais de BHAL sur l'influence de la variation de la hauteur sur la résistance à l'effort tranchant des poutres comportant des armatures d'âme ont donné des valeurs des contraintes de cisaillement, lors de la rupture, de même ordre de grandeur. Par conséquent la hauteur de la poutre munie d'armatures d'âmes a peu d'influence sur la capacité portante.

6.2.2. 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 les sollicitations de l'armature d'effort tranchant diminuent quand l'épaisseur de l'âme augmente (fig. IV.17).

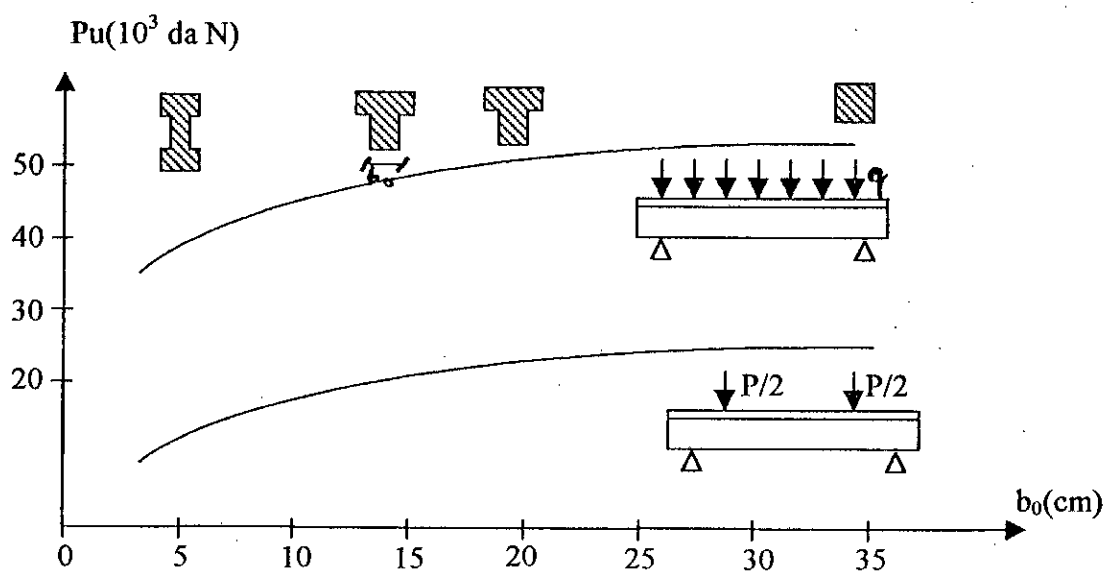


Fig.IV.17 : relation entre la charge de rupture et l'épaisseur de l'âme b_0 .

6.3. Influence des armatures longitudinales

6.3.1. pourcentage d'armatures longitudinales « effet Goujon »

Le pourcentage d'armatures longitudinales et l'allongement des barres au droit des fissures dans la zone des efforts tranchants affectent sensiblement la résistance à l'effort tranchant.

Effectivement ; après l'apparition des fissures, obliques en particulier, l'équilibre de la partie de la poutre voisine de l'appui est assuré par l'action des forces extérieures ou bien de leur résultante T et des efforts internes F_a et $N'b$ sont inclinées par rapport à l'axe de la poutre. La déformation de l'armature longitudinale est provoquée par l'ouverture des fissures et la rotation des deux parties de la poutre autour d'une articulation dans la zone comprimée. (Fig.IV.18).

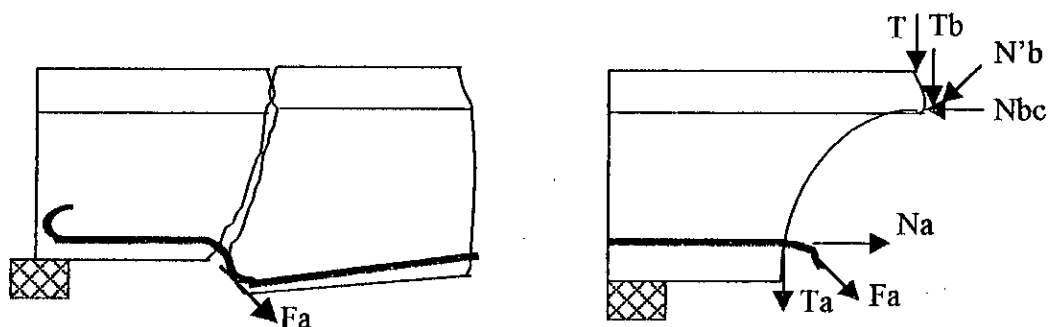


Fig.IV :fissuration dans la zone du cisaillement. disposition des efforts dans l'armature principale dans la zone de la fissure oblique.

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 T_a qui correspond à « l'effet Goujon » et dont la valeur est limitée par la résistance du béton à la traction et par la distribution des armatures près de la face inférieure. Quand la valeur $T_a \text{ max.}$ est dépassée, l'ouverture d'une fissure horizontale se produit au niveau de l'armature longitudinale, ceci entraînera la disparition ou une diminution considérable de l'effort T_a .

Le manque d'adhérence du béton à l'acier sur la longueur de la fissure horizontale, 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 §3-1).

Dans le cas d'une poutre munie d'étrier, une situation identique à celle d'une poutre sans armatures transverses peut se produire quand la fissure oblique dans une certaine phase de charge est située entre les étriers. En augmentant la charge, 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 la zone comprimée du béton. La relation entre $T_a \text{ max.}$ 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 des armatures.

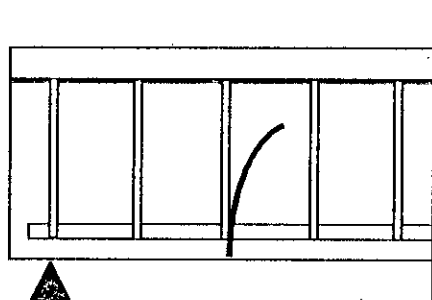


Fig.IV.19 :fissure oblique située entre les étriers.

6.3.2.Arrêt des armatures longitudinales

Dans le cas des poutres à armatures d'effort tranchant inexistantes ou insuffisantes, les changements de section de l'armature principale de flexion (conformément à la courbe enveloppe des moments), entraînent une réduction de la capacité de résistance au cisaillement car une partie de l'effort tranchant est supportée par l'effet d'arc à tirant. Donc la membrure tendue ne doit pas être affaiblie au voisinage de l'appui.

6.3.3.Adhérence acier-béton

L'amélioration de la qualité d'adhérence acier-béton par un traitement adéquat des armatures est favorable à l'augmentation de la capacité de résistance à l'effort tranchant et également à la diminution des ouvertures des fissures.

6.3.4.Effet d'ancrage :

Les contraintes de l'acier ne diminuent pas comme les moments de flexion à l'approche des appuis, pour cela, un bon encrage est nécessaire. Un glissement des armatures longitudinales, même de faible importance entraîne une rupture prématurée analogue à celle due à l'effort tranchant.

La longueur d'ancrage doit être modifiée constamment compte tenu de la qualité du béton.

6.4. Influence des armatures transversales

6.4.1. Pourcentage des armatures d'âme, noté w_t

Pour obtenir la sécurité désirée, l'armature d'effort tranchant nécessaire, dépend non seulement des valeurs du moment fléchissant et de l'effort tranchant, mais aussi, de la zone comprimée, des bielles comprimées obliques, des étriers et de l'armature principale de traction.

Dans la pratique, d'après WALTHER, il suffit d'un faible degré de couverture à l'effort tranchant pour des sections rectangulaires ou en T dont l'épaisseur serait calculée d'après les prescriptions du CEB (Comité Européen du Béton).

Le terme « couverture à l'effort tranchant » désigne le rapport entre le pourcentage réel d'armatures transversales et celui calculé d'après la théorie du treillis.

Si l'on convient que la couverture rigoureuse du diagramme des contraintes de cisaillement selon MORSCH 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%.

6.4.2. Types d'armatures d'effort tranchant

Les essais ont montré que la disposition d'étriers de petits diamètres et réservés, est nettement meilleurs, en tant qu'armatures d'effort tranchant que les barres relevées de gros diamètre. Cela ne veut pas dire que les barres relevées ne doivent plus être utilisées. On devra les utiliser dans le cas d'ouvrages continus pour envelopper le diagramme des moments de flexion.

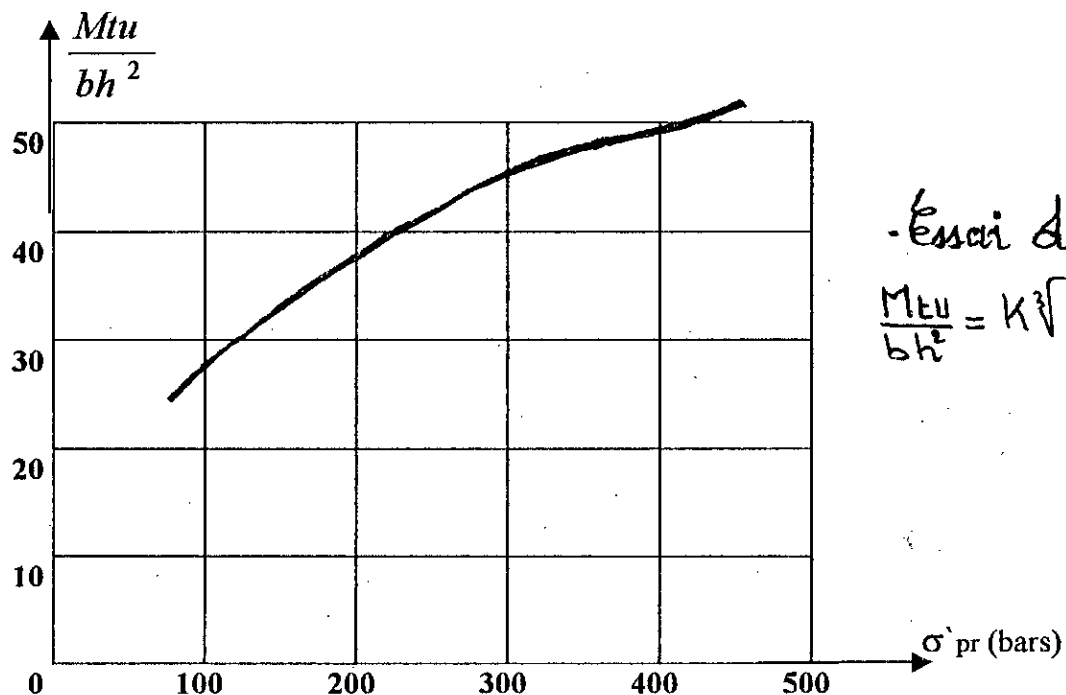
Les étriers inclinés à 45° (disposés dans la direction des contraintes principales de traction à la hauteur de l'axe neutre), sont les plus favorables et conduisent aux fissures des cisaillements les plus fines.

Cependant, 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, avec les étriers verticaux, qui sont plus commode dans la pratique.

6.5. Influence de la qualité du béton :

6.5.1. Résistance du béton :

Dans le 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 d'après les essais de MOODY à peu près comme $\sqrt[3]{\sigma'_{p2}}$ (fig. IV.20)

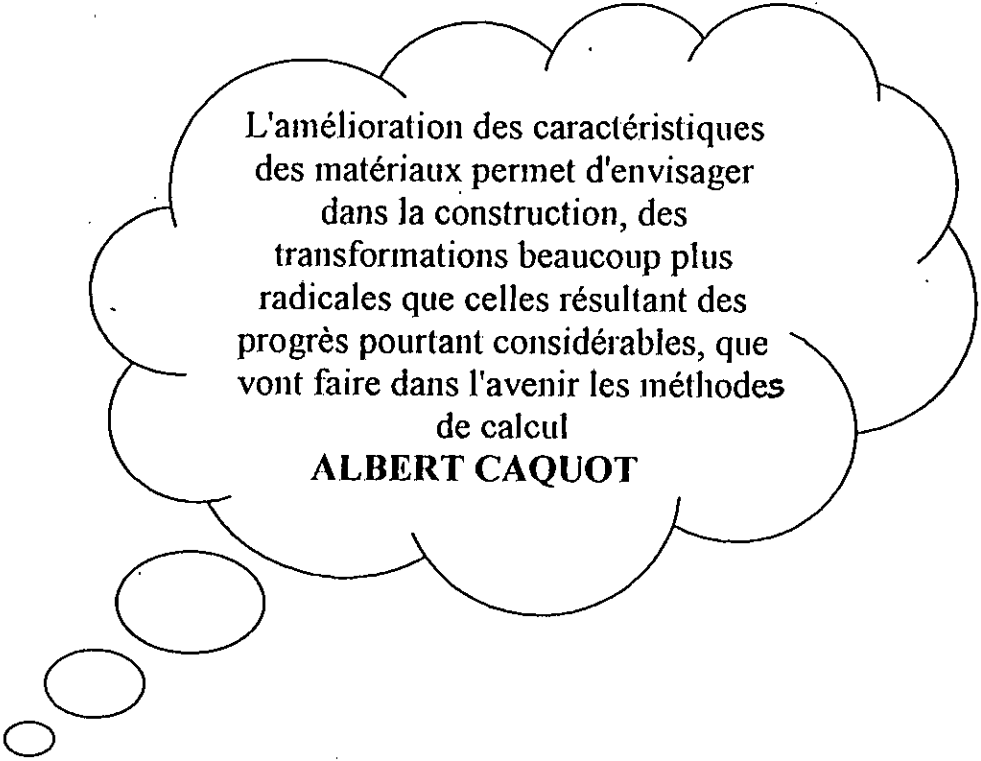


6.5.2. Types d'agregats:

Le type d'agregats a une influence sur la capacité de résistance à l'effort tranchant donc à l'engrenage des agregats.

CHAPITRE V

CARACTERISATION DES MATERIAUX



L'amélioration des caractéristiques
des matériaux permet d'envisager
dans la construction, des
transformations beaucoup plus
radicales que celles résultant des
progrès pourtant considérables, que
vont faire dans l'avenir les méthodes
de calcul

ALBERT CAQUOT

V.1.INTRODUCTION

On ne compose pas un béton sans choix préalable de ses constituants. A plus forte raison, pour confectionner un BHP, les critères de choix des composants deviennent plus sévères Ceci dit un choix judicieux et un dosage adéquat sont de rigueur, tout en recherchant l'économie du matériau et de son étude.

Le cahier de charge que doit satisfaire le matériau BHP, comporte au moins deux clauses relatives à son comportement à l'état frais et à l'état durci.

D'autres dispositions peuvent être contenues dans le cahier de charge comme une chaleur d'hydratation modérée, un module élastique élevé ou encore un bon comportement au gel.

V.2.CRITERES DE CHOIX DES CONSTITUANTS

2.1. Gravillons

Les principaux critères de choix des gravillons sont relatifs à la forme, la résistance intrinsèque (essai Los Angeles), la dimension maximale du granulat, la minéralogie ... etc.

La rugosité des granulats concassés, supérieure à celle de ceux roulés, favorise l'adhérence liant-granulat, par conséquent, cela donne une résistance meilleure.

Les travaux de recherche effectués dans ce sens, préconise l'utilisation des granulats concassés, propres, de forme cubique de préférence, à angularité réduite et contenant le moins possible de particules plates ou allongées(à cause de leur faible résistance au plan de fissuration.

Pour une résistance optimale du béton avec un faible rapport E/C, la taille maximale du granulat, qui dépend également de sa nature, doit être comprise entre : 9,5 et 12, 5 mm, cela est dû au fait qu'il y a peu de contraintes concentrées autour des particules causées par la différence des modules de déformation de la pâte du ciment et du granulat quand leur taille maximale est faible.

a- Résistance mécanique du granulat

Pour mieux contribuer à la résistance du béton, la résistance du granulat doit être comparable à celle du mortier, pour qu'il ne cède pas avant ce dernier.

L'utilisation des granulats de faible résistance mécanique mène à l'apparition des plans de rupture inter-granulaire dans un béton.

b- Granulométrie :

La courbe granulométrique traduit la distribution pondérale des granulats élémentaires, composant un granulat d/D . Si l'on admet que la masse spécifique des grains constituant ce granulat est la même, alors : la distribution volumique sera la même que la distribution pondérale, quelque soit la grosseur des grains.

La courbe granulométrique nous renseigne sur :

- Les limites d et D du granulat en question.
- La plus ou moins grande proportion d'éléments fins.
- La continuité ou la discontinuité de la granularité.

c- La propreté

Les impuretés telles que le charbon, scories, gypse, mica, bouts de bois, feuilles moites... etc. sont absolument proscrites dans les granulats pour béton de qualité.

Cependant DREUX et GORISSE limitaient le taux d'impuretés dans les granulats à 1.5% sinon un lavage est à prévoir.

d- Minéralogie

La résistance élevée du béton est affectée en partie par l'adhérence de la pâte de ciment au granulat. Dans ce sens les granulats de nature calcaire, qui s'associent chimiquement à la pâte du ciment sont recommandés. Par contre des réactions néfastes

induisant des gels gonflant qui provoquent des fissures et donc une altération du béton, telles les réactions alcalis- granulats, sont à éviter.

2.2.Sable

Le sable pouvant être utilisé dans la confection d'un BHP, doit avoir un module de finesse * supérieur à 2.8 car un module de finesse inférieur à 2.5 rend le béton difficile à compacter et moins résistant. Cependant au-delà de 3.1 le béton y perd en ouvrabilité.

La granulométrie du sable n'a pas d'influence à court terme car le BHP contient une proportion importante de fines. A long terme une granulométrie continue donne des résultats meilleurs en résistance que la discontinue.

Les grains de sable doivent avoir une forme cubique à la limite, de préférence arrondie. La surface spécifique sera ainsi réduite, ce qui réduira la quantité d'eau requise. De plus les grains de forme sphérique ou arrondie, tel le sable roulé, augmente la compacité du matériau, par suite sa résistance et sa durabilité.

La propreté pour les sables peut se contrôler par un essai dit «Equivalent de sable» qui consiste à agiter une certaine quantité de sable dans une solution lavante**, puis on laisse reposer : La hauteur du dépôt de sable visible étant h_2 et h_1 , la hauteur totale y compris le floculat (fines en suspension), l'équivalent de sable est :

$$E.S = 100 \frac{h_2}{h_1}$$

La valeur optimale préconisée, pour obtenir un béton relativement propre est comprise entre 75 et 85%.

*Le module de finesse d'un granulat est égal à $\frac{1}{100}$ de la somme des refus, exprimé en % sur les différents tamis de la série suivante : 0.16-0.315-0.63-1.25-2.5-5-10-20-40 et 80mm

**Cette solution contient 111g de chlorure de calcium anhydre, 450g de glycérine et 12 g de formaldéhyde pour 40l d'eau.

2.3. Eau de gâchage

L'introduction de la quantité d'eau strictement nécessaire à l'hydratation effective des grains de ciment, va de soit pour obtenir une résistance en compression du béton élevé. Car toute eau additionnelle affaiblira de façon irréversible cette résistance.

L'eau de gâchage doit être propre, elle ne doit pas contenir des matières en suspension au-delà de 2g/l pour les BHP. Elle ne doit pas contenir également des sels dissous au-delà de 15g/l.

2.4. Le ciment

Le choix d'un ciment portland pour un BHP est important. Choisir un ciment portland pour la fabrication d'un BHP est nécessaire pour obtenir des résistances mécaniques élevées. Il est souhaitable de mouler le Klinker (roche mère artificielle du ciment) finement.

Car la finesse du ciment augmente son degré d'hydratation et même celle du béton de bonne qualité ; mais cela peut induire également une forte chaleur d'hydratation qui induit une fissuration de peau, surtout dans les pièces massives, due aux contraintes thermiques, ceci conduit à la limitation de la finesse de broyage.

Notons que la surface spécifique * qui caractérise la finesse de mouture du ciment doit être de l'ordre de 3500 à 4000 cm² /g pour éviter d'obtenir une prise instantanée de gâchage.

Le terme «Ciment portland » engendre deux catégories de ciment :

- Le ciment portland artificiel (CPA) : contient au moins 97% de clinker, le reste ; ;constituant secondaire.
- Le ciment portland composé (CPJ) : contient 65% de clinker ; le reste ; des constituants secondaires (cendre, laitier, pouzzolanes).

*Surface développée totale des grains contenus dans une masse donné. Mesurée conventionnellement selon la norme NFP15-442, et exprimée en cm²/ g.

Avant d'atteindre son stade final, dès son malaxage, l'évolution du ciment passe par trois phases :

a- Phase dormante

La pâte du ciment reste inchangée en apparence pendant un certain temps.

b- Début et fin de prise

L'augmentation de la viscosité, après 1 à 2 heures, marque le début de la prise qui est accompagnée de dégagement de chaleur. La fin de la prise correspond au moment où la pâte cesse d'être déformable (pas d'essais normalisés).

c- Durcissement

Après la prise, l'hydratation se poursuit, c'est l'étape de durcissement. Elle peut aller de quelques jours à quelques mois.

2.5. Les adjuvants du béton

On entend par adjuvant un produit ajouté au béton en faible quantité permet d'améliorer certaines propriétés ou qualités désirées soit sur béton frais ou béton durci. Hormis l'action principale à la quelle il est destiné, il peut présenter également certaines actions secondaires.

