



HAL
open science

Fissuration des chaussées en béton armé continu au jeune âge

Thierry Lemarignier

► **To cite this version:**

Thierry Lemarignier. Fissuration des chaussées en béton armé continu au jeune âge. Mécanique [physics.med-ph]. Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, 1996. Français. NNT: . tel-00523285

HAL Id: tel-00523285

<https://pastel.hal.science/tel-00523285>

Submitted on 4 Oct 2010

HAL is a multi-disciplinary open access archive for the deposit and dissemination of scientific research documents, whether they are published or not. The documents may come from teaching and research institutions in France or abroad, or from public or private research centers.

L'archive ouverte pluridisciplinaire **HAL**, est destinée au dépôt et à la diffusion de documents scientifiques de niveau recherche, publiés ou non, émanant des établissements d'enseignement et de recherche français ou étrangers, des laboratoires publics ou privés.

NS 20097 (4)



THESE de DOCTORAT
de l' ECOLE NATIONALE DES PONTS ET CHAUSSEES

spécialité : STRUCTURE ET MATERIAUX

Présenté par

LEMARIGNIER Thierry

**Fissuration des chaussées en béton armé continu
au jeune âge**

soutenue le 08 Juillet 1996

devant le jury composé de :

MM	J. BARON	Rapporteur
	A. VERGNE	Rapporteur
	P. ACKER	Examineur
	J. BERTHIER	Examineur
	J. MARZIN	Examineur
	A. LE BON	Invité
	C. TABAILLON	Invité

20



— AVANT PROPOS —

Le présent travail a pu être réalisé grâce à une collaboration entre le Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, Lafarge Ciments, Scetauroute, Chryso, Cofiroute, Materloc, la SAM, Scetauroute, le SETRA, le Syndicat Français de l'Industrie Cimentière (SFIC), Sollac, T.S.S, dans le cadre du Projet national FLORE.

J'adresse toute ma gratitude à Monsieur Jacques MARZIN, Directeur des activités routes, pour la confiance qu'il m'a manifestée en me proposant ce sujet et son soutien durant toutes ces années.

Je tiens à remercier profondément Monsieur Paul ACKER, chef de la division Bétons et Ciments pour ouvrages d'art au L.C.P.C., pour m'avoir dirigé et encouragé en permanence. Qu'il reçoive le témoignage de ma reconnaissance.

J'exprime ma profonde gratitude et ma reconnaissance à Monsieur Francis COCHET, Directeur Etudes & Recherches Lafarge Ciments, pour m'avoir accueilli au sein de son équipe dans l'établissement de Viviers. Qu'à travers lui soit remercié l'ensemble des personnes de Viviers.

Je me dois de rendre hommage à Monsieur Frédéric DE FLORENNE, technicien de Lafarge Ciments Viviers pour son aide lors la partie expérimentale sur le Banc.

Je dois souligner l'efficacité du concours de Messieurs Claude BOULAY, ingénieur, et Fabrice LE MAOU, technicien supérieur dans la division bétons et ciments au LCPC pour leur assistance technique dans mon travail et leur compétence, dont ils m'ont fait bénéficier lors de mes travaux au LCPC. Ma reconnaissance et mon amitié leur sont assurées.

Je puis également associer à mes remerciements Messieurs DERKX, LAFFON, qui m'ont aidé dans la définition du banc expérimental.

Que Monsieur J. BERTHIER, Président du BCEOM, soit particulièrement remercié pour m'avoir fait l'honneur de bien vouloir présider le jury de cette thèse.

Je remercie Messieurs J. BARON, Directeur de l'ATILH, A. VERGNE, Professeur à l'université BLAISE PASCAL pour m'avoir fait le plaisir d'être rapporteur et membre du jury, et Messieurs TABAILLON, Directeur Technique TSS, A. LE BON, Responsable Développements Métallurgiques SOLLAC pour avoir accepté de participer au jury.

Pour avoir suivi la progression de cette étude avec efficacité, pour l'aide précieuse, critique et bienveillante qu'ils m'ont toujours prodiguée, mes remerciements vont aussi à :

Monsieur ABDO	SFIC ;
Monsieur GEORGES	COFIROUTE ;
Madame GOUX	SETRA ;
Monsieur GUERIN	consultant SOLLAC ;
Monsieur LEBON	SOLLAC ;
Monsieur LECHEMENIA	SAM ;
Monsieur MARTIN	IREX ;
Monsieur MENAUT	SETRA ;
Monsieur NISSOUX	LCPC ;
Monsieur PAREY	SCETAURROUTE ;
Monsieur REMILLON	MATERLOC ;
Monsieur TABAILLON	T.S.S.

pour leur participation aux réunions d'avancement de ce projet FLORE.

Enfin, je n'oublie pas de remercier les personnes qui me sont les plus chères : ma femme, mes parents et beaux-parents.

Résumé

Cette étude a pour but de contribuer à une meilleure connaissance du comportement mécanique des chaussées en béton armé continu vis-à-vis de la fissuration.

Après avoir effectué des rappels sur le béton, une analyse de la liaison mécanique entre le béton et l'acier, on présente comment les problèmes de contact peuvent être traités par la méthode des éléments finis.

Une amélioration des essais d'adhérence nous a permis de pratiquer un nouveau test : l'essai ABA. Les résultats tirés de cette étude expérimentale ont permis de caler les paramètres intervenant dans la modélisation numérique de l'interface acier-béton.

Pour mieux comprendre l'origine de la fissuration, un dispositif et un processus expérimental ont été mis au point pour permettre de simuler, en laboratoire, sur des essais en vraie grandeur, ce type de comportement.

Il a permis de mettre en évidence les déformations thermiques au jeune âge durant la prise du béton.

On a montré l'importance de l'épaisseur de béton et du taux d'acier, l'importance de la nature de la liaison entre la dalle et son support, et, pour le schéma de fissuration, l'influence du type d'armature (HA ou Flexarm).

En outre, le développement des caractéristiques mécaniques et de l'évolution du retrait libre ont été précisés à partir d'éprouvettes témoins.

Pour finir, une comparaison des résultats obtenus avec ceux donnés par le modèle numérique est menée.

Mots clés :

Structures - Comportement mécanique - Composition du béton (optimisation) - Retrait libre - Sollicitations - Traction directe - Essai d'adhérence - Essai en retrait contrôlé - Béton armé - Rupture - Modélisation numérique

ABSTRACT

The present study will contribute to understanding of mechanical behavior of steel-reinforced-concrete based pavements vs. microcracking.

Based upon the knowledge of concrete and the griping between concrete and steel, contact problems are investigated according to the finite-element method.

The griping experiments allow us to achieve a new test : the ABA test. The present results account for accurate parameters involved in the numerical model for steel-concrete interface law.

For a better understanding of cracking origins, an experimental device and original process were perfected to simulate this kind of behavior in life-size in laboratory.

It brings to therefore some thermal strains at earlier stage during concrete setting.

Otherwise the following points were shown :

- the importance of concrete section or steel content
- the importance of the friction between the slab and the holder
- the influence of the kind of framework used on the craking development.

Furthermore, development of mechanical characteristics and free shrinkage were determined on references.

And, a comparison was undertaken between experimental and calculated results.

Keywords :

Mechanical behaviour - concrete mix-design (optimization) - Free shrinkage - Tensile griping test - controlled shrinkage test - Strength reinforced concrete - Failure - Numerical Model

TABLE DES MATIERES

Introduction et but de la recherche	1
---	---

Première partie

LE BETON ET LE BETON-ARME ADHERENCE ET FISSURATION -ANALYSE BIBLIOGRAPHIQUE-

CHAPITRE I Le béton à l'état frais

I. Définition des constituants	6
I.1. Le Ciment	6
I.2. L'eau	10
I.3. Les granulats	10
I.4. Les adjuvants	11
II. Les origines du comportement mécanique du béton	13
II.1. Les mécanismes de base	13
II.2. Les conséquences de l'hydratation	14
III. étude de la formulation du béton "FLORE"	15
III.1. Détermination des constituants	15
III.2. Caractéristiques du béton	18