Un adjuvant n'est pas un palliatif. Il n'a ni pour mission ni pour effet de faire un bon béton à partir d'un mauvais dosage ou d'une mise en œuvre défectueuse. Ce n'est pas un produit capable de se substituer aux règles de bonne technique.

La classification des adjuvants repose essentiellement sur les propriétés qu'ils confèrent au béton, on cite-les :

- Plastifiants.
- Fluidifiants.
- Entraîneurs d'air.
- Accélérateurs de prise.
- Retardateurs
- ...etc.

2.6 Les additions minérales

Les fines de grosseur similaires à celles du ciment (filtres siliceux, cendres volantes, laitiers broyés, fumées de silice et filers calcaires), ont un rôle double :

- Rôle granulaire, ou c'est la capacité de s'intercaler entre les grains de ciment (leur taille est inférieure au micron), diminuant ainsi le dosage en eau. Cela densifie la pâte du ciment et améliore la résistance et à long terme la durabilité du matériau.
- Rôle actif ou effet pouzzolane, les fines s'associent partiellement ou totalement avec l'eau ou avec certains composés du ciment pour réduire le risque de formation des points gonflants et diminue le risque des réactions alcalis-granulats.

Les ajouts minéraux peuvent être utilisés partiellement avec le ciment (jusqu'à 30%).

CHAPITRE VI

EXPERIMENTATION

Lorsqu'un théoricien trouve un résultat

Personne ne le croit sauf lui

Et lorsqu'un expérimentateur trouve un résultat

Tout le monde le croit sauf lui

LE MAIRE

VI.1. CARACTERISATION ET METHODES D'ESSAIS

1.1. Objectifs des essais

L'objectif de ces essais est d'étudier l'influence de la qualité du béton sur la capacité de résistance au cisaillement de poutres en béton armé ; ordinaire et à hautes performances simplement appuyées, sollicité par deux charges concentrées croissantes.

Au cours du chargement, nous allons suivre l'évolution et la distribution des fissures jusqu'à la ruine selon les deux modes de rupture envisagés, sur les poutres des deux types de béton pour pouvoir y comparer. Nous étudierons également l'influence de la position d'application de la charge par rapport à l'appui sur le phénomène de fissuration, déformation et mécanisme de ruine.

Les essais sur poutres et éprouvettes ont été effectués au laboratoire de Génie Civil de l'ENP.

1.2. Programme d'essais

L'écrasement des éprouvettes, a pour but de déterminer les résistances caractéristiques des bétons (à la compression et à la traction).

Les essais ont été effectués sur 6 poutres isostatiques de mêmes dimensions (même coffrage utilisé $(220 \times 12 \times 22.5) \text{cm}^3$), en deux séries; chaque série est destinée à l'étude d'un mode de rupture donné en fonction de l'élançement du cisaillement. Chaque série comporte deux poutres en BHP et une poutre témoin en béton ordinaire.

1.2.1. Dimensions

Les poutres reposent sur deux appuis ayant la même portée $L=200\text{cm}$ avec 10cm de débordé de part et d'autre de la poutre, de section transversale rectangulaire de caractéristiques géométriques théoriques suivantes :

- Hauteur totale : $h_t = 22.5\text{cm}$.
- Hauteur utile : $d = 20\text{cm}$.
- Largeur : $b = 12\text{cm}$.

Le tableau(VI.1) nous donne les deux modes de rupture envisagée et les chargements correspondants.

| Poutres | a/h | Schéma de chargement | Mode de rupture envisagé |
|---|------|----------------------|--|
| 2 Poutres en BHP et 1 poutre en B.O. TA1, TA2, TA2' | >3 | | Effort tranchant «Traction diagonale» |
| 2 Poutres en BHP et 1 poutre en B.O. TA1, TA2, TA2' | <3 | | Effort tranchant «Cisaillement-compression» |

TABLEAU VI.1

Avec «a» la distance de la charge à l'appui et «h» la hauteur de la section transversale de la poutre.

1.2.2 Ferrailage

Toutes les poutres ont le même ferrailage ;

- Les armatures inférieures de traction sont des barres filantes en acier de haute adhérence HA25.
- Les armatures supérieures de compression sont des barres filantes en acier rond lisse RL Ø6.
- Des cadres de construction en acier rond lisse RL Ø6.

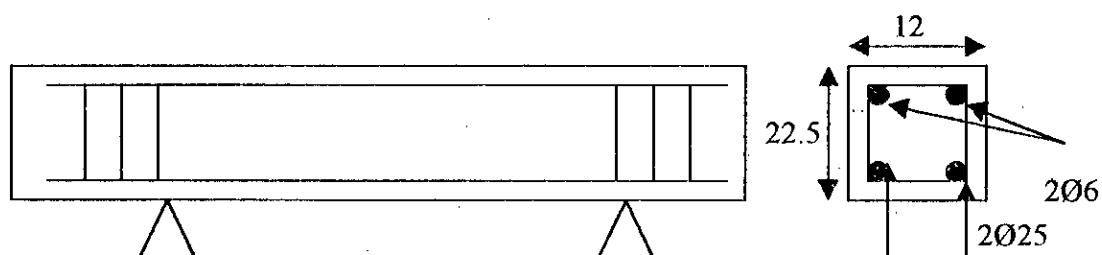


Fig. VI.1. Schéma de ferrailage des différentes poutres

Ce ferrailage a été calculé selon la méthode de CHAMBAUD basé sur le calcul à la rupture (5-3-d/Chap.IV) selon le type de rupture envisagé (tableau VI.1).

VI.2.COMPOSITION DU BETON

2.1.Matériaux utilisés

La détermination de la composition du béton a été effectuée avec l'aide du laboratoire central de la SONATRO à REGHAIA. Quant aux granulats utilisés, ils ont été fournis par l'ENGOA sise à EL MOHAMADIA. Le sable provenait de ZEMMOURI (plage) ; il est de classe 0/5, et les graviers concassés parvenaient de CAP JINET de classes 3/8 et 8/15. (on a utilisé deux graviers).

- Le ciment utilisé est un CP5 45 fourni par la cimenterie RAIS HAMIDOU.
- Les aciers nous ont été fournis par l'ENGOA (Oued Semar), seul le RL ϕ 6 était disponible au laboratoire Génie Civil de l'Ecole Nationale Polytechnique.
- L'adjuvant utilisé est un superplastifiant à perte d'ouvrabilité retardée (MEDAFLUID SFR) fourni par GRANITEX (Oued Semar).
- L'ajout minéral qu'on a utilisé est le laitier. Afin de formuler notre béton, plusieurs essais ont été faits pour déterminer les principales caractéristiques et dont les résultats sont rapportés à l'annexe A.

2.2.Formulation des bétons

La méthode de FAURY* a été retenue pour la recherche d'une composition du béton, méthode qui s'applique essentiellement au ouvrages en béton armé. Concernant le BHP, nous avons conservé le même squelette granulaire ($G/s = \text{constante}$).

2.3. Application de la méthode de FAURY

a) Détermination de la courbe optimale

L'équation de la courbe optimale est

$$Y = A + 17 \sqrt[3]{D} + \frac{B}{R/D - 0.75}$$

$$X = D/2$$

En remplaçant dans l'équation précédente les valeurs de A, B, R et D on trouve :

$$Y = 57.57\%$$

$$X = 7.5 \text{ mm.}$$

Par intersection avec les droites de JOISEL à partir de la courbe optimale, on obtient les proportions suivantes des granulats :

- Sable 0/5 → 40%.
- Gravier 3/8 → 12%.
- Gravier 8/15 → 48%.

b) Composition du béton ordinaire

- Dosage en ciment 300 Kg/m³.
- Rapport E/C = 0.55.
- L'air occlus estimé à 4 l/m³ du béton.

Les tableaux (VI-2a) et (VI-2b) donnent les proportions des matériaux constituant un mètre cube de béton :

| Matériaux | Ciment | Eau |
|----------------------|---------|---------|
| Masse absolue (Kg) | 300.000 | 165.000 |
| Densité absolue (Kg) | 3.150 | 1.000 |
| Volume absolu (l) | 95.238 | 165.000 |

Tableau VI-2a

| | | | |
|--------------------------------------|---------|---------|---------|
| Classe de granulat | 0/5 | 3/8 | 8/15 |
| %des granulats | 40 | 12 | 48 |
| Volume total (l) | 735.762 | | |
| Volume absolu de chaque granulat (l) | 294.305 | 88.291 | 353.166 |
| Densité absolue | 2.510 | 2.630 | 2.630 |
| Masse de chaque granulat (l) | 756.613 | 232.205 | 928.826 |

Tableau VI-2b

c) Composition du BHP

Nous avons gardé le même squelette granulaire afin de donner un sens à la comparaison des comportements des deux types de poutres (**BO** et **BHP**)

- Dosage en ciment : 450 Kg/m^3
- Laitier avec un dosage de 10%
- Le rapport E/C=0.35.

Les tableaux (VI.3a) et (VI.3b) donnent les différentes proportions des matériaux dans un mètre m^3 de béton.

| Caractéristiques matériaux | Masse (Kg) | Densité (Kg/e) | Volume(e) |
|-------------------------------|------------|----------------|-----------|
| ciment | 450.0 | 3.15 | 142.85 |
| Eau | 157.5 | 1.00 | 115.50 |
| laitier | 45.0 | 2.36 | 17.11 |
| adjuvant | 5.4 | 1.16 | 4.65 |

Tableau VI.3a

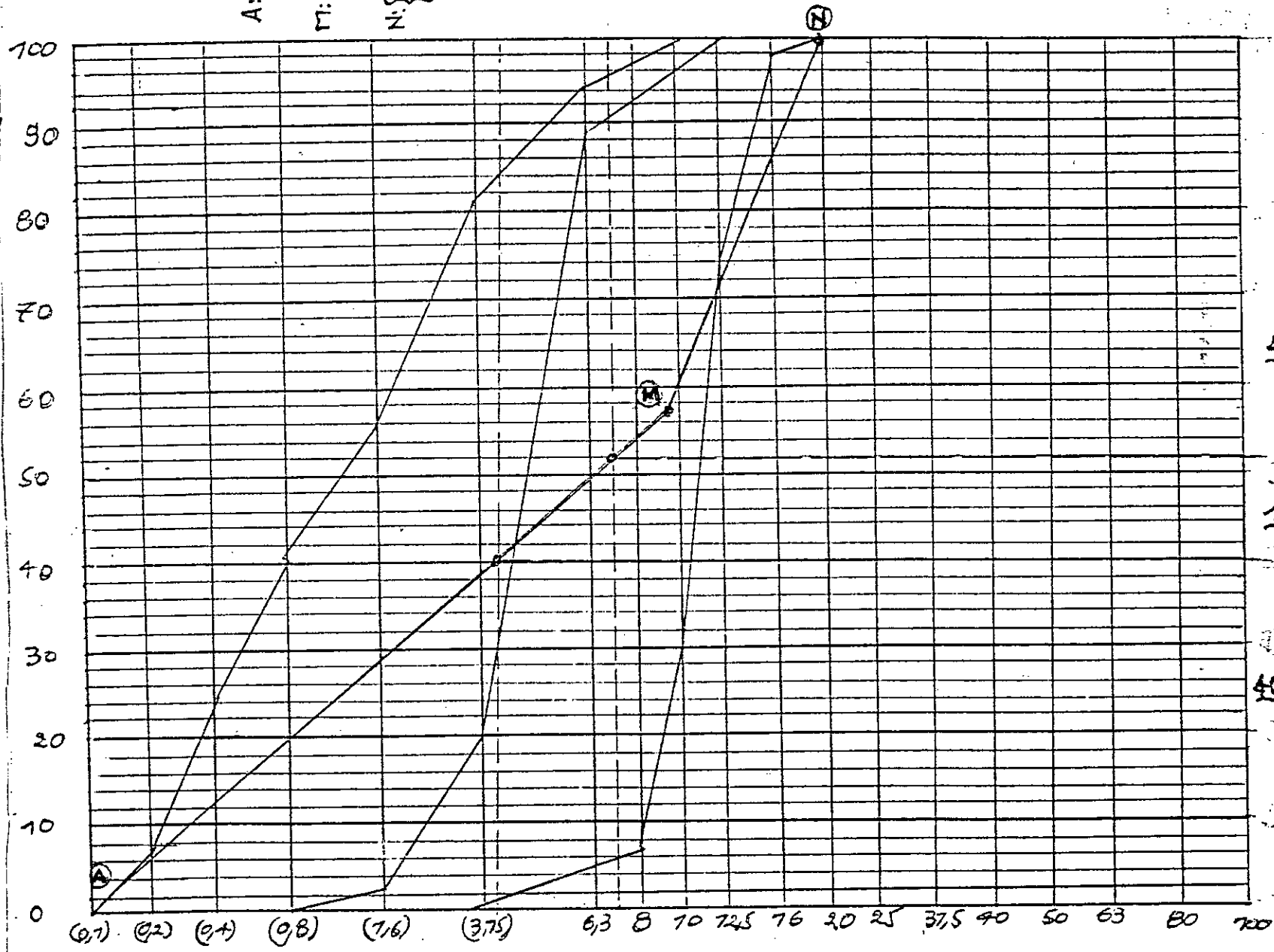
| Classe | 0/5 | 3/8 | 8/15 |
|---------------------------------------|--------|--------|--------|
| %des granulats | 40 | 12 | 48 |
| Volume absolu total des granulats (l) | 677.86 | | |
| Volume absolu (l) | 271.14 | 81.34 | 325.37 |
| Densité absolue (l) | 2.57 | 2.63 | 2.63 |
| Masse absolue | 696.84 | 213.93 | 855.73 |

Tableau VI-3b

VI.3.CARACTERISTIQUES DES ACIERS

Ces valeurs sont théoriques :

| Type | Désignation (muances) | Limite d'élasticité garantie fe Mpa | Emploi |
|-----------------------------|------------------------------|-------------------------------------|---|
| Ronds lisses | FeE22 | 215 | Emplois constants Epingle de levage des pièces préfabriquées |
| | FeE24 | 235 | |
| Barres HA type 1 et 2 | FeE40 | 400 | Emploi courant uniformément $\phi \leq 16\text{mm}$ |
| | FeE50 | 500 | |
| Fils tréfilés HA type 3 | FeTE40 | 400 | Emploi sous forme de barre ou de treillis |
| | FeTE50 | 500 | |
| Fils tréfilés lisses type 4 | TL50, $\phi > 6\text{mn}$ | 500 | Treillis sondés uniquement emploi courant |
| | TL52, $\phi \leq 6\text{mn}$ | 520 | |



VI.4.FABRICATION DU BETON

La confection des poutres et éprouvettes d'essais était faite au niveau du laboratoire de notre école. Le malaxage fait à l'aide d'un malaxeur de faible capacité nous a conduit à couler chaque poutre en (2) deux reprises espacées d'environ 4 à 5 minutes. Nous avons utilisé le coffrage métallique disponible au laboratoire.

Le coulage s'est étalé sur trois(3) jours ; soit deux poutres, six éprouvettes cylindriques ($\phi 16L32$ et $\phi 8L16$) et six éprouvettes prismatiques (7x7x28) par jour.

Nous avons utilisé le ciment rouge et l carton pour le surfacage avant écrasement des éprouvettes, faute d'indisponibilité du souffre, les résultats obtenus étaient satisfaisants.

VI.5.ESSAIS

VI.5.1.Ecrasement des éprouvettes

a) Eprouvettes cylindriques ($\phi 16L32$)

Cet écrasement nous permis d'avoir les résistances en compression à 3, 7, 14 et 28 jours.

b) Eprouvettes cylindriques ($\phi 8L16$)

Ecrasées par fendage (essai brésilien), cette opération nous donne les valeurs des résistances à la traction également à 3, 7, 14 et 28 jours.

c) Eprouvettes prismatiques (7x7x28)

Cet essai caractérise la traction par flexion qui nous permet d'évaluer les résistances caractéristiques à la traction à 3, 7, 14 et 28 jours.

VI.5.2.Essais sur poutres

Le chargement des poutres se faisait par palier de 5KN, sans déchargement. Tous les essais ont été effectués au laboratoire de Génie Civil de notre école.

VI.5.3. Machines d'essais

a) presse hydraulique

Elle sert à écraser les éprouvettes.

b) Machine d'essais sur poutres (vérin)

C'est une machine en charpente métallique avec une plate forme en béton, composée de trois portiques mobiles dans le sens longitudinal de la table d'essai, comportants chacun un vérin hydraulique coulissant sur sa traverse perpendiculairement au déplacement des portiques.

Chaque face inférieure du vérin comporte un creux où vient se loger une plaque munie d'une bille qui sert à la transmission de la charge concentrée.

La charge fournie par le vérin sera répartie en deux grâce au répartiteur de forces.

Un seul vérin a été utilisé parce que sa capacité de charge permet d'atteindre la rupture.

VI.5.4. Appareils de mesure

a) Mesure de déplacement (flèches)

Elles sont mesurées à l'aide de comparateurs de 10^{-2} mm de précision, placés sous la poutre, le long de sa portée.

b) Mesure de rotations

Elles sont mesurées à l'aide de comparateurs de hautes précisions (2×10^{-3} mm) placés à une distance «X» de l'appui au-dessus de la poutre.

c) Déformations unitaires

Les allongements de l'acier et les raccourcissements du béton aux voisinages des sections critiques sont déterminés grâce aux jauges ohmiques ; les valeurs sont directement lues sur le pont d'extensiométrie numérique *(p350-A).

Les paramètres K (facteur de sensibilité des jauges) et R (résistance électrique des jauges en ohm) propres à chaque type de jauge sont tenus en compte dans le réglage du pont dès le départ.

Remarques

- Les surfaces de contact comparateur poutre ont été soigneusement traitées pour avoir des déplacements uniformes et éviter toute erreur de mesure due au déplacement du comparateur.

De même que pour les comparateurs, l'emplacement des jauges a nécessité un traitement de surface (acier ou béton) par pourcentage et nettoyage

VI.6.EMPLACEMENT DES APPAREILS DE MESURE

VI.6.1.Emplacement des jauges

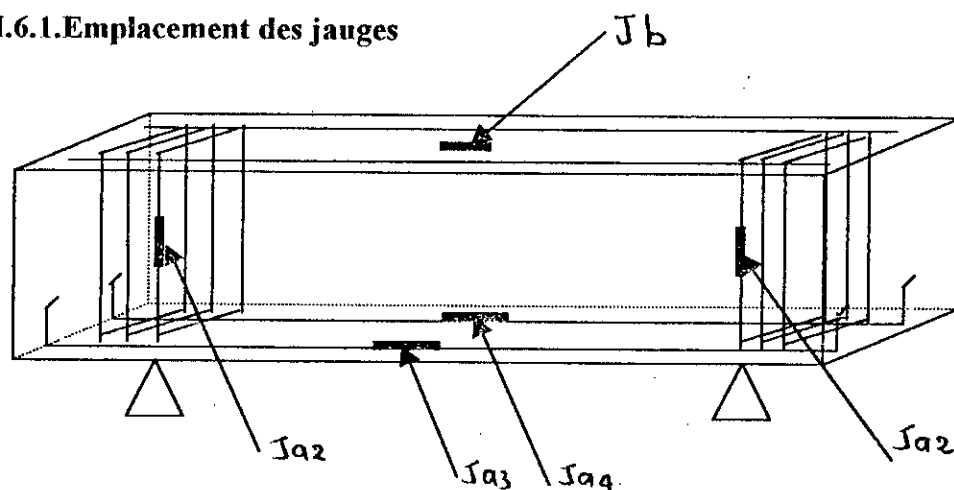


Fig. VI.3 : emplacements des jauges de béton et d'acier

Les jauges ont les mêmes emplacements pour toutes les poutres.

* appareil servant à la mesure des déformations des matériaux, telles que les déformations en traction ou en compression, au moyen de jauges branchées en pont complet, en demi-pont ou en quart de pont.

VI.6.2.Emplacement des comparateurs

Les comparateurs sont placés de la même manière pour chaque série de poutres.

a) poutres de la série A :

| Comparateurs | C1 | C2 | C3 | C4 | C5 |
|------------------------------|----|----|-----|-----|-----|
| Distance (x) de l'appui (cm) | 50 | 75 | 100 | 125 | 150 |

b) poutres de la série B :

| Comparateurs | C1 | C2 | C3 | C4 | C5 |
|------------------------------|----|----|-----|-----|-----|
| Distance (x) de l'appui (cm) | 20 | 80 | 100 | 120 | 180 |

Remarque :

Pour indisponibilité de comparateurs de haute précision au laboratoire de l'école, les rotations n'ont pas été calculées.

CHAPITRE VII
RESULTATS ET
ANALYSES



Le geste le plus complet est ;Celui de bâtir.

PAUL VALERY

VII.1.OBSERVATIONS GENERALES

Lors des essais sur les six poutres en béton ordinaire armé et BHP armé, on a constaté que celles ci passaient par différentes phases de comportement sous charges. Si le fait que chaque poutre passai par trois phases principales (mise en charge avant fissuration, apparition des fissures, rupture) est observée, ces dernières différent en nature, ampleur et évolution.

VII.1.1.première phase (mise en charge avant fissuration)

Elle s'étale du début du chargement jusqu'à l'apparition des premières fissures. Dans cette phase le béton et l'acier s'allongent de la même manière par adhérence.

VII.1.2.deuxième phase (fissuration)

Avant d'atteindre la rupture et dès l'apparition des fissures, cette phase est représentée par un ensemble de phénomènes.