CHAPITRE II Le béton-armé-Adhérence et Fissuration

I. Définitions	20
I.1. Notion d'ancrage	20
I.2. Analyse de l'adhérence	21
II. Equations analytiques du problème d'adhérence	24
II.1. Les équations	24
II.2. Détermination expérimentale de la loi d'interface	25
III. Résolution de l'équation d'interface	26
III.1. Loi d'interface fonction de l'abscisse x	26
III.2. Loi d'interface fonction du glissement U	27
III.3. Loi d'interface constante	28
IV. Prise en compte du confinement σ_n	29

CHAPITRE III Traitement des problèmes de contact

Introduction	31
I. Formulation des éléments de contact	31
I.1. Elément de liaison	31
I.2. Elément de contact	32
I.3. "Bond zone element"	35
I.4. Cas de l'adhérence parfaite	36
II. Le progiciel César LCPC	36

Deuxième partie

DEVELOPPEMENT D'UN MODELE NUMERIQUE D'INTERFACE ACIER - BETON APPLICATION A UNE STRUCTURE EN B.A.C.

CHAPITRE I Présentation des essais d'adhérence béton acier

INTRODUCTION : Pull out test ou essai ABA ?.....	39
I. Description des essais ABA	40
I.1. Dispositif expérimental.....	40
I.2. Caractéristiques des matériaux	44
II. Résultats des essais d'adhérence.....	46
II.1. Comportement global.....	46
II.1.1. Série N°1.....	46
II.1.2. Série N°2.....	50
II.1.3. Série N°3.....	66
II.1.3. Série N°4.....	68
II.2. Analyse des résultats	74
III. Solution analytique à l'essai d'adhérence ABA.....	75
IV. Conclusion.....	78

CHAPITRE II Modélisation numérique des essais d'adhérence

I. Discrétisation de la structure.....	79
I.1. Liaison acier-béton.....	80
I.2. Détermination du retrait.....	81
II. Paramètre du modèle.....	81
III. Application numérique.....	82
III.1. Premier modèle simulé.....	82
II.2. Second modèle simulé.....	89
III. Influence de la taille du maillage.....	90

CHAPITRE III Méthodes de calcul des chaussées en béton

I. Analyse de Vetter	93
II. Solution de Vetter.....	98
III. Modélisation des effets du retrait sur les structures en BAC.....	103
III.1. Vérification de la solution de Vetter.....	104
III.2. Application à un premier problème particulier de fissuration	108

Troisième partie

ETUDE EXPERIMENTALE -APPLICATION NUMERIQUE-

CHAPITRE I PRESENTATION DU DISPOSITIF EXPERIMENTAL

Introduction	117
I. Etude paramétrique.....	119
I.1. Mesure du retrait libre.....	119
I.2. Mesure du Coefficient de Dilatation Thermique (CDT)	119
I.3. Critère de rupture.....	120
I.4. Résistance en compression - mesure du module d'Young.....	120
II. Essais en déplacement empêché du Béton Armé.....	121
II.1. Objectif.....	121
II.2. Comprendre le mécanisme.....	122
II.3. Choix du corps d'épreuve.....	126
II.4. Le matériel.....	127
II.5. Fabrication des éprouvettes.....	137
II.6. Déroulement de l'essai.....	138
II.7. Programme d'étude.....	140

CHAPITRE II RESULTATS ET ANALYSE DE L'ETUDE PARAMETRIQUE

Présentation.....	141
I. Influence du dosage en eau.....	143
II. Influence du dosage en ciment.....	144
III. Influence du G/S.....	145
IV. Influence d'un adjuvant.....	146
V. Influence du dosage en entraîneur d'air.....	147
VI. Influence de l'hydrométrie ambiante.....	148
VII. Influence du C3A.....	148
VIII. Influence de la classe du ciment (origine Lafarge).....	149
IX. Influence de la classe du ciment (origine Boussens).....	150
X. Influence d'un filler.....	151
XI. Influence des granulats.....	152
XII. Résumé.....	152