Les premières fissures apparaissent dans la partie de la poutre située entre les deux charges concentres dans la zone du béton tendu suivant les trajectoires des contraintes principales de compression.

La micro-fissuration des BHP est à court terme supérieur à celle des bétons ordinaires, mais sa densité croit lentement. Il n'y a pas un seuil de micro-fissuration d'environ 40% de la charge ultime comme dans le béton ordinaire.

Lorsque la charge augmente, des fissures inclinées à peu près à 45° apparaissent entre la charge et l'appui, et les fissures déjà formées se stabilisent ou au moins progressent lentement pour les BHP, continues a se propager pour les bétons ordinaires.

En augmentant la charge, de nouvelles fissures inclinées et horizontales de faibles ouvertures font leur apparition près de l'appui. Le réseau de fissure se développe jusqu'à la rupture.

VII.1.3.troisième phase (rupture)

Tant attendu, elle arrive enfin, brutale généralement, elle a lieu dans la zone du béton comprimé près du point d'application de la charge selon le dernier réseau de fissures inclinées formé. Le béton comprimé a atteint sa contrainte limite de compression dans le cas des poutres de la série B et par traction dans le cas des poutres de la série A.

VII.2.RESULTATS EXPERIMENTAUX ET ANALYSES

Les résultats d'essais sur les deux séries de poutres sont portés sur le tableau (VII.1) en compagnie des valeurs théoriques correspondantes. La charge pour laquelle la première fissure dans la poutre apparaît est relevée dès l'observation à l'œil nu de la fissure.

| Poutre | a/h | Charges de rupture | | δ | Charge de fissuration P.exp(KN) | $\delta'=(P/Pu)exp$ |
|--------|-----|--------------------|-------------|----------|------------------------------------|---------------------|
| | | Pu.théo.(KN) | Pu.exp.(KN) | | | |
| TA1 | >3 | 61.965 | 76,0 | 1.226 | 35,0 | 0.461 |
| TA2 | >3 | 95.715 | 100.9 | 1.054 | 65,0 | 0.644 |
| TA2' | >3 | 95.715 | 96,0 | 1.003 | 80.5 | 0.839 |
| TB1 | <3 | 75.640 | 88.5 | 1.171 | 44,0 | 0.497 |
| TB2 | <3 | 140.210 | 116,0 | 0.827 | 61,0 | 0.635 |
| TB2' | <3 | 140.210 | 148.3 | 1.058 | 100,0 | 0.674 |

Tableau VII.1

Le constat majeur qu'il y a lieu de citer est la différence relativement importante entre des valeurs théoriques et expérimentales des charges de rupture, et celles des charges d'apparition des fissures. Constatation attendue si l'on se réfère à la théorie empirique de calcul de béton à la rupture.

La partie du béton tendue a été suffisamment armé longitudinalement afin d'éviter la rupture par flexion. Cependant l'inexistence des étriers est justifiée par le fait que nous nous intéressions au comportement du béton seul, soumis au cisaillement.

L'élançement du cisaillement (a/h) est identique pour les poutres de chaque série et différent d'une série à une autre dans le souci d'une part ; de comparer les charges de rupture des poutres de différents bétons, soumises à un effort de cisaillement de même élançement, et d'autre part ; de voir l'impact de la variation de l'élançement du cisaillement sur le processus de rupture.

VII.3. ANALYSE DU COMPORTEMENT DES POUTRES ET DE L'ÉVOLUTION DES FISSURES

Pendant le chargement, jusqu'à la rupture, l'évolution des fissures et les déformations du béton et de l'acier dépendaient, et de nature du béton et du type de la rupture.

VII.3.1. poutres de la série A (rupture par traction diagonale)

La rupture dans cette série de poutres a lieu à chaque fois par traction du béton du fait de l'élançement de cisaillement important ($a/h > 3$).

a) Poutre TA1 (béton ordinaire)

- Déformation du béton :

- la déformation en phase élastique est inférieure à 0.5‰
- la charge d'apparition des premières fissures (de flexion) correspond à 46% de la charge ultime qui est égale à 76KN.
- A la rupture la déformation avoisinait les 1‰.

- Déformation des aciers :

- la déformation en phase élastique est de l'ordre de 0.22‰.
- à la rupture la déformation s'approchait de 0.7‰.

- Fissuration :

Les premières fissures qui apparaissent à la charge de service, entre les points d'application des charges, progresse suivant les trajectoires des contraintes principales de compression pour se stabiliser ensuite. Au-delà de cette charge, des fissures légèrement inclinées font leurs apparitions, à l'approche de la charge de rupture.

La redistribution des contraintes provoque un autre réseau de fissures inclinées, voisin de l'appui, s'acheminant vers le point d'application de la charge. Ce réseau engendre la rupture brutale de la poutre.

- Flèches :

La valeur de la flèche à mi-travée à la rupture de la poutre TA1 est pratiquement le double de celle de la flèche à l'état fissuré estimé à 6.29mm.

b) Poutre TA2' (béton a haute performance)

- Déformation du béton :

- La déformation juste avant la fissure, est de l'ordre de 0.42‰.
- La charge à laquelle les premières fissures apparaissent est de l'ordre de 84% de la charge de rupture ayant pour valeur 96 KN.
- Au moment de la rupture le raccourcissement du béton est inférieur à 0.5‰.

- Déformation des aciers :

- avant la fissuration, l'allongement des armatures principales ne dépassent pas les 0.52‰.
- a la rupture cet allongement n'excède pas les 0.6‰.

- Evolution des fissures :

De même que la poutre précédente, des micro-fissures perpendiculaires aux trajectoires des contraintes de traction apparaissent et progressent lentement au-delà de la charge service.

A l'approche de la ruine une fissure horizontale au même niveau que l'armature principale se manifeste accompagnée de fissures inclinées à peu près à 45°.

La fissure provoquant la rupture s'achemine de l'appui et se propage, engendrant une augmentation de l'ouverture de la fissure horizontale. La rupture est brutale.

- Flèches :

La valeur de la flèche à mi-travée à la fissuration de la poutre TA2' est de 4.85 mm. Celle ci n'augmente pas sensiblement à la rupture, elle évolue d'environ 1mm.

c) Conclusion

Ce que nous pourrions conclure à la lumière de ces essais en comparant les résultats obtenus dans cette série est que l'amélioration de la qualité du béton permet :

- D'élever les valeurs des charges de rupture et celles de service.
- De réduire la déformation du béton à l'état de rupture.
- De maintenir les allongements des armatures principales au même ordre qu'avec celles des bétons ordinaires.
- De réduire les flèches pratiquement de moitié, à la rupture.

Remarque

Nos essais ont porté sur une poutre en béton ordinaire et deux poutres en BHP. Cependant l'étude et la comparaison ont été faites sur une poutre de chaque type de béton pour des raisons pratiques

VII.3.2.poutres de la série B (rupture par cisaillement-compression)

Dans ce cas les bielles de compression vont directement à l'appui et l'on a une rupture par compression du béton en raison de l'élancement de cisaillement ($a/h < 3$).

a) Poutre TB1 (béton ordinaire)

- déformation du béton :

- en phase élastique la déformation du béton ne dépasse pas les 0.2‰.
- la charge de service correspond à environ 46% de la charge ultime qui vaut 96KN.
- A la rupture le raccourcissement du béton est de 0.34‰.

- Déformation des aciers :

- l'allongement des armatures principales avant fissuration du béton était de 0.25‰.
- à la rupture cet allongement est de 0.57‰.

- Fissuration :

Les fissures suivent les trajectoires des contraintes principales de compression à la charge de service.

Avec l'augmentation de la charge, une fissure horizontale au niveau de l'armature principale naquit pour former le tirant de l'arc représenté par des fissures inclinées à 45° à peu près. Ce que confirment les hypothèses.

- Flèches :

La valeur de la flèche à mi-travée à la rupture de la poutre TB1 est carrément le triple de celle de la flèche à l'état fissuré qui avoisine les 4mm.

b) Poutre TB2' (béton à haute performance)

- Déformation du béton :

- La déformation à la charge de service est de l'ordre de 0.48‰.
- La charge de fissuration correspond à 64.4% de la charge de ruine qui vaut 148.3KN.
- Le raccourcissement du béton à la rupture est de 0.82‰.

- Déformation des aciers :

En phase élastique la déformation de l'acier de l'armature longitudinale s'approchait de 0.32‰.

À la rupture cette déformation passe à 0.48‰.

- Evolution des fissures :

Nous constatons le même processus d'apparition et de développement des réseaux des fissures que dans le cas de la poutre en béton ordinaire. Seulement les charges de fissuration et de rupture diffèrent d'une poutre à l'autre.

- Flèches :

La flèche à mi-travée à la rupture de la poutre TB2' est trois fois plus grande que celle de la flèche, à l'état fissuré, estimée à 2.3mm

c) conclusion

En comparant les résultats d'essais sur les deux poutres de cette série nous pourrions affirmer que l'amélioration de la qualité du béton engendre :

- Une augmentation assez importante de la charge de rupture et de celle de service.
- Les allongements des armatures principales sont de même ordre de grandeur aux deux états limites, sachant que les valeurs des charges de rupture et de fissuration des deux poutres sont différentes. Ceci dit que l'augmentation de la charge n'influe pas la déformation des aciers.
- Une réduction assez importante des flèches à mi-travées surtout à l'état de rupture où elle se réduit de moitié en utilisant les BHP.

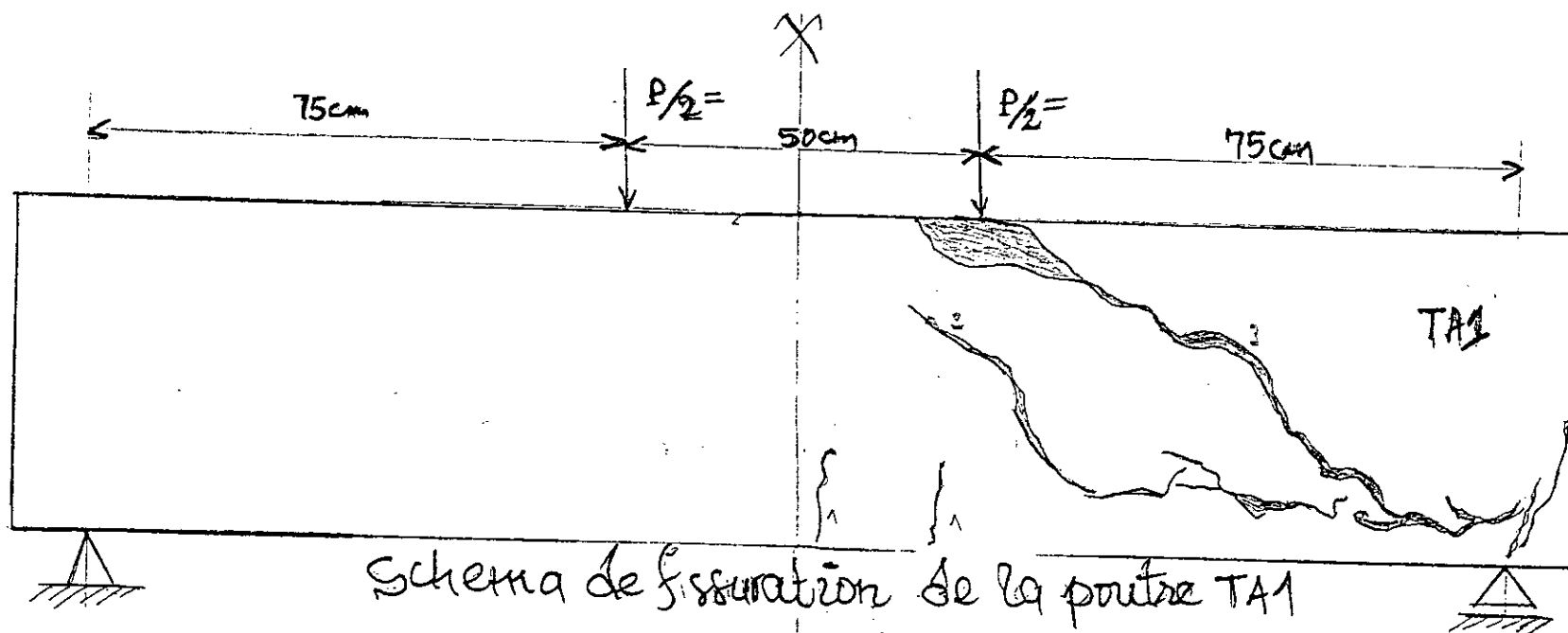
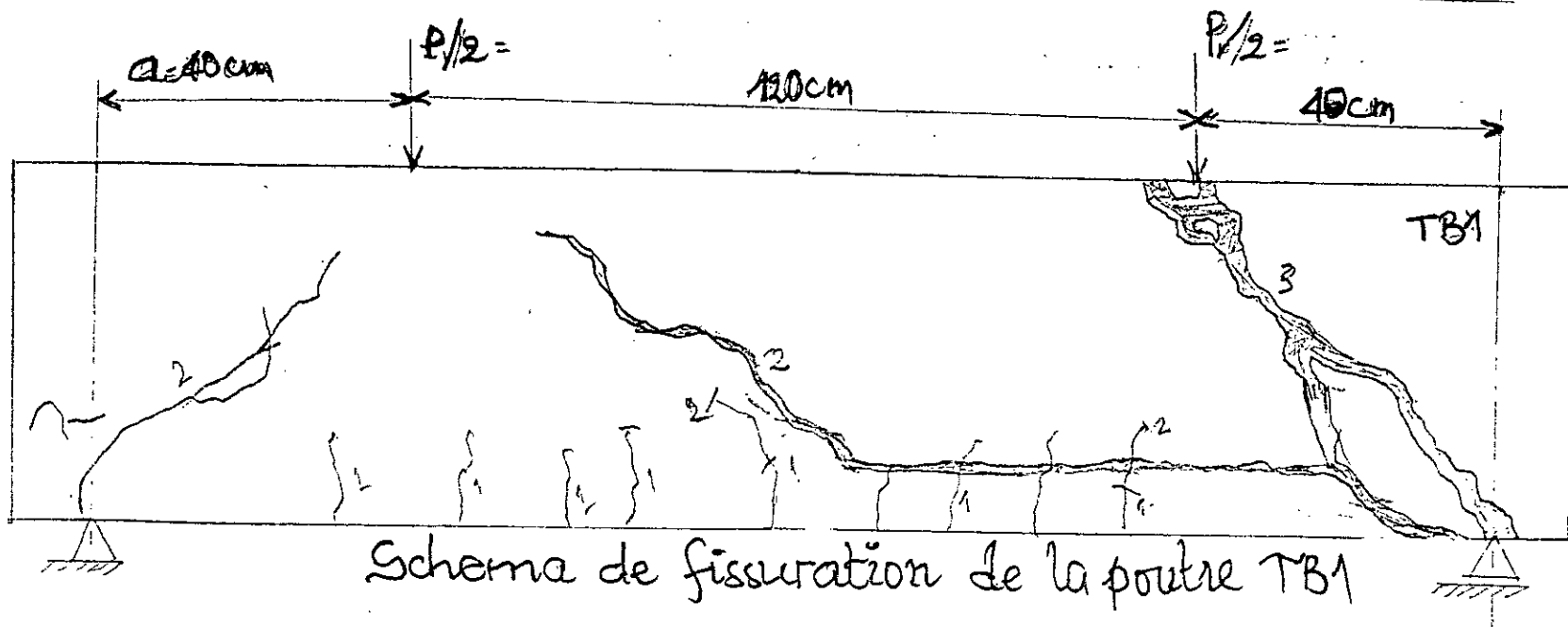
Remarque

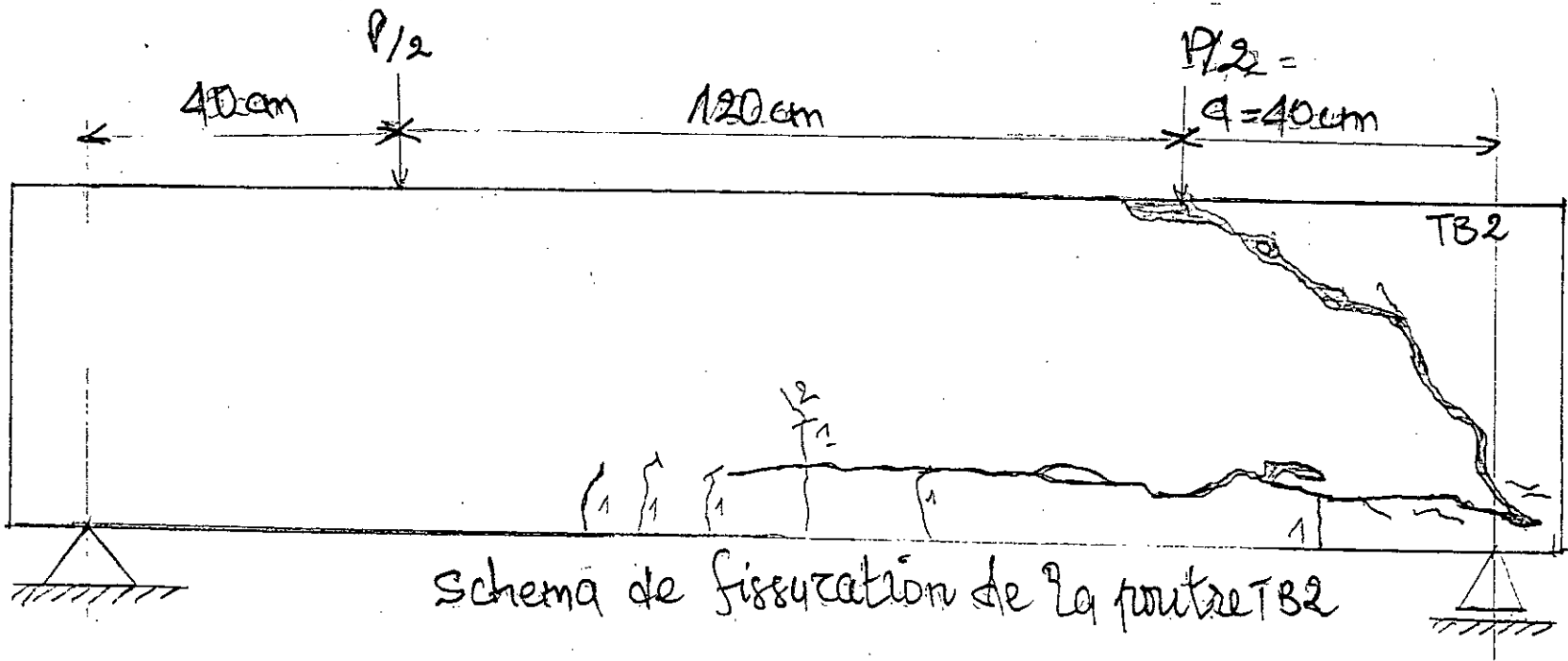
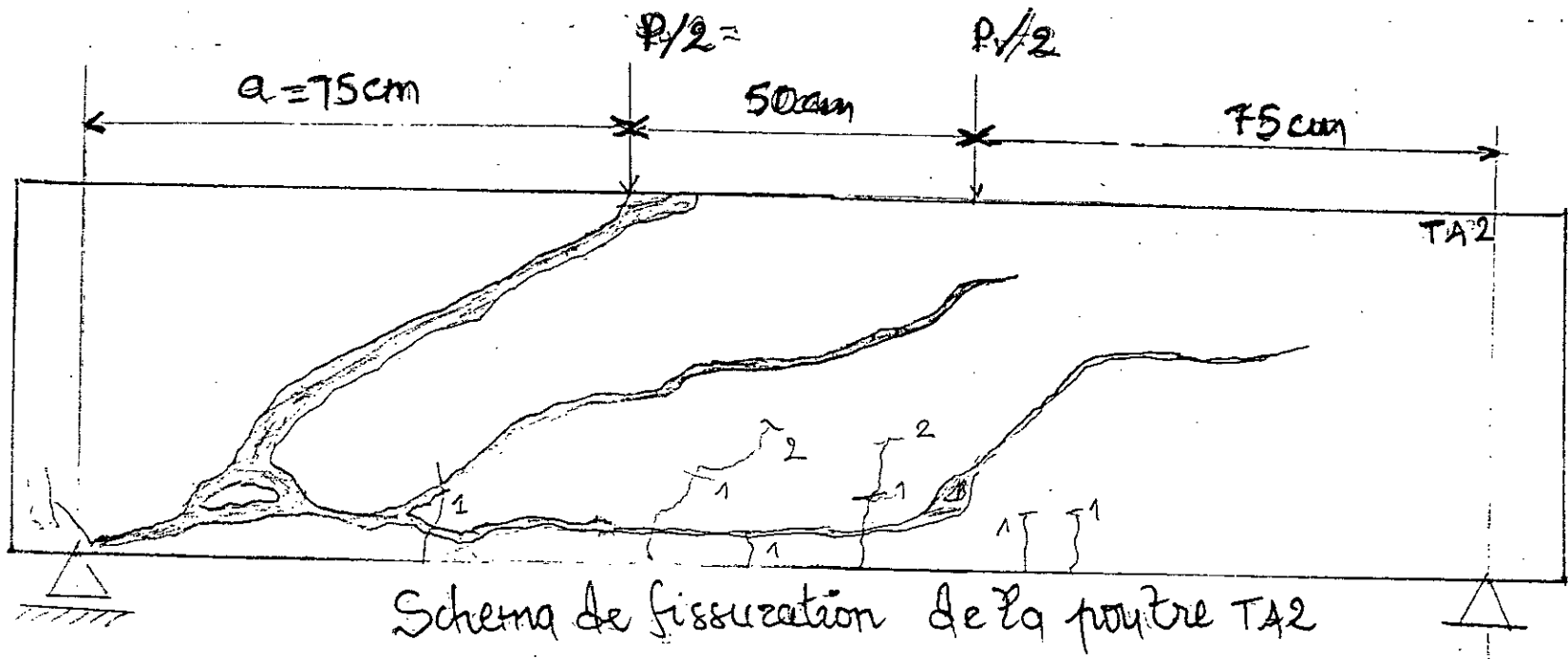
Egalement, dans cette série, nos essais ont été fait sur trois poutres, une de béton ordinaire et deux de BHP. Seulement pour des considérations pratiques l'analyse est faite uniquement sur une poutre de chaque béton.

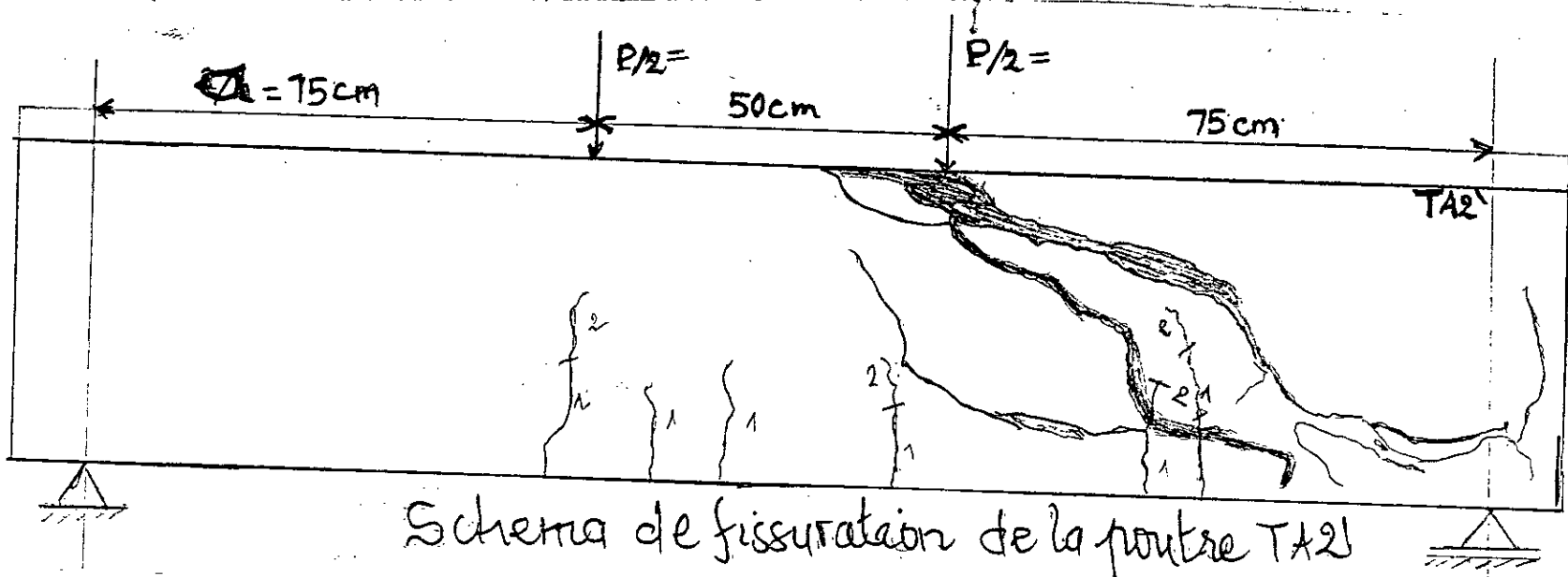
VII.3.3. Comparaison des deux séries

La variation de l'élançement de cisaillement affecte, aussi bien comme l'amélioration de la qualité du béton, les processus de fissuration et de rupture des poutres en béton armé. Ceci apparaît clairement en comparant les valeurs des charges de rupture et de fissuration, obtenues ainsi que les déformations des aciers, du béton et des flèches induites.

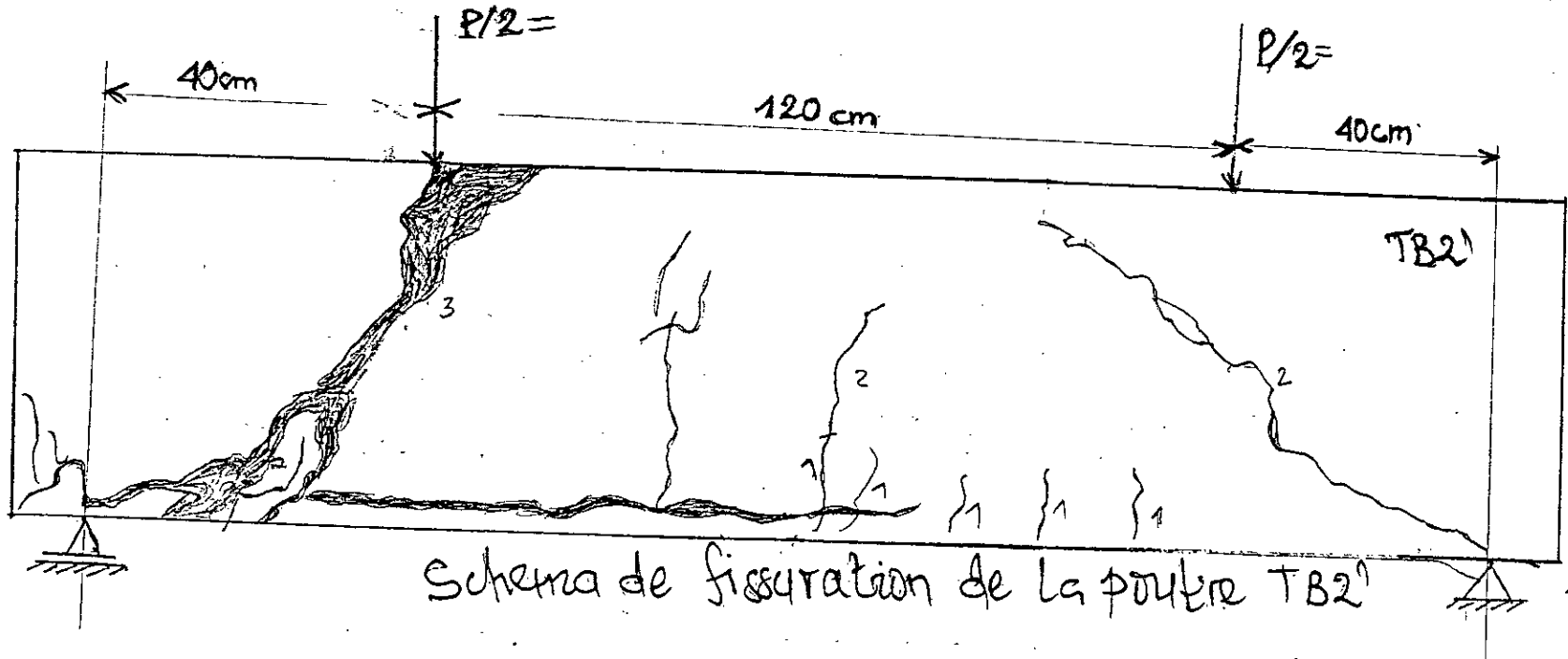
Notons que la variation de la charge de rupture est inversement proportionnelle à celle de l'élançement du cisaillement.





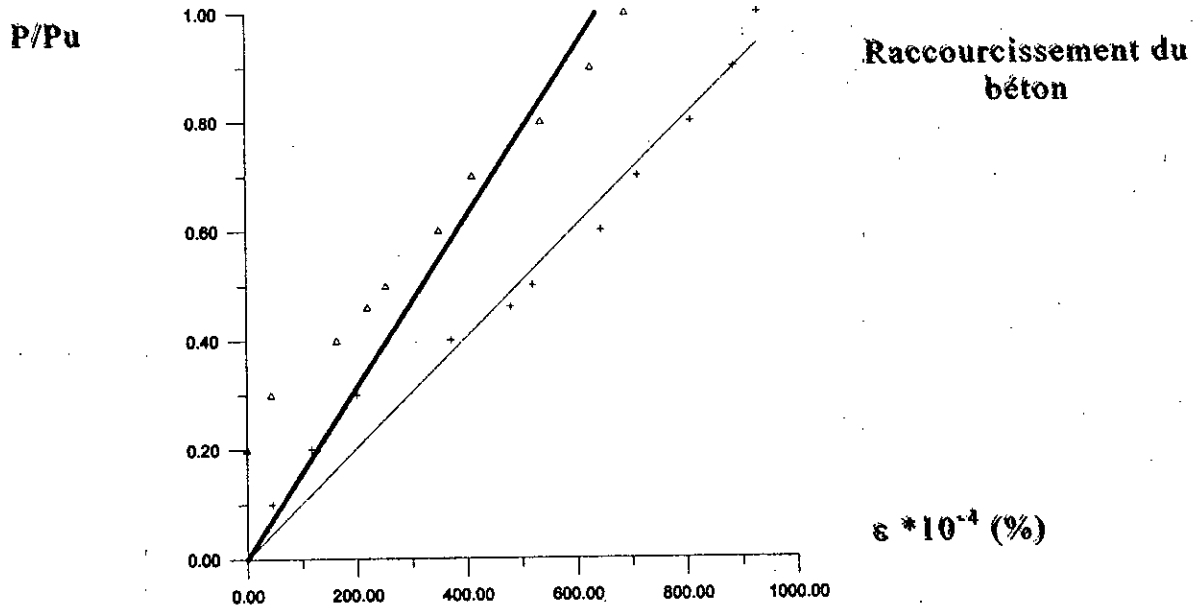


Schema de fissuration de la poutre TA21

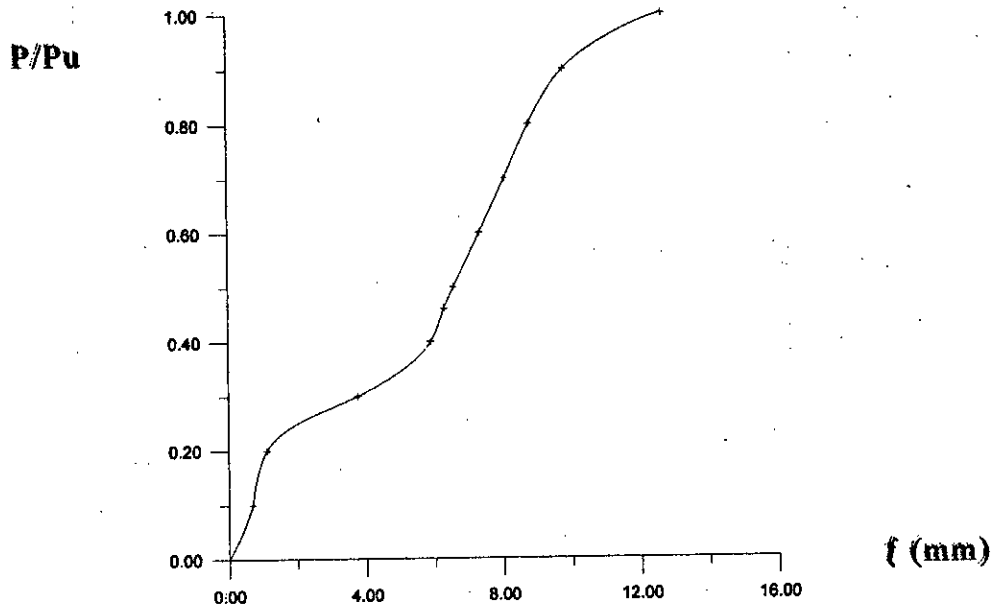


Schema de fissuration de la poutre TB21

Déformation des aciers

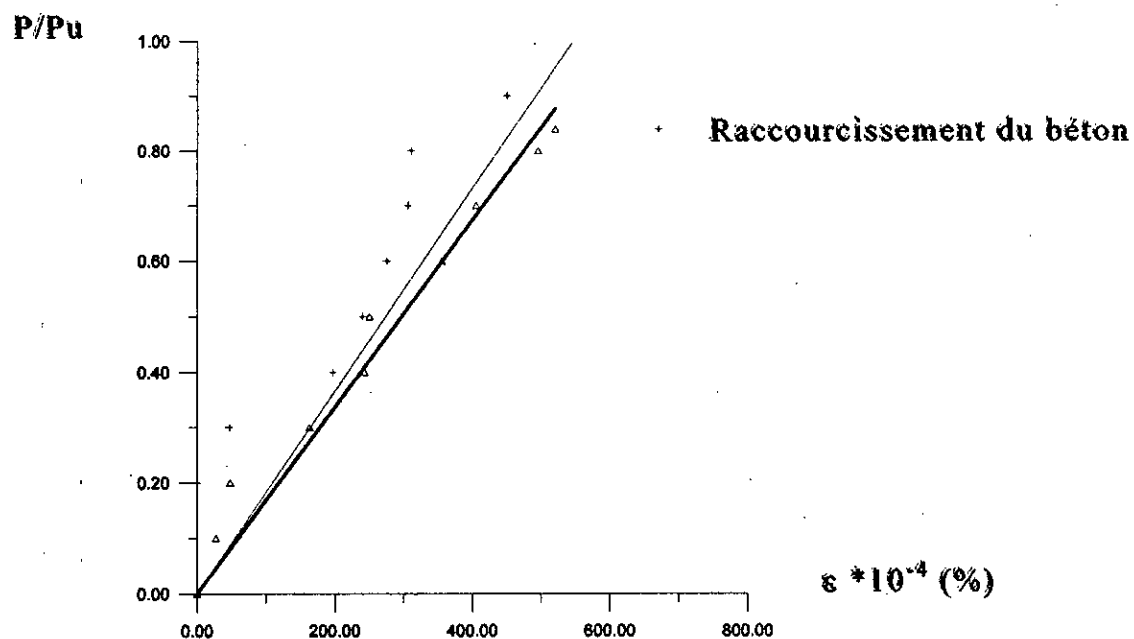


Déformations du béton et des aciers à mi-travée pour la poutre TA1

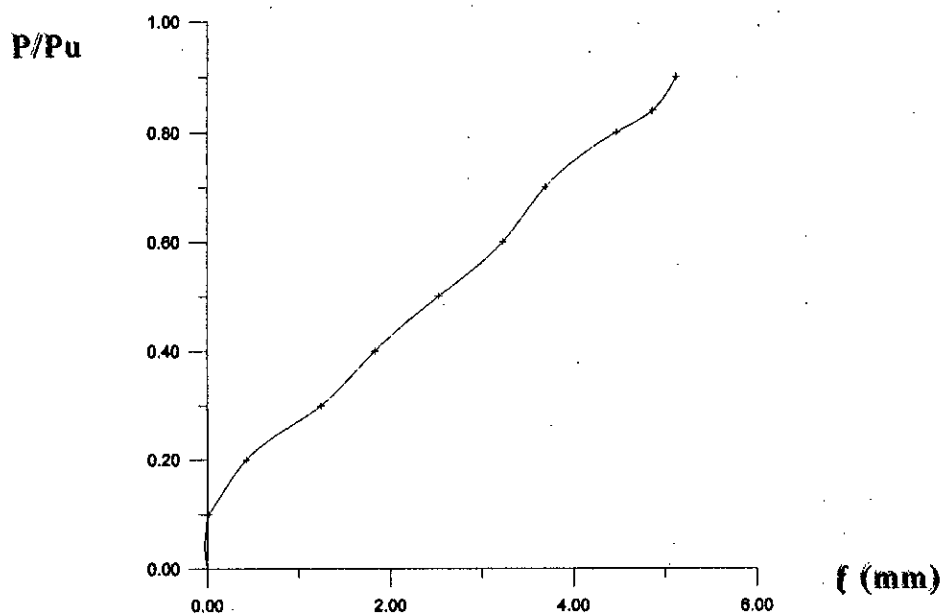


Flèche à mi-travée pour la poutre TA1

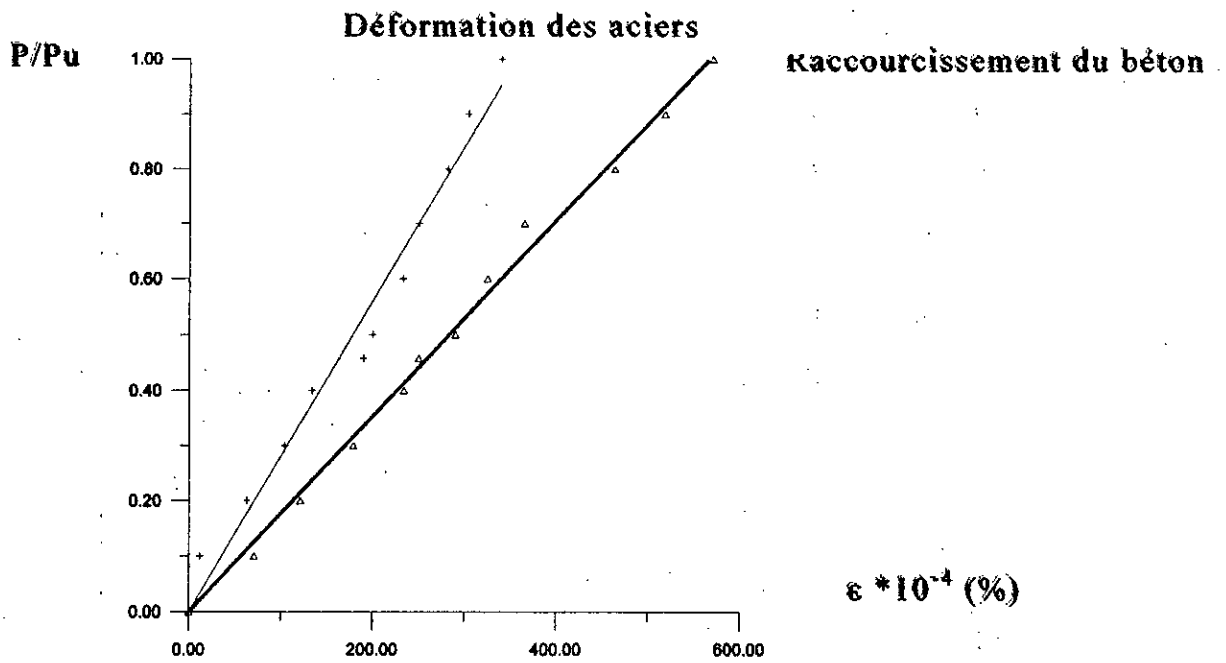
Déformation des aciers



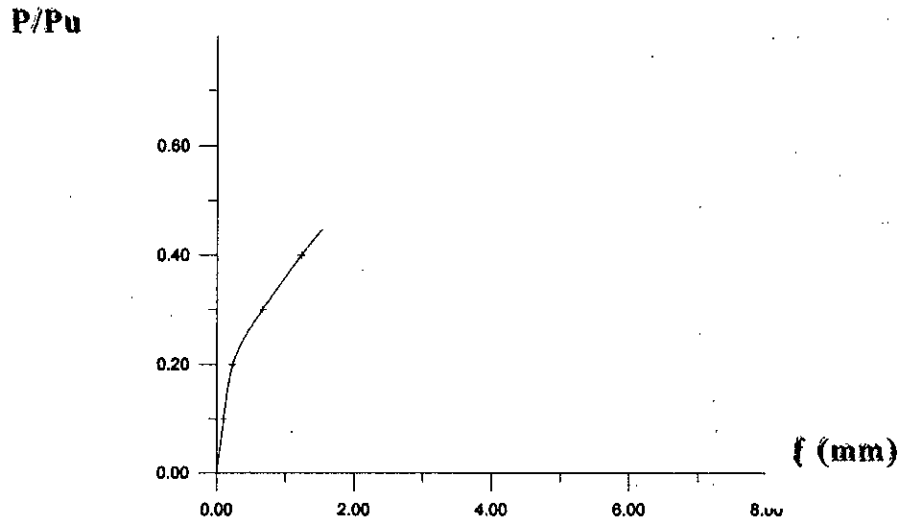
Déformations du béton et des aciers à mi-travée pour la poutre TA2'



Flèche à mi-travée pour la poutre TA2'



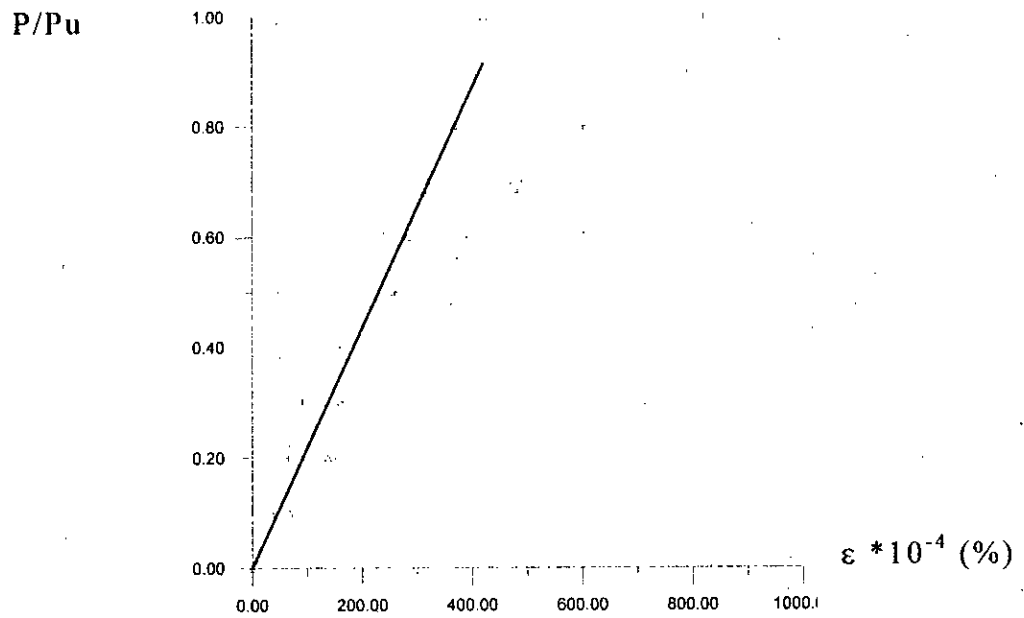
Déformations du béton et des aciers à mi-travée pour la poutre TB2