CHAPITRE III RESULTATS EXPERIMENTAUX SUR LE BANC

I. Méthode expérimentale.....	153
II. Les variations dimensionnelles libres du béton FLORE.....	153
III. Etude des déformations contrôlées dans le banc.....	156
III.1. Retrait empêché : cas d'une dalle de 350 mm de hauteur.....	157
III.2. Retrait contrôlé : dalle de 20 cm avec une armature ronde.....	165
III.3. Retrait contrôlé : dalle de 16 cm avec un flexarm.....	174
III.5. Retrait contrôlé : dalle de 193 mm non armé sur un géotextile composite.....	192
III.6. Retrait contrôlé : dalle de 20 cm non armé sur un béton maigre.....	197

CHAPITRE IV **Modélisation numérique des essais sur le banc**

I. Discrétisation de la structure.....	203
I.1. Discrétisation de la structure en 2-D.....	203
I.2. Discrétisation de la structure en 3-D.....	206
II. Application numérique.....	208
II.1. Calcul en 2-D.....	208
II.2. Calcul en 3-D.....	224
II.3. Conclusion des calculs numériques.....	239

Conclusion	241
-------------------------	-----

BIBLIOGRAPHIE	244
----------------------------	-----

ANNEXES	250
----------------------	-----

- Annexe A : Fiche d'identification du sable et des granulats.....	1
- Annexe B : Fiche d'identification des ciments utilisés.....	4
- Annexe C : Formule témoin (méthode et essai).....	12
- Annexe D : Notations et définitions.....	21
- Annexe E : Béton Haute Performance utilisé pour la réalisation du banc.....	24
- Annexe F : Etude paramétrique - Résultats expérimentaux.....	27
- Annexe G : Autres essais d'adhérence sur armatures Flexarm.....	49
- Annexe H : Notions d'extensométrie.....	59
- Annexe I : Traction simple - Fissuration.....	74

Introduction

[5], [78]

Comme la surface du béton est soumise à des variations de température et d'hygrométrie, les chaussées en béton se fissurent au jeune âge, même en l'absence de trafic. Le pas des fissures transversales sera fonction de la résistance à la traction du matériau, de son adhérence au sol, de son épaisseur et, dans le cas du béton armé, du taux d'armature.

On cherche à éviter une fissuration anarchique en la guidant au moyen d'amorces de rupture, amorces qui peuvent être réalisées soit par sciage transversal et longitudinal (les joints sont obturés au moyen d'un produit d'étanchéité adhérent au béton), soit par toute autre méthode de moulage dans le béton frais (on crée ainsi des dalles).

Ces joints sont la cause de nombreux problèmes de confort et ont conduit à toute une série de problèmes. Le développement de la technique du béton armé continu (B.A.C.) a pour origine la suppression des joints sciés.

La philosophie du béton armé continu n'est pas de chercher à éviter les fissures (aucun ferrailage ne peut empêcher la fissuration de retrait), mais de limiter leur ouverture.

Dans ce type de chaussées, les joints de dilatation sont remplacés par un système de fissures fines. Leur faible ouverture permet aussi de réduire les éventuels risques de corrosion, notamment ceux liés aux sels de déverglaçage. L'expérience acquise aujourd'hui montre que, par un choix judicieux du pourcentage des armatures, les fissures restent bien fermées et on assure une distribution relativement homogène de celles-ci. Aujourd'hui, un certain nombre de tronçons en B.A.C. ont un âge respectable (30 ans environ).

[4], [78]

Un béton armé continu est caractérisé par son schéma de fissuration, dont les deux paramètres principaux sont, si l'on appelle "pas" la distance entre deux fissures consécutives :

- la valeur moyenne du pas
- les paramètres de la distribution statistique du pas, à savoir :
 - l'étendue, écart entre les valeurs minimales et maximales
 - l'écart type de la distribution de ces valeurs.

On obtient un schéma de fissuration optimal au moyen d'une armature longitudinale. La fissuration se propage sous l'effet des conditions de retrait, hygrométrique et thermique. La durabilité structurale et fonctionnelle de la chaussée n'est assurée que si, à basse température, ces fissures s'ouvrent peu, ce qui suppose que l'espacement entre les fissures soit faible et peu dispersé.

Pour des raisons économiques, le pourcentage d'armatures longitudinales est limité. On emploie des aciers à haute limite élastique et de caractéristiques d'adhérence élevées. La tension T_M mobilisée dans une armature lors de l'ouverture d'une fissure doit toujours être inférieure à la résistance élastique R_e de l'acier [4].

$$T_M = (\text{Section de l'armature}) \times (\text{Limite élastique de l'acier de cette armature})$$

On souhaite avoir le schéma de fissuration le plus régulier, avec un nombre maximal de fissures dans la gamme des distances de 0,8 m à 3 m et un nombre minimal de concentrations locales de fissures proches dans la gamme des distances de 0,2 m à 0,5 m, avec des ouvertures qui ne dépasse pas 0,5 mm, valeur qui est considérée comme non nocive pour un B.A.C.

Le comportement d'un béton armé continu est considéré par les professionnels comme satisfaisant si :

- le pas moyen est d'environ 1 m
- la distance minimale est supérieure à 0,40 m
- la distance maximale est inférieure à 4 m

Dans certains cas, la distance entre deux fissures transversales successives est trop faible, ce qui risque d'engendrer des ruptures en flexion transversale.

Lorsque les fissures sont plus fines, les épaufrures éventuelles des lèvres de la fissure sont moins fréquentes.

Les barres longitudinales sont espacées, couramment d'une distance de 15 cm, pour permettre le bon écoulement du béton au travers de la nappe d'acier et une distribution homogène de l'armature.

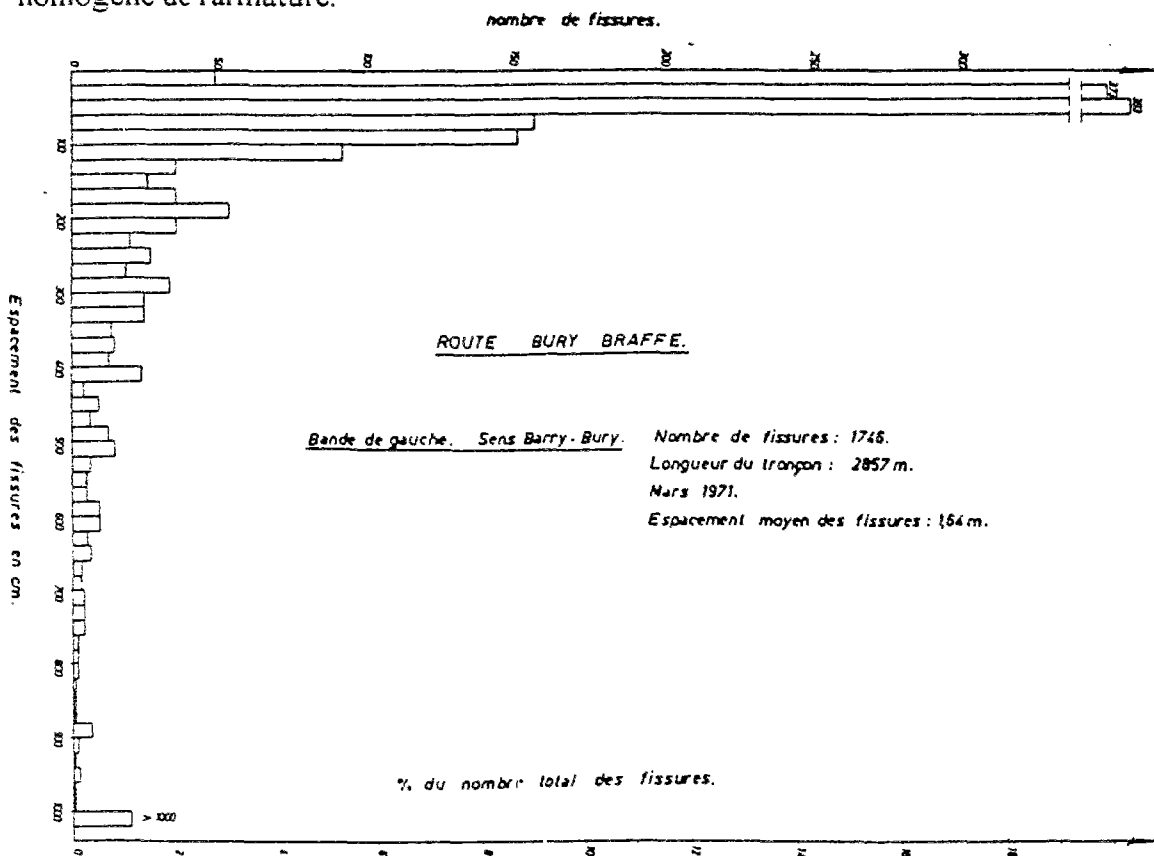


Figure 1 : Histogramme de répartition des fissures [72]