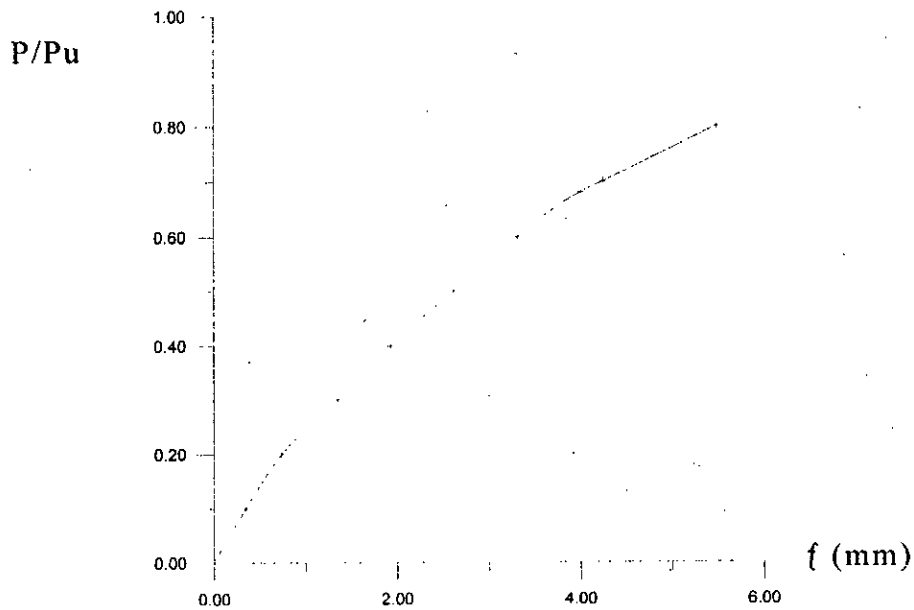
Flèche à mi-travée pour la poutre TB2

Déformation des aciers

Déformation du béton



Déformations du béton et des aciers à mi-travée pour la poutre TB2'



Flèche à mi-travée pour la poutre TB2'

CONCLUSION

GENERALE

CONCLUSION GENERALE

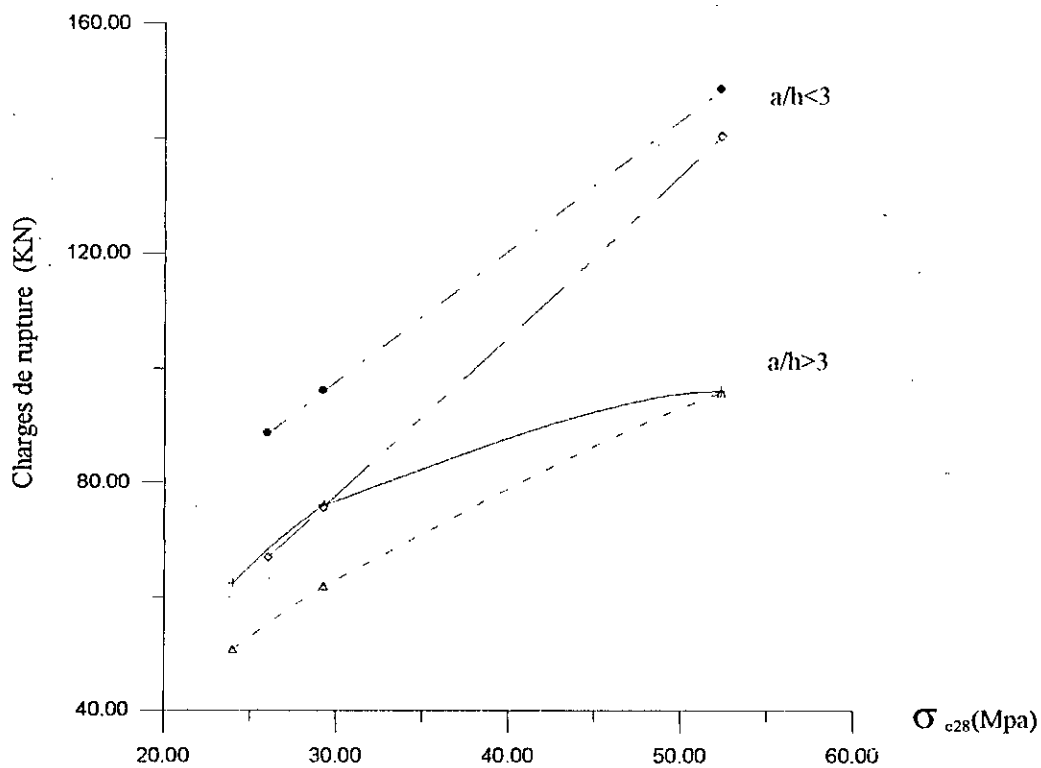
Ce qui apparaît clair à la lumière de cette modeste contribution à l'étude d'une des principales sollicitations ; vis-à-vis de laquelle les structures ou les éléments de structures en béton armé ne se sont jamais comportés exactement de la même manière en raison de la diversité des facteurs influant leurs comportements ; qu'est le cisaillement, c'est que la qualité du béton constitutif, par conséquent ces caractéristiques mécaniques et rhéologiques, et à plus forte raison les qualités des matériaux qui le constituent, est un facteur prépondérant.

En effet, suite aux essais effectués et malgré que l'échantillon de poutres testées, ne peut être vraiment représentatif, vu le nombre réduit de celles-ci, nous pourrions émettre des opinions raisonnables et prometteuses ! Dans l'attente d'une confirmation future. Pour cela, il est possible de hiérarchiser les principaux apports de l'amélioration de la qualité de béton de la manière suivante :

- Une facilité de mise en œuvre avec l'emploi d'adjuvants qui permettent la fabrication des bétons fluides présentant un affaissement au cône d'ABRAMS supérieur.
- Une résistance élevée au jeune âge (accélération de la rotation des coffrages sur chantier, par exemple).
- Une haute résistance à la traction.
- Une augmentation de la capacité de charge aux états limites de service et de rupture.
- Les fissures deviennent fines (ouvertures réduites).
- En ce qui concerne les flèches, nous avons constaté une réduction importante de celle-ci. Ce qui permet, peut être, si cela tend à se confirmer pour le cas de la flexion, la construction de structures plus élancées avec des portées plus grandes que par le passé.

Cependant le palier intermédiaire entre les charges d'états limites se rétrécit ce qui signifie une perte en ductilité du béton due à l'augmentation du rapport de la résistance à la compression à celle de traction.

Nous avons eu l'idée de tracer la courbe représentant les charges de rupture des poutres de chaque série est celle des poutres testées par M. ILIMI, l'an passé, de même ferrailage que les notre et soumises au même mode de chargement, en fonction des résistances à la compression des bétons constituant ces poutres (voir courbe ci-dessus), ce qui nous a permis de dire à priori que les charges de ruptures augmentent effectivement avec l'augmentation de la résistance à la compression, d'autre part, la relation inversement proportionnelle entre l'élanement du cisaillement et la charge de rupture semble se confirmer.



Influence de la qualité du béton sur la charge de rupture de poutres soumises aux deux modes de cisaillement

ANNEXE A
RESULTATS D'ESSAIS
SUR MATERIAUX

***Sable 0/5**

| Passoires(mm) | Refus(g) | Passants(g) | % Passants |
|---------------|----------|-------------|------------|
| 8.000 | 93.4 | 1906.6 | 95.33 |
| 6.300 | 17.7 | 18888.9 | 94.44 |
| 5.000 | 44.0 | 1844.9 | 92.24 |
| 4.000 | 105.7 | 1739.2 | 86.95 |
| 3.150 | 109.3 | 1629.9 | 81.49 |
| 2.500 | 168.6 | 1461.9 | 73.09 |
| 2.000 | 213.7 | 1247.6 | 62.38 |
| 1.600 | 126.0 | 1121.6 | 56.08 |
| 1.250 | 177.6 | 944.0 | 47.20 |
| 1.000 | 49.3 | 894.7 | 44.73 |
| 0.600 | 88.1 | 806.6 | 40.33 |
| 0.630 | 110.7 | 659.9 | 34.79 |
| 0.500 | 106.4 | 589.5 | 29.47 |
| 0.400 | 140.6 | 448.9 | 22.44 |
| 0.315 | 141.9 | 307.5 | 15.37 |
| 0.250 | 78.9 | 228.6 | 11.43 |
| 0.200 | 78.2 | 105.4 | 7.52 |

*** Gravier 3/8**

| Passoires (mm) | Refus (g) | Passants (g) | % Passants |
|----------------|-----------|--------------|------------|
| 12.50 | 4.10 | 1995.90 | 99.79 |
| 10.00 | 6.30 | 1989.60 | 99.48 |
| 8.00 | 154.40 | 1835.20 | 91.76 |
| 6.30 | 45.20 | 1790.00 | 89.50 |
| 5.00 | 248.30 | 1541.77 | 77.08 |
| 4.00 | 758.40 | 183.30 | 39.16 |
| 3.15 | 386.78 | 396.50 | 19.82 |
| 2.50 | 261.10 | 135.40 | 6.77 |
| 2.00 | 56.6 | 18.80 | 3.94 |
| 1.60 | 14.00 | 64.80 | 3.24 |
| 1.25 | 11.00 | 53.60 | 2.68 |

***Gravier 8/15**

| Passoires (mm) | Refus (g) | Passants (g) | % Passants |
|----------------|-----------|--------------|------------|
| 16.00 | 35.7 | 1964.3 | 98.21 |
| 12.50 | 472.7 | 1491.6 | 74.58 |
| 10.00 | 884.3 | 607.3 | 30.36 |
| 8.00 | 462.3 | 144.8 | 7.24 |
| 6.30 | 47.1 | 97.7 | 4.88 |
| 5.00 | 49.6 | 48.1 | 2.40 |
| 4.00 | 25.7 | 22.4 | 1.12 |
| 3.15 | 5.9 | 16.5 | 0.82 |
| 2.50 | 2.2 | 14.3 | 0.72 |
| 2.00 | 1.1 | 13.2 | 0.66 |

2 – Les essais de dureté :

La dureté des gros granulats (gravier) est mesurée par l'essai Los Angeles ou Deval.

2-1- Essai Los Angeles :

| Classe de gravier | Nombre de boulets | Poids des boulets(g) | Poids (P) Avant essai (g) | Poids (P') Après essai (g) | Coef Los angles $La=(p-p')/p$ (%) |
|-------------------|-------------------|----------------------|---------------------------|----------------------------|-----------------------------------|
| 3/8 | 9 | 3690 | 5000 | 3460.5 | 30.79 |
| 8/15 | 11 | 4840 | 5000 | 3429.5 | 31.41 |

Les normes recommandent pour les granulats à utiliser dans les bétons ; des coefficients Los Angeles inférieurs à 45%.

2-2- Essai Micro Deval :

| Classe de gravier | Poids P1 Avant essai (g) | Poids P2 Après essai (g) | Coéf. Micro Deval $MDE=(P1-P2)/P1$ (%) |
|-------------------|--------------------------|--------------------------|--|
| 3/8 | 500 | 370.6 | 25.88 |
| 8/15 | 500 | 390.5 | 21.90 |

3 -Essai de propreté des graviers :

| Classe de gravier | Poids initial Pi (g) | Poids final Pf (g) | Pourcentage d'impuretés (Pi-Pf) /Pf (%) |
|-------------------|-------------------------|-----------------------|--|
| 3/8 | 1000 | 970.497 | 3.04 |
| 8/15 | 1000 | 991.571 | 0.85 |

D'après DREUX et GORISSE, les impuretés ne doivent pas dépasser, les 1.5 %.

Nous avons un gravier (8/15) très propre, par contre le (3/8) doit être lavé.

4-Essai D'équivalent de sable :

L'équivalent de sable, du sable qu'on a utilisé (provenance Plage de ZEMMOURI) est :

E.S= 91.11% >85% donc C'est un sable très propre.

Cependant l'absence presque totale, des terres argileuses risque d'entraîner des défauts de plasticité du béton, ce qui nécessite une augmentation de dosage en eau.

5- Masses Volumiques absolues et apparentes :

| Classe de granulats | 0/5 | 3/8 | 8/15 |
|--|-------|-------|-------|
| Masse volumique absolue (t /m ³) | 2.57 | 2.63 | 2.63 |
| Masse volumique Apparente (t /m ³) | 1.653 | 1.327 | 1.368 |

6- Module de Finesse :

Du tableau relatif à l'analyse granulométrique du sable on déduit que le module de finesse de celui ci ; $M_f=2.94$.

$2.8 < M_f < 3.2$ cela veut dire qu'on est en possession d'un sable qu'on peut utiliser pour la recherche de résistances élevées, mais on aura, en général, une moins bonne ouvrabilité et un risque de ségrégation des granulats.

ANNEXE B
ETALONNAGE DES
APPAREILS
DE MESURE

Tableau des valeurs d'étalonnage de la presse hydraulique :

| Valeurs données par Le cadran (KN) | Valeurs réelles (KN) |
|---------------------------------------|-------------------------|
| 0 | 40 |
| 20 | 60 |
| 48 | 60 |
| 55 | 90 |
| 70 | 100 |
| 110 | 150 |
| 140 | 100 |
| 160 | 200 |
| 190 | 230 |
| 210 | 250 |
| 245 | 280 |
| 260 | 300 |
| 280 | 320 |
| 310 | 350 |
| 350 | 400 |

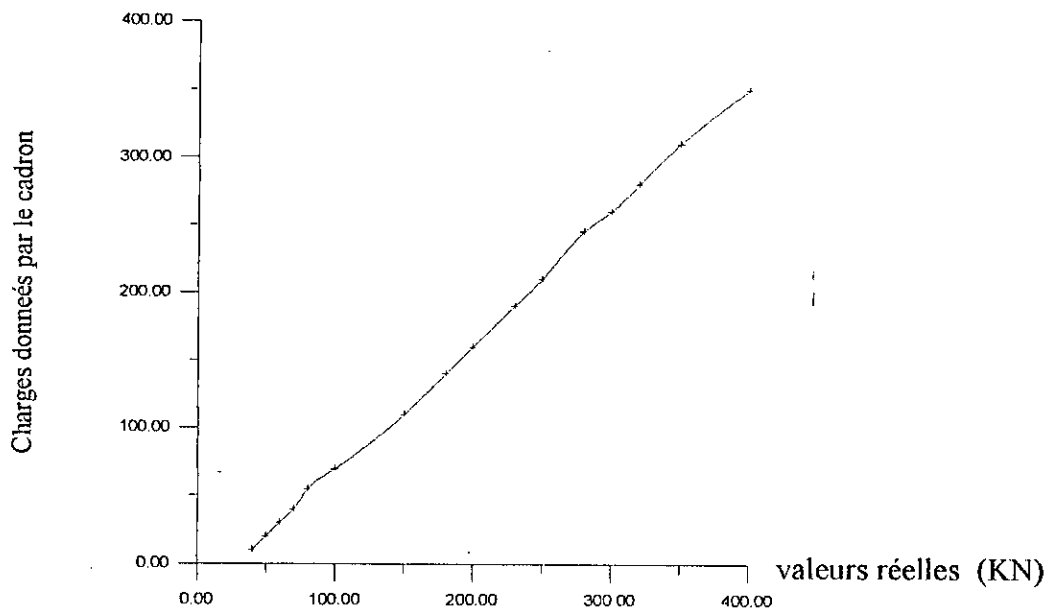
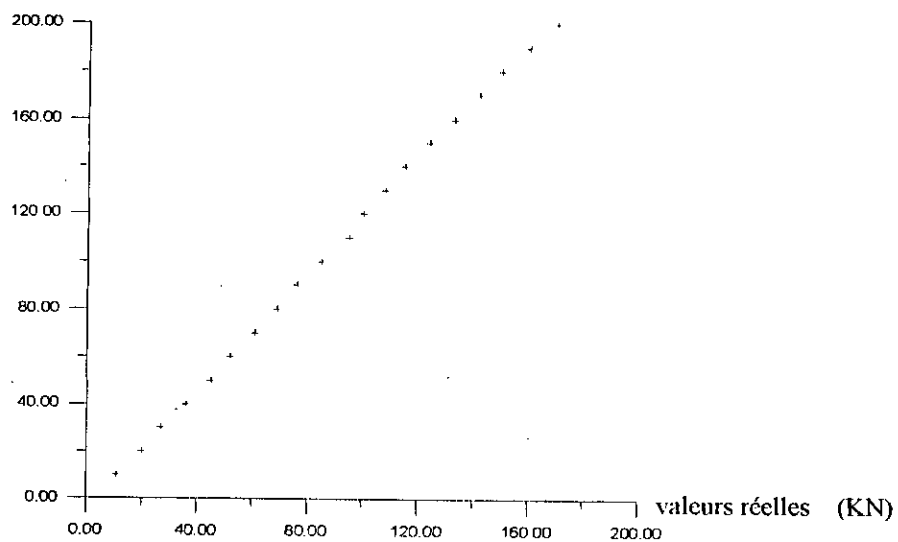
Courbe d'étalonnage de la presse hydraulique :**Étalonnage de la presse hydraulique**

Tableau d'étalonnage du vérin hydraulique :

| Valeurs données par le cadran (KN) | Valeurs réelles (KN) |
|------------------------------------|----------------------|
| 10 | 11 |
| 20 | 20 |
| 30 | 27 |
| 40 | 36 |
| 50 | 45 |
| 60 | 52 |
| 70 | 61 |
| 80 | 69 |
| 90 | 76 |
| 100 | 85 |
| 110 | 95 |
| 120 | 100 |
| 130 | 108 |
| 140 | 115 |
| 150 | 124 |
| 160 | 133 |
| 170 | 142 |
| 180 | 150 |
| 190 | 160 |
| 200 | 167 |

Courbe d'étalonnage du vérin hydraulique :

ANNEXE C
RESULTATS
D'ECRASEMENT DES
POUTRES

***Déplacements de la poutre TA1 :**

| Distance à l'appui | | 50 cm | 75 cm | 100 cm | 125cm | 175 cm |
|--------------------|-------|--------|-------|--------|-------|--------|
| P (KN) | P/Pu | f (mm) | f(mm) | f(mm) | f(mm) | f(mm) |
| 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| 6.0 | 0.079 | 0.012 | 0.090 | 0.550 | 0.100 | 0 |
| 11.0 | 0.118 | 0.105 | 0.180 | 0.790 | 0.240 | 0.040 |
| 15.5 | 0.204 | 0.201 | 0.220 | 1.120 | 0.350 | 0.062 |
| 20.0 | 0.263 | 0.405 | 0.225 | 2.700 | 0.630 | 0.128 |
| 23.5 | 0.309 | 0.507 | 0.296 | 4.020 | 0.740 | 0.184 |
| 27.0 | 0.355 | 0.707 | 0.350 | 5.590 | 0.820 | 0.278 |
| 31.0 | 0.408 | 0.806 | 0.740 | 5.950 | 1.300 | 0.334 |
| 35.0 | 0.461 | 0.915 | 1.010 | 6.290 | 1.850 | 0.396 |
| 39.5 | 0.520 | 1.112 | 1.390 | 6.700 | 2.115 | 0.540 |
| 44.0 | 0.579 | 1.302 | 2.100 | 7.200 | 2.850 | 0.695 |
| 48.0 | 0.632 | 1.409 | 2.760 | 7.560 | 3.160 | 0.756 |
| 52.0 | 0.684 | 1.512 | 3.110 | 7.950 | 3.180 | 0.770 |
| 56.5 | 0.743 | 1.704 | 3.860 | 8.350 | 4.150 | 0.780 |
| 61.0 | 0.803 | 1.817 | 3.890 | 8.800 | 4.180 | 0.860 |
| 65.0 | 0.855 | 2.007 | 3.220 | 9.350 | 4.350 | 1.000 |
| 69.0 | 0.908 | 2.206 | 3.290 | 9.800 | 4.400 | 1.080 |
| 72.5 | 0.954 | 2.520 | 3.300 | 10.700 | 4.700 | 1.120 |
| 76.0 | 1.000 | 2.700 | 3.540 | 12.650 | 4.800 | 2.400 |

***Déplacements de la poutre TA2 :**

| Distance à l'appui | | 50 cm | 75 cm | 100 cm | 125 cm | 150 cm |
|--------------------|-------|--------|--------|--------|--------|--------|
| P(KN) | P/Pu | f (mm) | f (mm) | f(mm) | f(mm) | f(mm) |
| 0.0 | 0 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.055 |
| 6.0 | 0.059 | 0.150 | 0.000 | 0.020 | 0.000 | 0.060 |
| 11.0 | 0.109 | 0.250 | 0.000 | 0.040 | 0.002 | 0.185 |
| 15.5 | 0.154 | 0.450 | 0.000 | 0.200 | 0.006 | 0.295 |
| 20.0 | 0.198 | 0.650 | 0.000 | 0.410 | 0.204 | 0.450 |
| 23.5 | 0.233 | 0.900 | 0.270 | 0.750 | 0.624 | 0.660 |
| 27.0 | 0.268 | 1.100 | 0.500 | 1.000 | 0.824 | 0.740 |
| 31.0 | 0.307 | 1.300 | 0.800 | 1.300 | 1.038 | 0.880 |
| 35.0 | 0.347 | 1.450 | 1.100 | 1.600 | 1.410 | 0.990 |
| 39.5 | 0.391 | 1.700 | 1.400 | 1.950 | 1.626 | 1.100 |
| 44.0 | 0.436 | 1.800 | 1.700 | 2.200 | 2.020 | 1.240 |
| 48.0 | 0.476 | 1.900 | 2.000 | 2.500 | 2.120 | 1.340 |
| 52.0 | 0.515 | 2.120 | 2.300 | 2.900 | 2.610 | 1.505 |
| 56.5 | 0.560 | 2.320 | 2.650 | 3.080 | 2.808 | 1.600 |
| 61.0 | 0.605 | 2.540 | 2.950 | 3.550 | 3.028 | 1.750 |
| 65.0 | 0.644 | 2.710 | 3.350 | 3.970 | 3.238 | 1.970 |
| 69.0 | 0.684 | 2.790 | 3.700 | 4.300 | 3.440 | 2.095 |
| 72.5 | 0.719 | 2.860 | 3.950 | 4.550 | 3.608 | 2.140 |
| 76 | 0.753 | 2.980 | 4.010 | 4.950 | 3.824 | 2.320 |
| 80.5 | 0.798 | 3.120 | 4.220 | 5.250 | 4.200 | 2.420 |
| 85 | 0.842 | 3.290 | 4.450 | 5.550 | 4.428 | 2.445 |
| 88.5 | 0.877 | 3.540 | 4.600 | 6.100 | 4.525 | 2.500 |
| 100.9 | 1 | / | / | / | / | / |

***Déplacements de la poutre TA2' :**

| Distance à l'appui | | 50 cm | 75 cm | 100 cm | 125 cm | 150 cm |
|--------------------|-------|----------|----------|----------|----------|----------|
| P(KN) | P/Pu | f (mm) | f (mm) | f (mm) | f (mm) | f (mm) |
| 0.0 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.000 |
| 6.0 | 0.063 | 0.220 | 0.000 | 0.010 | 0.117 | 0.000 |
| 11.0 | 0.115 | 0.340 | 0.020 | 0.015 | 0.120 | 0.000 |
| 15.5 | 0.161 | 0.540 | 0.034 | 0.260 | 0.276 | 0.000 |
| 20.0 | 0.210 | 0.770 | 0.226 | 0.460 | 0.430 | 0.150 |
| 23.5 | 0.245 | 0.920 | 0.600 | 0.850 | 0.512 | 0.410 |
| 27.0 | 0.281 | 1.070 | 0.822 | 1.180 | 0.678 | 0.750 |
| 31.0 | 0.323 | 1.120 | 1.020 | 1.390 | 0.779 | 0.900 |
| 35.0 | 0.365 | 1.250 | 1.234 | 1.680 | 1.036 | 0.920 |
| 39.5 | 0.411 | 1.320 | 1.411 | 2.000 | 1.139 | 0.980 |
| 44.0 | 0.458 | 1.450 | 1.821 | 2.250 | 1.340 | 1.100 |
| 48.0 | 0.500 | 1.600 | 2.021 | 2.524 | 1.520 | 1.140 |
| 52.0 | 0.542 | 1.730 | 2.224 | 2.760 | 1.680 | 1.210 |
| 56.5 | 0.589 | 1.920 | 2.433 | 3.200 | 1.700 | 1.320 |
| 61.0 | 0.635 | 2.190 | 2.638 | 3.300 | 1.760 | 1.380 |
| 65.0 | 0.677 | 2.210 | 3.008 | 3.550 | 1.980 | 1.390 |
| 69.0 | 0.719 | 2.240 | 3.100 | 3.800 | 2.020 | 1.520 |
| 72.5 | 0.755 | 2.280 | 3.190 | 4.100 | 2.240 | 1.630 |
| 76.0 | 0.792 | 2.390 | 3.270 | 4.380 | 2.340 | 1.850 |
| 80.5 | 0.839 | 2.560 | 3.430 | 4.850 | 2.470 | 2.010 |
| 85.0 | 0.885 | 2.580 | 3.860 | 5.000 | 2.510 | 2.140 |
| 88.5 | 0.922 | 2.600 | 4.080 | 5.270 | 2.640 | 2.220 |
| 96.0 | 1 | 2.630 | 4.125 | 5.720 | 2.757 | 2.360 |

***Déplacements de la poutre TB1 :**

| Distance à l'appui | | 20 cm | 40 cm | 100 cm | 160 cm | 180 cm |
|--------------------|-------|----------|----------|----------|----------|----------|
| P (KN) | P/Pu | f (mm) | f (mm) | f (mm) | f (mm) | f (mm) |
| 0.0 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.000 |
| 6.0 | 0.063 | 0.100 | 0.380 | 0.025 | 0.002 | 0.040 |
| 11.0 | 0.094 | 0.410 | 0.650 | 0.070 | 0.008 | 0.110 |
| 15.5 | 0.161 | 0.530 | 0.790 | 0.200 | 0.136 | 0.150 |
| 20.0 | 0.208 | 0.700 | 1.000 | 0.240 | 0.324 | 0.260 |
| 23.5 | 0.245 | 0.820 | 1.050 | 0.260 | 0.380 | 0.300 |
| 27.0 | 0.281 | 0.960 | 1.320 | 0.550 | 0.450 | 0.350 |
| 31.0 | 0.323 | 1.100 | 1.500 | 0.790 | 0.700 | 0.380 |
| 35.0 | 0.365 | 1.180 | 1.690 | 1.206 | 0.780 | 0.440 |
| 39.0 | 0.415 | 1.250 | 1.800 | 1.238 | 0.820 | 0.520 |
| 44.0 | 0.458 | 1.350 | 2.000 | 1.610 | 1.010 | 0.670 |
| 48.0 | 0.500 | 1.450 | 2.120 | 1.908 | 1.280 | 0.750 |
| 52.0 | 0.542 | 1.670 | 2.280 | 2.018 | 1.380 | 0.880 |
| 56.5 | 0.589 | 1.700 | 2.430 | 2.238 | 1.540 | 1.030 |
| 61.0 | 0.635 | 1.880 | 2.700 | 2.434 | 1.640 | 1.200 |
| 65.0 | 0.677 | 1.900 | 2.900 | 2.816 | 1.820 | 1.440 |
| 69.0 | 0.719 | 2.000 | 3.050 | 3.022 | 2.096 | 1.550 |
| 72.5 | 0.755 | 2.050 | 3.280 | 3.406 | 2.290 | 1.650 |
| 76.0 | 0.792 | 2.300 | 3.500 | 3.630 | 2.460 | 1.900 |
| 80.5 | 0.839 | 2.450 | 3.800 | 4.024 | 2.700 | 2.250 |
| 85.0 | 0.885 | 2.700 | 4.200 | 4.800 | 3.360 | 2.450 |
| 88.5 | 0.922 | 3.140 | 4.800 | 5.400 | 3.920 | 2.600 |
| 92.0 | 0.958 | 3.400 | 5.100 | 5.830 | 4.540 | 3.100 |
| 96.0 | 1 | 3.800 | 5.700 | 6.800 | 4.620 | 3.300 |

***Déplacements de la poutre TB2 :**

| Distance à l'appui | | 20 cm | 40 cm | 100 cm | 160 cm | 180 cm |
|--------------------|-------|----------|----------|----------|----------|----------|
| P (KN) | P/Pu | f (mm) | f (mm) | f (mm) | f (mm) | f (mm) |
| 0.0 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.000 |
| 6.0 | 0.068 | 0.000 | 0.170 | 0.055 | 0.000 | 0.000 |
| 11.0 | 0.124 | 0.000 | 0.300 | 0.130 | 0.000 | 0.002 |
| 15.5 | 0.175 | 0.040 | 0.380 | 0.140 | 0.000 | 0.010 |
| 20.5 | 0.226 | 0.130 | 0.520 | 0.187 | 0.000 | 0.014 |
| 23.5 | 0.266 | 0.200 | 0.600 | 0.232 | 0.010 | 0.028 |
| 27.0 | 0.305 | 0.290 | 0.710 | 0.475 | 0.020 | 0.032 |
| 31.0 | 0.350 | 0.370 | 0.820 | 0.565 | 0.120 | 0.208 |
| 35.0 | 0.395 | 0.410 | 0.920 | 0.610 | 0.240 | 0.214 |
| 39.5 | 0.446 | 0.500 | 1.050 | 0.700 | 0.350 | 0.226 |
| 44.0 | 0.497 | 0.560 | 1.150 | 0.865 | 0.460 | 0.400 |
| 48.0 | 0.540 | 0.630 | 1.250 | 0.970 | 0.560 | 0.412 |
| 52.0 | 0.580 | 0.680 | 1.390 | 1.020 | 0.700 | 0.428 |
| 56.5 | 0.638 | 0.770 | 1.500 | 1.150 | 0.790 | 0.438 |
| 61.0 | 0.689 | 0.850 | 1.620 | 1.300 | 0.900 | 0.610 |
| 65.0 | 0.734 | 0.900 | 1.740 | 1.500 | 1.000 | 0.624 |
| 69.0 | 0.780 | 0.950 | 1.860 | 1.670 | 1.120 | 0.638 |
| 72.5 | 0.819 | 1.040 | 1.980 | 1.910 | 1.200 | 0.812 |
| 76.0 | 0.859 | 1.090 | 2.100 | 2.100 | 1.320 | 0.824 |
| 80.5 | 0.910 | 1.150 | 2.220 | 2.350 | 1.480 | 0.838 |
| 85.0 | 0.960 | 1.220 | 2.350 | 2.630 | 2.000 | 1.100 |
| 88.5 | 1 | 1.400 | / | 2.700 | 2.500 | / |

*Déplacements de la poutre TB2' :

| Distance à l'appui | | 20 cm | 40 cm | 100 cm | 160 cm | 180 cm |
|--------------------|-------|----------|----------|----------|----------|----------|
| P (KN) | P/Pu | f (mm) | f (mm) | f (mm) | f (mm) | f (mm) |
| 0.0 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.000 |
| 6.0 | 0.040 | 0.140 | 0.014 | 0.150 | 0.080 | 0.010 |
| 11.0 | 0.074 | 0.280 | 0.206 | 0.200 | 0.100 | 0.015 |
| 15.5 | 0.104 | 0.390 | 0.226 | 0.370 | 0.205 | 0.018 |
| 20.0 | 0.135 | 0.570 | 0.428 | 0.440 | 0.345 | 0.020 |
| 27.0 | 0.182 | 0.900 | 0.816 | 0.610 | 0.417 | 0.028 |
| 31.0 | 0.209 | 1.020 | 1.120 | 0.800 | 0.480 | 0.030 |
| 44.0 | 0.297 | 1.360 | 1.610 | 1.330 | 0.730 | 0.110 |
| 48.0 | 0.323 | 1.460 | 1.636 | 1.500 | 0.810 | 0.180 |
| 56.5 | 0.381 | 1.590 | 2.002 | 1.830 | 0.835 | 0.280 |
| 61.0 | 0.411 | 1.700 | 2.014 | 1.980 | 0.920 | 0.350 |
| 69.0 | 0.465 | 1.820 | 2.410 | 2.330 | 1.060 | 0.510 |
| 72.5 | 0.488 | 1.860 | 2.432 | 2.520 | 1.080 | 0.590 |
| 76.0 | 0.512 | 2.030 | 2.618 | 2.720 | 1.110 | 0.680 |
| 80.5 | 0.543 | 2.150 | 2.632 | 2.910 | 1.180 | 0.760 |
| 88.5 | 0.596 | 2.300 | 2.636 | 3.250 | 1.310 | 0.920 |
| 92.0 | 0.620 | 2.380 | 2.816 | 3.480 | 1.340 | 1.000 |
| 100.0 | 0.674 | 2.560 | 3.202 | 4.000 | 1.600 | 1.180 |
| 104.0 | 0.701 | 2.740 | 3.236 | 4.300 | 1.770 | 1.700 |
| 111.5 | 0.752 | 3.080 | 4.202 | 5.100 | 2.050 | 1.930 |
| 115.0 | 0.775 | 3.140 | 4.432 | 5.250 | 2.160 | 2.040 |
| 119.5 | 0.806 | 3.260 | 4.606 | 5.500 | 2.240 | 2.200 |
| 128.5 | 0.866 | 3.520 | 5.018 | 6.000 | 2.410 | 2.340 |
| 148.3 | 1 | / | / | / | / | / |

***Déformations de l'acier et du béton de la poutre TA1 :**

| P (KN) | P/Pu | Ja1 $\times 10^{-3}$ (‰) | Ja2 $\times 10^{-3}$ (‰) | Ja3 $\times 10^{-3}$ (‰) | Ja4 $\times 10^{-3}$ (‰) | Jb $\times 10^{-3}$ (‰) |
|-----------|-------|-----------------------------|-----------------------------|-----------------------------|-----------------------------|----------------------------|
| 0.0 | 0.000 | 0.000 | / | / | / | 0 |
| 6.0 | 0.079 | 8 | / | / | / | 30 |
| 11.0 | 0.118 | 15 | / | / | / | 60 |
| 15.5 | 0.204 | 9 | / | 0 | / | 80 |
| 20.0 | 0.263 | 13 | / | 20 | / | 160 |
| 23.5 | 0.309 | 6 | / | 50 | / | 210 |
| 27.0 | 0.355 | 23 | / | 130 | / | 330 |
| 31.0 | 0.408 | 13 | / | 170 | / | 380 |
| 35.0 | 0.461 | 15 | / | 220 | / | 480 |
| 39.5 | 0.520 | 12 | / | 270 | / | 540 |
| 44.0 | 0.579 | 17 | / | 330 | / | 630 |
| 48.0 | 0.632 | 25 | / | 380 | / | 670 |
| 52.0 | 0.686 | 32 | / | 390 | / | 690 |
| 56.5 | 0.743 | 14 | / | 480 | / | 770 |
| 61.0 | 0.803 | 13 | / | 540 | / | 810 |
| 65.0 | 0.855 | 9 | / | 610 | / | 870 |
| 69.0 | 0.908 | 24 | / | 630 | / | 890 |
| 72.5 | 0.954 | 17 | / | 650 | / | 900 |
| 76.0 | 1 | 20 | / | 690 | / | 930 |

Remarque :

Les jauges (Ja2) et (Ja3) sont défectueuses.

***Déformations de l'acier et du béton de la poutre TA2 :**

| P (KN) | P/Pu | Ja1 $\times 10^{-3}$ (‰) | Ja2 $\times 10^{-3}$ (‰) | Ja3 $\times 10^{-3}$ (‰) | Ja4 $\times 10^{-3}$ (‰) | Jb $\times 10^{-3}$ (‰) |
|-----------|-------|-----------------------------|-----------------------------|-----------------------------|-----------------------------|----------------------------|
| 0.0 | 0.000 | / | / | / | / | / |
| 6.0 | 0.059 | / | / | / | / | / |
| 11.0 | 0.109 | / | / | / | / | / |
| 15.5 | 0.154 | / | / | / | / | / |
| 20.0 | 0.198 | / | / | / | / | / |
| 23.5 | 0.233 | / | 10 | / | / | / |
| 27.0 | 0.268 | 0 | 30 | / | 0 | / |
| 31.0 | 0.307 | 40 | 140 | / | 60 | / |
| 35.0 | 0.347 | 50 | 190 | / | 60 | / |
| 39.5 | 0.391 | 70 | 270 | / | 80 | / |
| 44.0 | 0.436 | 80 | 330 | / | 90 | / |
| 48.0 | 0.476 | 90 | 360 | / | 110 | / |
| 52.0 | 0.515 | 100 | 450 | / | 120 | / |
| 56.5 | 0.560 | 90 | 530 | / | 120 | / |
| 61.0 | 0.605 | 100 | 580 | / | 110 | / |
| 65.0 | 0.644 | 80 | 620 | / | 90 | / |
| 69.0 | 0.684 | 70 | 650 | / | 80 | / |
| 72.5 | 0.719 | 80 | 680 | / | 90 | / |
| 76.0 | 0.753 | 110 | 740 | / | 100 | / |
| 80.5 | 0.798 | 100 | 790 | / | 90 | / |
| 85.0 | 0.842 | 120 | 840 | / | 130 | / |
| 88.5 | 0.877 | 80 | 890 | / | 120 | / |
| 100.9 | 1 | / | / | / | / | / |

Remarque :

Les jauges (Ja3) et (Jb) sont défectueuses.

***Déformation de l'acier et du béton de la poutre TA2' :**

| P (KN) | P/Pu | Ja1 $\times 10^{-3}$ (‰) | Ja2 $\times 10^{-3}$ (‰) | Ja3 $\times 10^{-3}$ (‰) | Ja4 $\times 10^{-3}$ (‰) | Jb $\times 10^{-3}$ (‰) |
|-----------|-------|-----------------------------|-----------------------------|-----------------------------|-----------------------------|----------------------------|
| 0.0 | 0.000 | 0 | / | 0 | 0 | / |
| 6.0 | 0.063 | 10 | / | 20 | -10 | / |
| 11.0 | 0.115 | 10 | / | 30 | -40 | / |
| 15.5 | 0.161 | 10 | / | 40 | -10 | / |
| 20.0 | 0.210 | 20 | / | 50 | -30 | / |
| 23.5 | 0.245 | 30 | / | 90 | 10 | 0 |
| 27.0 | 0.281 | 40 | / | 140 | 30 | 20 |
| 31.0 | 0.323 | 40 | / | 190 | 50 | 80 |
| 35.0 | 0.365 | 70 | / | 220 | 60 | 190 |
| 39.5 | 0.411 | 90 | / | 250 | 70 | 200 |
| 44.0 | 0.458 | 80 | / | 280 | 60 | 220 |
| 48.0 | 0.500 | 120 | / | 310 | 70 | 240 |
| 52.0 | 0.542 | 130 | / | 340 | 80 | 260 |
| 56.5 | 0.589 | 110 | / | 350 | 90 | 270 |
| 61.0 | 0.635 | 90 | / | 370 | 100 | 290 |
| 65.0 | 0.677 | 80 | / | 400 | 110 | 300 |
| 69.0 | 0.719 | 90 | / | 430 | 120 | 320 |
| 72.5 | 0.755 | 80 | / | 460 | 130 | 330 |
| 76.0 | 0.792 | 90 | / | 490 | 140 | 360 |
| 80.5 | 0.839 | 100 | / | 520 | 150 | 420 |
| 85.0 | 0.885 | 90 | / | 540 | 160 | 430 |
| 88.5 | 0.922 | 110 | / | 560 | 170 | 480 |
| 96.0 | 1 | 80 | / | / | 180 | 490 |

Remarque :

La jauge (Ja2) est défectueuse.

***Déformation de l'acier et du béton de la poutre TB1 :**

| P (KN) | P/Pu | Ja1 X/10 ³ (‰) | Ja2 X10 ⁻³ (‰) | Ja3 x10 ⁻³ (‰) | Ja4 x10 ⁻³ (‰) | Jb X10 ⁻³ (‰) |
|-----------|-------|------------------------------|------------------------------|------------------------------|------------------------------|-----------------------------|
| 0.0 | 0.000 | / | 0 | 0 | 0 | 0 |
| 6.0 | 0.063 | / | 30 | 30 | 0 | 0 |
| 11.0 | 0.094 | / | 60 | 70 | 10 | 10 |
| 15.5 | 0.161 | / | 90 | 80 | 20 | 30 |
| 20.0 | 0.208 | / | 120 | 130 | 40 | 70 |
| 23.5 | 0.245 | / | 160 | 140 | 80 | 90 |
| 27.0 | 0.281 | / | 210 | 170 | 90 | 100 |
| 31.0 | 0.323 | / | 270 | 190 | 100 | 110 |
| 35.0 | 0.365 | / | 300 | 210 | 80 | 120 |
| 39.5 | 0.415 | / | 340 | 240 | 60 | 140 |
| 44.0 | 0.458 | / | 360 | 250 | 70 | 190 |
| 48.0 | 0.500 | / | 400 | 290 | 80 | 200 |
| 52.0 | 0.542 | / | 420 | 300 | 80 | 220 |
| 56.5 | 0.589 | / | 460 | 320 | 60 | 230 |
| 61.0 | 0.635 | / | 480 | 340 | 80 | 240 |
| 65.0 | 0.677 | / | 540 | 360 | 80 | 250 |
| 69.0 | 0.719 | / | 560 | 370 | 90 | 250 |
| 72.5 | 0.755 | / | 580 | 420 | 90 | 270 |
| 76.0 | 0.792 | / | 600 | 460 | 100 | 280 |
| 80.5 | 0.839 | / | 630 | 480 | 120 | 290 |
| 85.0 | 0.885 | / | 690 | 510 | 180 | 300 |
| 88.5 | 0.922 | / | 710 | 530 | 160 | 310 |
| 92.0 | 0.958 | / | 730 | 550 | 110 | 320 |
| 96.0 | 1 | / | 750 | 570 | 90 | 340 |

Remarque :

La jauge (Ja1) est défectueuse.

***Déformation de l'acier et du béton de la poutre TB2 :**

| P (KN) | P/Pu | Ja1 $\times 10^{-3}$ (‰) | Ja2 $\times 10^{-3}$ (‰) | Ja3 $\times 10^{-3}$ (‰) | Ja4 $\times 10^{-3}$ (‰) | Jb $\times 10^{-3}$ (‰) |
|-----------|-------|-----------------------------|-----------------------------|-----------------------------|-----------------------------|----------------------------|
| 0.0 | 0.000 | / | 0 | / | 0 | 0 |
| 6.0 | 0.068 | / | 20 | / | 20 | 40 |
| 11.0 | 0.124 | / | 30 | / | 40 | 70 |
| 15.5 | 0.175 | / | 70 | / | 50 | 120 |
| 20.0 | 0.226 | / | 140 | 0 | 30 | 130 |
| 23.5 | 0.266 | / | 170 | 110 | 140 | 160 |
| 27.0 | 0.305 | / | 190 | 170 | 50 | 190 |
| 31.0 | 0.350 | / | 230 | 180 | 50 | 210 |
| 35.0 | 0.395 | / | 240 | 220 | 40 | 220 |
| 39.5 | 0.446 | / | 250 | 390 | 60 | 230 |
| 44.0 | 0.497 | / | 260 | 410 | 70 | 250 |
| 48.0 | 0.542 | / | 260 | 450 | 90 | 290 |
| 52.0 | 0.588 | / | 370 | 470 | 60 | 320 |
| 56.5 | 0.638 | / | 420 | 480 | 50 | 360 |
| 61.0 | 0.689 | / | 470 | 490 | 10 | 390 |
| 65.0 | 0.734 | / | 500 | 520 | 30 | 440 |
| 69.0 | 0.780 | / | 540 | 550 | 50 | 480 |
| 72.5 | 0.819 | / | 560 | 590 | 70 | 530 |
| 76.0 | 0.859 | / | 610 | 650 | 20 | 550 |
| 80.5 | 0.910 | / | 630 | 660 | 10 | 590 |
| 85.0 | 0.960 | / | 640 | 670 | 40 | 620 |
| 88.5 | 1 | / | 650 | 680 | 130 | 630 |

Remarque :

La jauge (Ja1) est défectueuse.

***Déformation de l'acier et du béton de la poutre TB2' :**

| P (KN) | P/Pu | Ja1 $\times 10^{-3}(\text{‰})$ | Ja2 $\times 10^{-3}(\text{‰})$ | Ja3 $\times 10^{-3}(\text{‰})$ | Ja4 $\times 10^{-3}(\text{‰})$ | Jb $\times 10^{-3}(\text{‰})$ |
|-----------|-------|-----------------------------------|-----------------------------------|-----------------------------------|-----------------------------------|----------------------------------|
| 0.0 | 0.000 | 0 | / | 0 | 0 | / |
| 6.0 | 0.040 | 50 | / | 40 | 10 | / |
| 11.0 | 0.074 | 60 | / | 50 | 20 | / |
| 15.5 | 0.104 | 70 | / | 70 | 30 | / |
| 20.0 | 0.135 | 60 | / | 100 | 40 | / |
| 27.0 | 0.182 | 70 | / | 130 | 50 | 0 |
| 31.0 | 0.209 | 90 | / | 140 | 60 | 20 |
| 44.0 | 0.297 | 80 | / | 160 | 60 | 90 |
| 48.0 | 0.323 | 70 | / | 170 | 80 | 100 |
| 56.5 | 0.381 | 80 | / | 190 | 80 | 140 |
| 61.0 | 0.411 | 60 | / | 200 | 60 | 170 |
| 69.0 | 0.465 | 90 | / | 240 | 70 | 200 |
| 72.5 | 0.488 | 100 | / | 250 | 80 | 240 |
| 76.0 | 0.512 | 90 | / | 260 | 70 | 280 |
| 80.5 | 0.543 | 90 | / | 270 | 90 | 300 |
| 88.5 | 0.596 | 50 | / | 280 | 70 | 370 |
| 92.0 | 0.620 | 60 | / | 300 | 80 | 420 |
| 100.0 | 0.674 | 60 | / | 320 | 60 | 450 |
| 104.0 | 0.701 | 90 | / | 340 | 50 | 490 |
| 111.5 | 0.752 | 80 | / | 350 | 30 | 530 |
| 115.0 | 0.775 | 70 | / | 360 | 20 | 560 |
| 119.5 | 0.806 | 60 | / | 400 | 40 | 600 |
| 128.5 | 0.866 | 40 | / | 420 | 30 | 770 |
| 148.3 | 1 | 112 | / | 430 | 20 | 820 |

Remarque :

La jauge (Ja2) est défectueuse.

ANNEXE D
RESULTATS D'ESSAIS
SUR BETONS

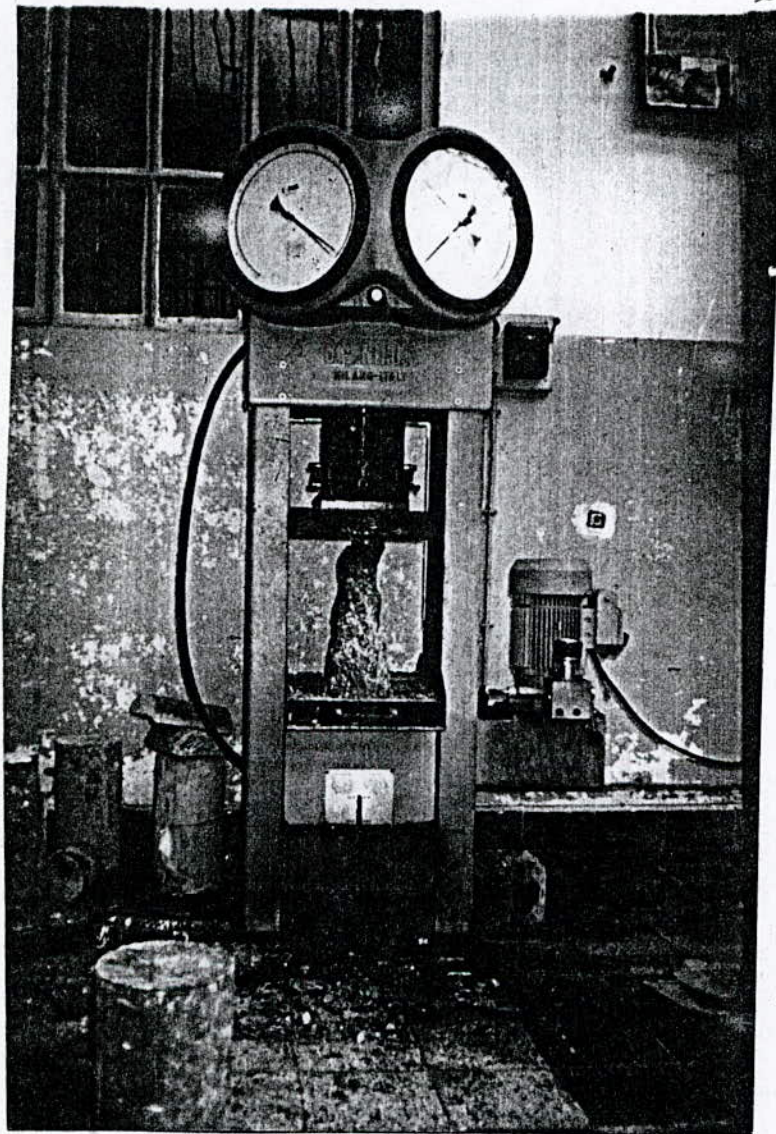
Caractéristiques des bétons mis en œuvre :**1-Béton ordinaire :**

| | | | | | |
|-------------|---|-------|-------|-------|--------|
| Béton frais | Masse volumique (t/m) | 2.394 | | | |
| | Affaissement au cône d'ABRAMS (cm) | 6.5 | | | |
| Béton durci | L'âge du béton (jours) | 3 | 7 | 14 | 28 |
| | Résistance à la compression (Ø16L32) (Mpa) | 11.58 | 17.37 | 22.63 | 29.241 |
| | Résistance à la Traction (Ø8L16),(7*7*28) (Mpa) | 1.295 | 1.690 | 1.957 | 2.350 |

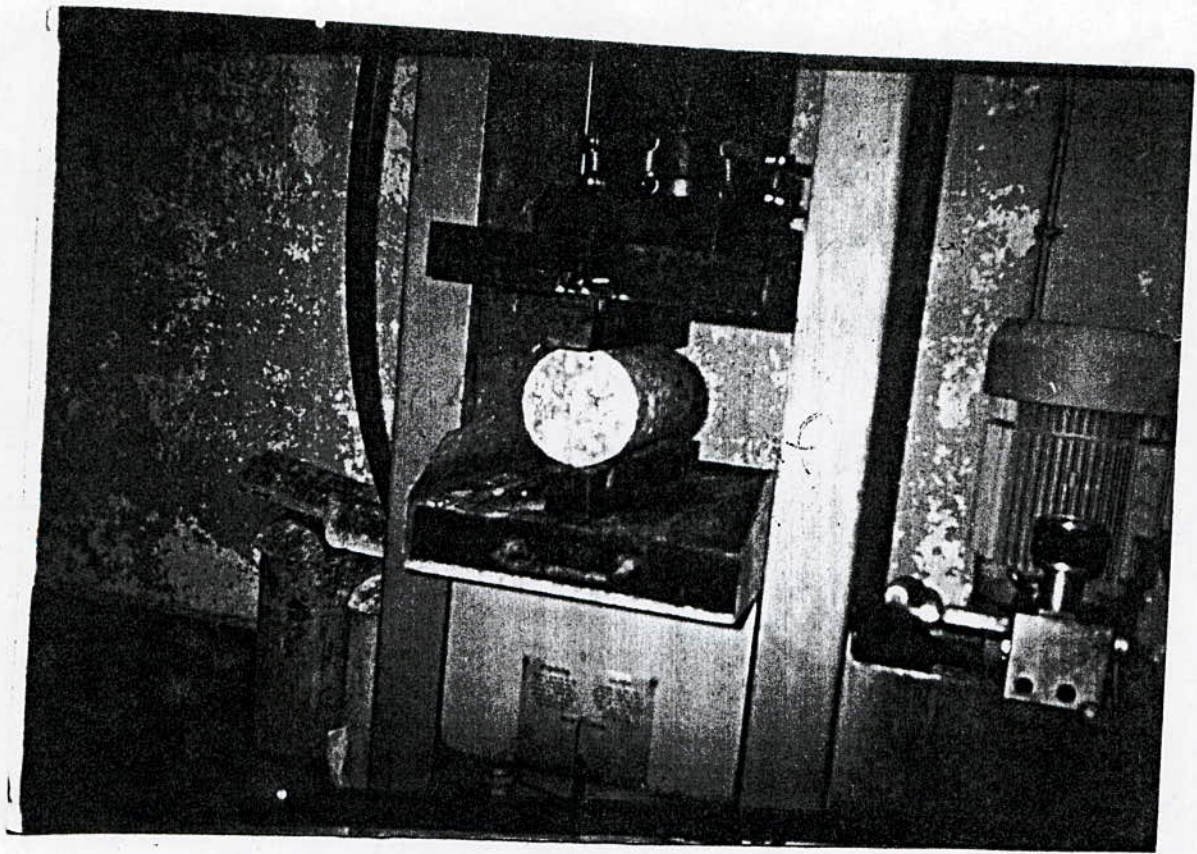
2-Béton à hautes performances :

| | | | | |
|-------------|---|--------|--------|--------|
| Béton frais | Masse volumique (t/m) | 2.483 | | |
| | Affaissement au cône d'ABRAMS (cm) | 9.5 | | |
| Béton durci | L'âge du béton (jours) | 7 | 14 | 28 |
| | Résistance à la compression (Ø16L32) (Mpa) | 30.840 | 44.349 | 52.175 |
| | Résistance à la Traction (Ø8L16),(7*7*28) (Mpa) | 2.450 | 3.260 | 3.600 |

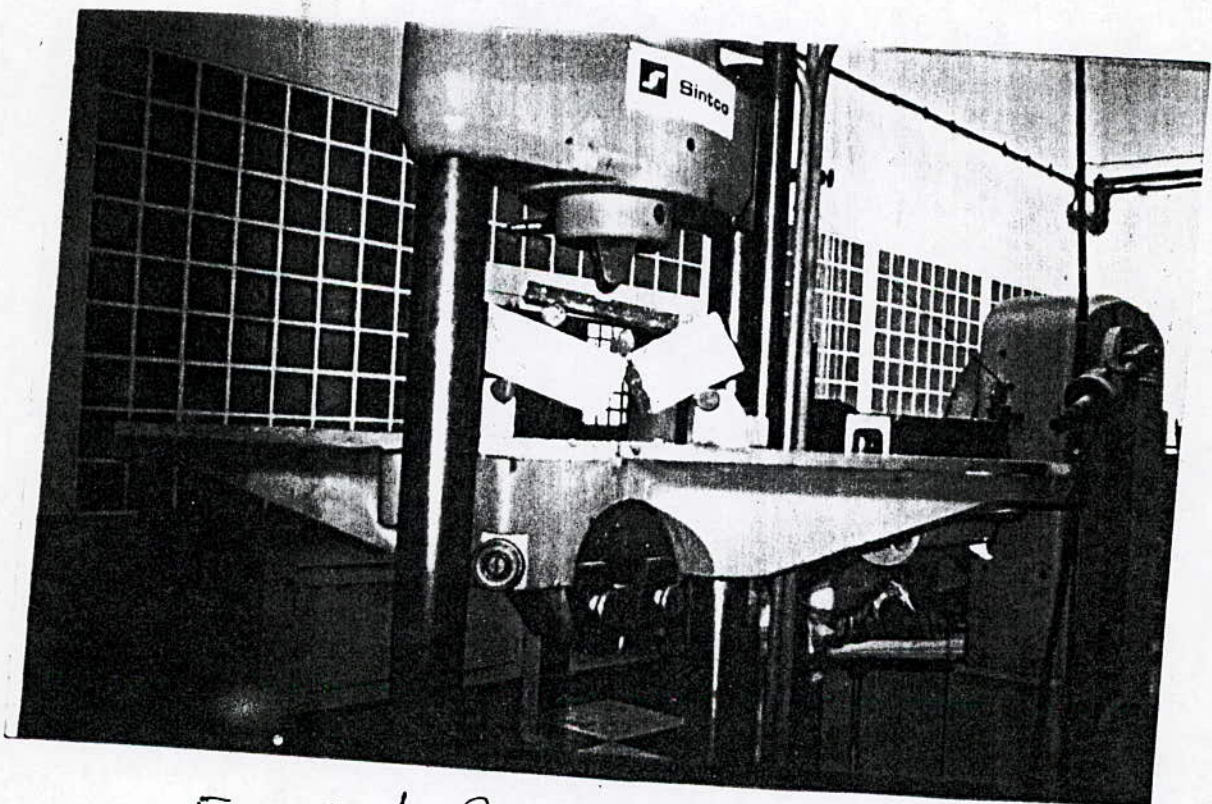
PHOTOGRAPHIE



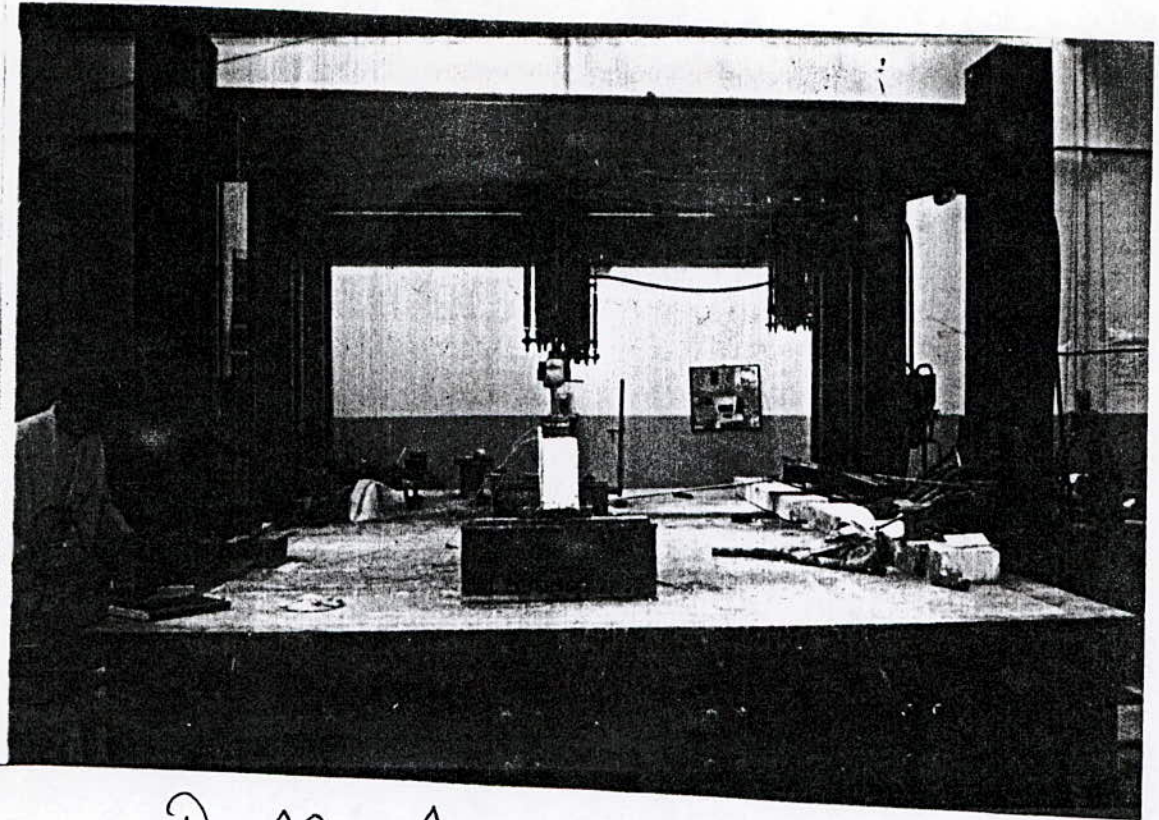
Presse hydraulique



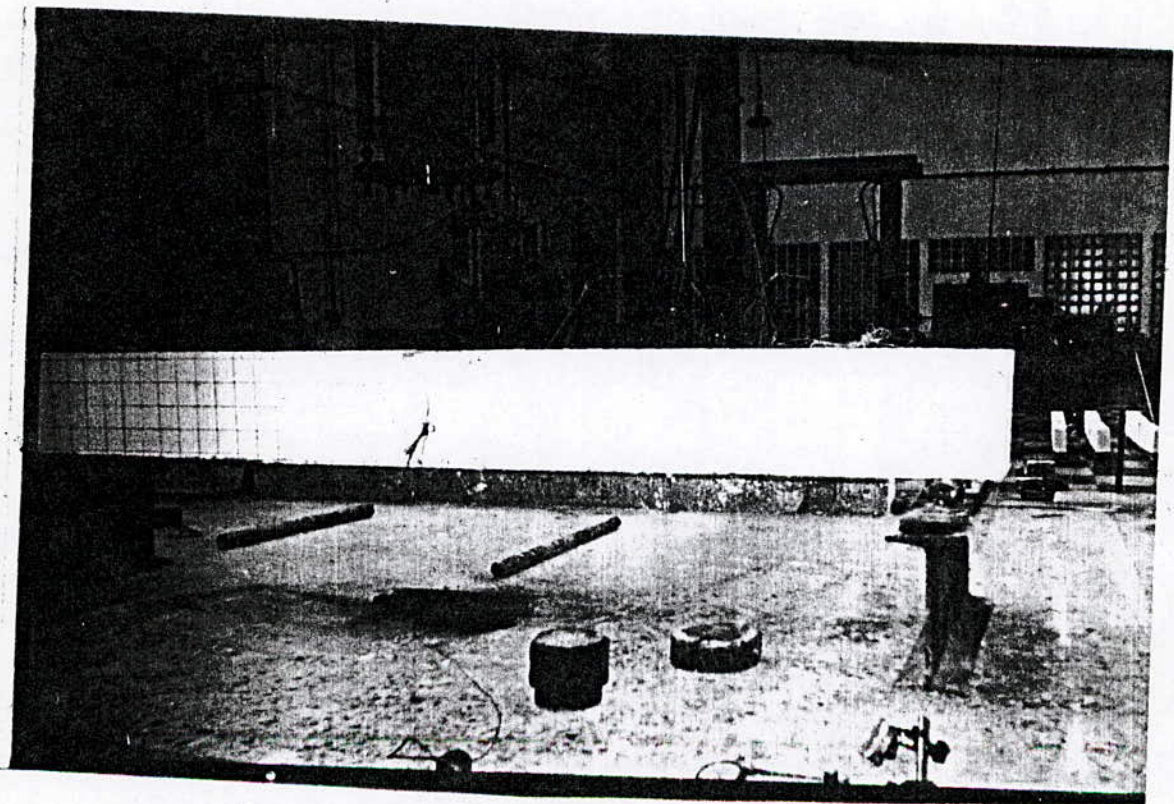
Essai brésilien (traction par fendage)



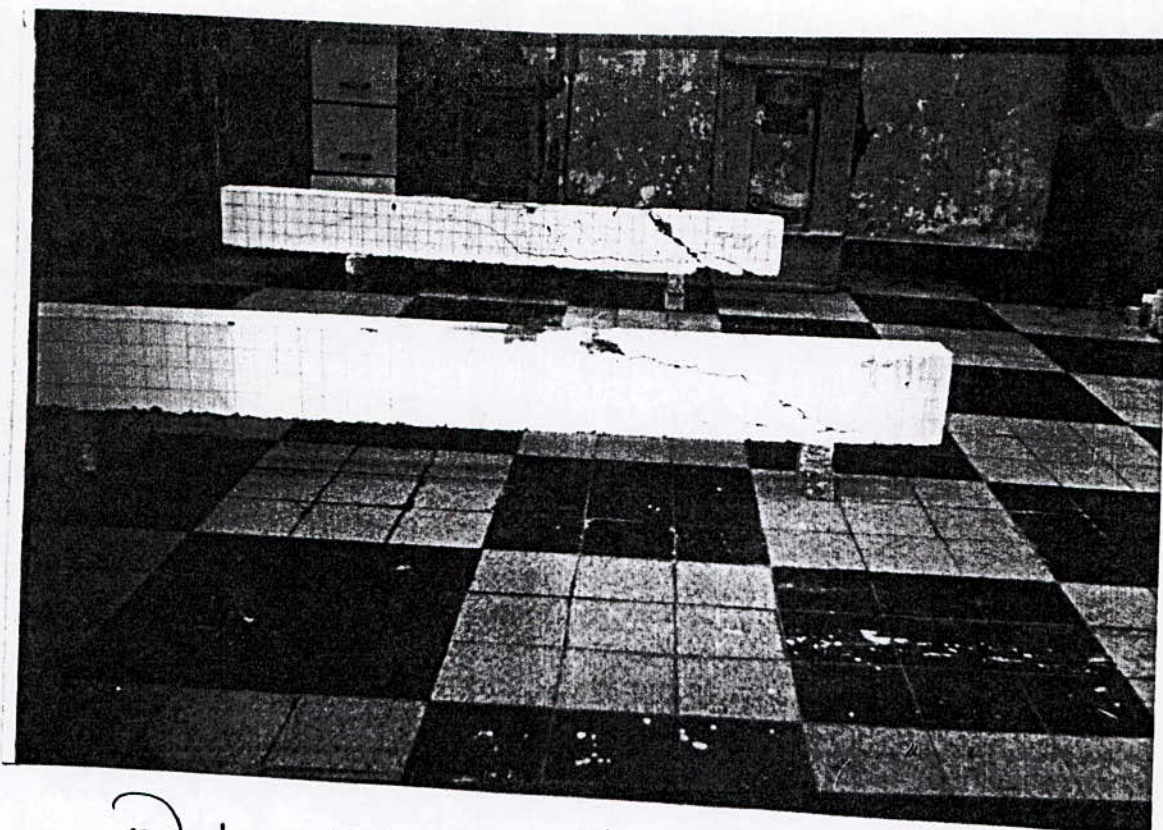
Essai de traction par flexion



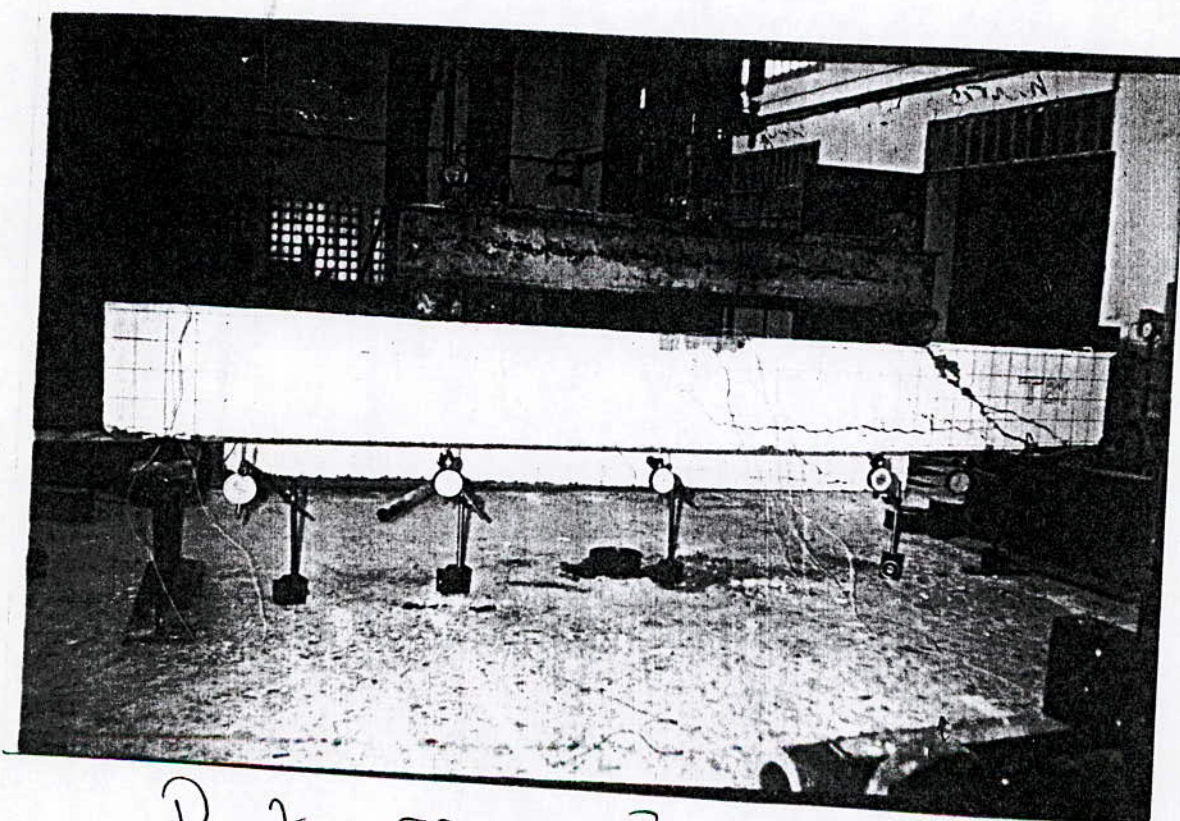
Dalle de compression



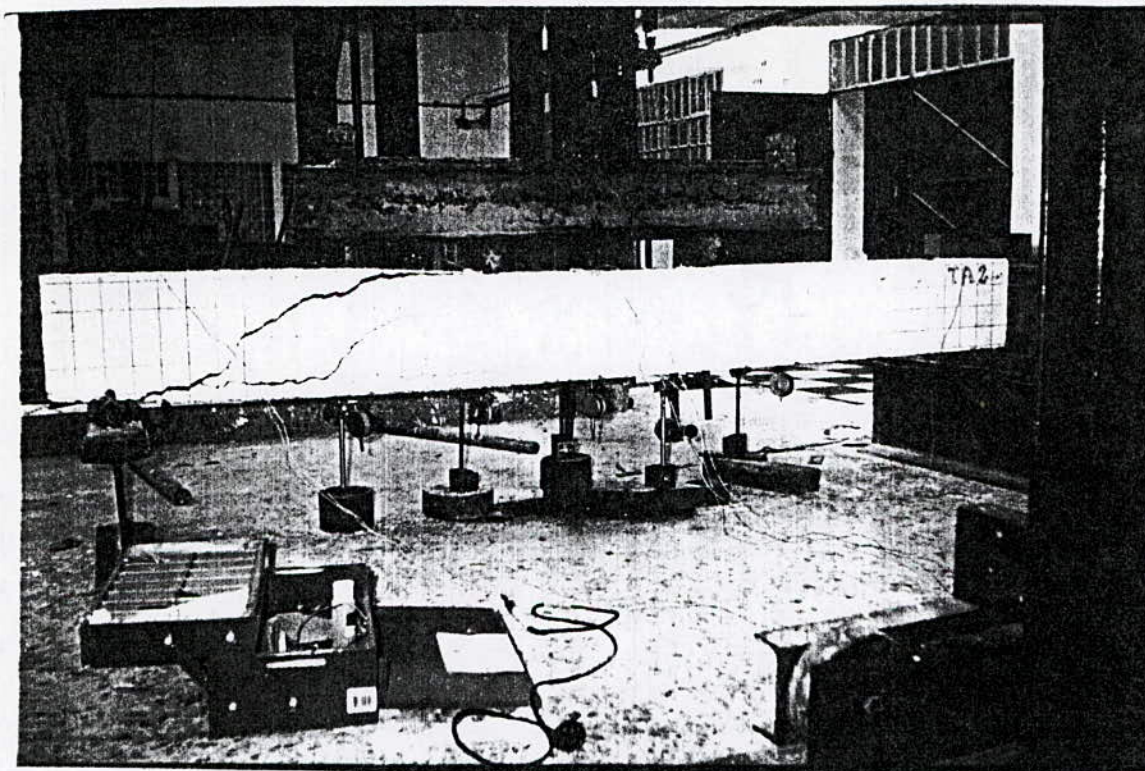
Exemple de poutre avant essai



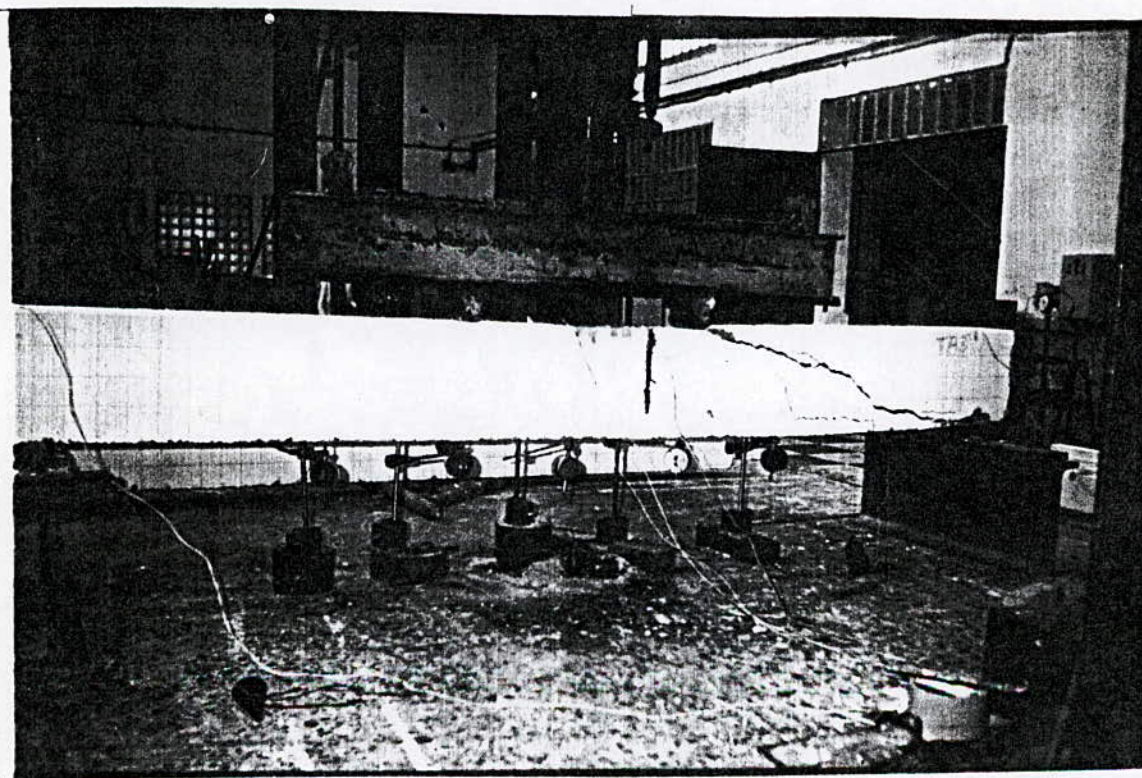
Poutre TA1, après rupture



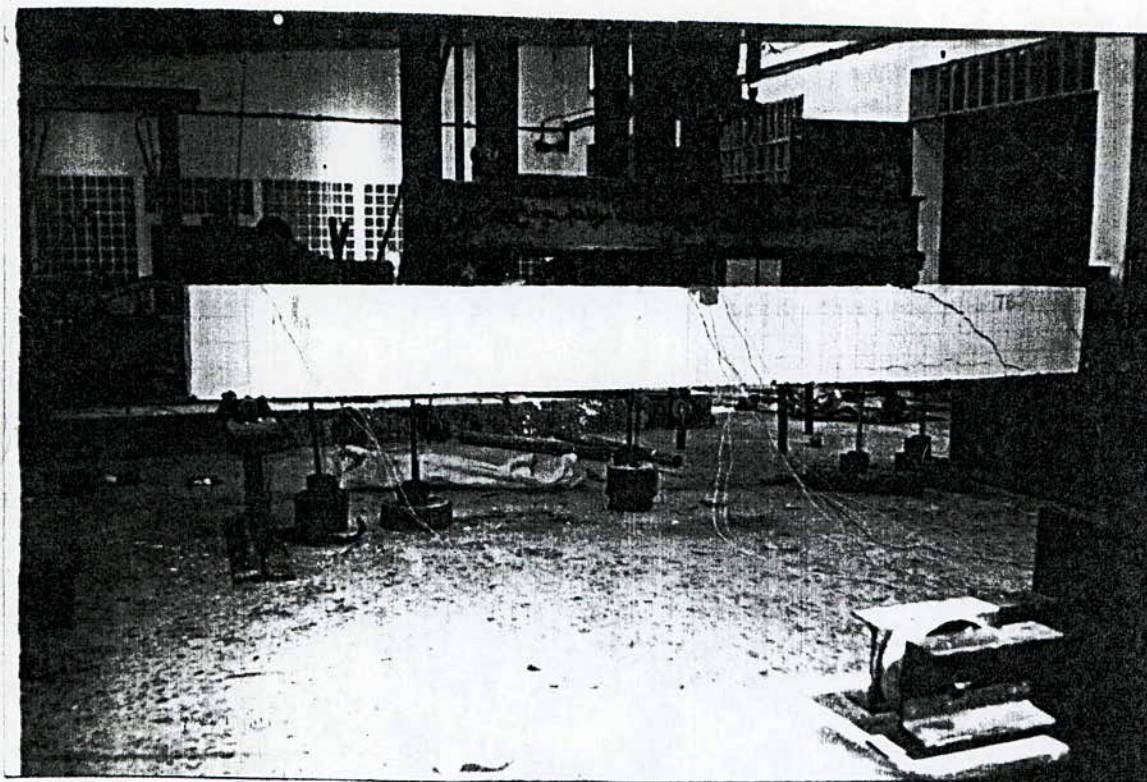
Poutre TB1 après rupture



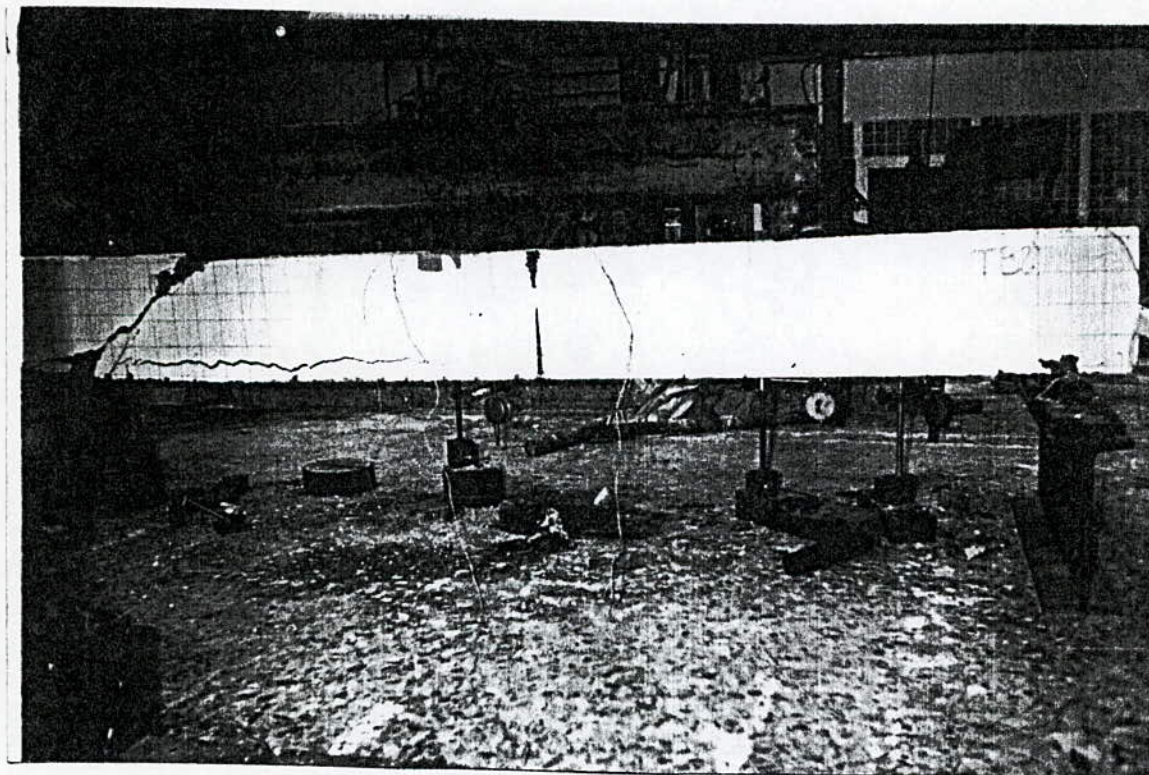
Poutre TA2 après rupture



Poutre TA2' après rupture -



Poutre TB2 après rupture



Poutre TB2' après rupture.

Bibliographie

- [1] ACI COMMITTEE 318. (1989), "*Building code requirement for reinforced concrete*".
ACI, Detroit, MI
- [2] BAUCHE N. (1988), "*Calcul et comportement des poteaux courts aux actions Sismiques*". Thèse de magister. ENP.
- [3] BELAZOUGUI A. (1990), "*Le béton armé aux états limites. Théories et applications*".
O.P.U
- [4] CHABMAUD R. (1967), "*Calcul de béton armé à la rupture*". EYROLLES.
- [5] DE LARRARD F. (1992), "*Déformations libres des BHP*". Presse de L'ENPC.
- [6] DIATTA Y. (1990), "*Lois de compositions des BHP*". INSA Toulouse.
- [7] DREUX G. (1979), "*Nouveau guide de béton*". EYROLLES.
- [8] EL-SCHAMI N. & TOUKAL F. (1994), "*Comportement des poutres en béton armé*".
ENP
- [9] ENPC. (1989), "*Le BHP du matériau à l'ouvrage*". PRESSE DE L'ENPC
- [10] ENPC. (1992), "*Le BHP. Caractéristiques, durabilité, application*". PRESSE DE
L'ENPC.
- [11] FUNTES A. (1982), "*Traité de béton armé*". EYROLLES.
- [12] FUNTES A. (1980), "*Le béton armé après fissuration*". EYROLLES.
- [13] GODYCKI-CWIRKO. (1972), "*Le cisaillement dans le béton armé*". DUNOD.
- [14] ILIMI A. (1998), "*Comportement des poutres en béton armé vis-à-vis du cisaillement*".
ENP.
- [15] MOUGIN. (1994), "*Cours de béton armé*". EDITION BERTI.

ملخص:

إن الغاية من هذا المشروع هي دراسة تأثير نوعية الخرسانة على استجابة الروافد من الخرسانة المسلحة المعرضة لظاهرة القص. في مرحلة أولى نتطرق لأهم طرائق تركيب الخرسانة العادية و الخرسانة ذات النتائج القياسية و كذلك النظرية المتعلقة بظاهرة القص ، وفي مرحلة ثانية قمنا بدراسة مقارنة و تفسير للنتائج التجريبية المحصل عليها بعد تحطيم روافد مكونة من نوعين من الخرسانة ، ذاتية السكون فوق مساند بسيطة و خاضعة لقوتين نقطيتين .

RESUME

L'objectif de ce mémoire est d'étudier l'influence de la qualité du béton sur le comportement de poutres en béton armé, soumises au phénomène de cisaillement.

Dans un premier temps, nous exposerons les principales méthodes de composition des bétons ordinaires et à hautes performances ainsi que la théorie relative au cisaillement. En suite, nous avons entamé une étude comparative et interprété les résultats expérimentaux obtenus après l'écrasement de poutres composées de deux types de béton, simplement appuyées et soumises à deux charges concentrées.

MOTS CLES:

béton - haute performance - charge - résistance - effort tranchant - cisaillement - fissuration - rupture - armature - formulation.

SUMMARY:

The objective of this memory is to study the influence of the quality of the concrete on the behaviour of beams in reinforced concrete, submissive to the phenomenon of shearing.

In a first time, we will expose the main methods of composition of them, plain concrete's and to high performances as well as the relative theory to the shearing. In following, we began a comparative survey and interpreted the experimental results gotten after the bruising of composed beams of two types of concrete, pushed merely and submissive to concentrated two loads.

KEY'S WORDS:

Concrete - high performance - loads - resistance - cutting effort - shear - cracking - failure - frame - formulation.