Pour les chaussées en B.A.C., on utilise des bétons analogues aux bétons routiers non armés, dont la résistance est fixée par la norme selon la classe du béton. Les bétons les plus utilisés ont une résistance en traction par flexion à 28 jours comprise entre 5 MPa et

5,5 MPa, ce qui correspond à une résistance en traction pure à 28 jours, R_t , de l'ordre de 2,6 MPa.

Le béton de type routier est aussi caractérisé par :

- un retrait hydrique total voisin de $3 \cdot 10^{-4}$, dont environ $2 \cdot 10^{-4}$ à 28 jours
- un module d'élasticité compris entre 35 000 et 40 000 MPa
- un coefficient de dilatation thermique (CDT) qui dépend essentiellement de la nature minéralogique des granulats :
 - granulats siliceux : 11 à $14 \cdot 10^{-6}$ par degré
 - granulats calcaires : 8 à $12 \cdot 10^{-6}$ par degré.

Le taux des armatures longitudinales (rapport entre la surface totale des sections droites des armatures et celle du béton) est fixé à 0,67 %. Lorsque l'acier désigné, le FeE 400 (limite élastique 400 MPa, allongement à la rupture > 20 % avec striction), atteint sa limite élastique, ce taux correspond à un effort dans le béton égal à la résistance de celui-ci en traction pure :

$$\frac{0,67}{100} \times 400 \text{ MPa} = 2,68 \text{ MPa} \approx R_t$$

Le module d'élasticité des aciers est pris égal à 210 000 MPa, leur coefficient de dilatation thermique est pris conventionnellement égal à $12 \cdot 10^{-6}$ par degré.

On utilise des barres rondes crantées, de 16 mm de diamètre, placées à 9 cm sous la couche de roulement (à mi hauteur) et espacées de 15 cm.

Pour les premières applications, l'acier utilisé était du FeE 400, puis il a été remplacé par du FeE 500 (limite élastique égale à 500 MPa, allongement à la rupture > 15 % avec striction) plus performant.

Par la suite, les armatures employées pour la réalisation du béton armé continu ont évolué. La mise au point du Flexarm, ruban d'acier cranté de haute limite d'élasticité, commercialisé par Sollac, a permis de simplifier les moyens de mise en oeuvre. Le Flexarm a valu à ses auteurs le prix de l'innovation. L'utilisation de ce ruban cranté permet d'enrouler les armatures et facilite une dépose en continu sur des longueurs importantes, ce qui n'est pas possible avec des ronds de diamètre compris entre 12 et 16 mm. De plus, pour l'adhérence, la géométrie du ruban cranté est favorable, parce qu'elle augmente le rapport surface/volume.

La meilleure limite élastique du Flexarm permet également de réduire le taux d'acier. Pour améliorer encore l'adhérence avec le béton, le "Flexarm +" [1] a par la suite été développé, et sa limite élastique est portée à 800 MPa. Cette limite est très proche de la résistance à rupture, mais sans que celle-ci ne soit de type fragile (allongement à la rupture de 4 à 5 % sans striction).

Les données qui résultent des contrôles montrent la variabilité de certains paramètres déterminants, et notamment :

- la température ambiante lors de la mise en oeuvre
- l'épaisseur de la dalle, qui peut atteindre + 20% par rapport à l'épaisseur minimale imposée
- les caractéristiques mécaniques du béton
- les conditions d'interface et de liaison avec le support (changement de rugosité, du module du béton...). Les liaisons aux interfaces jouent un rôle important vis à vis de la transmission des efforts.

Les fluctuations de la température ambiante produisent dans la chaussée une variation de température selon la profondeur qui n'est pas linéaire. Les variations de la température moyenne θ_m de la dalle entraînent des déplacements dans son plan moyen. Sous l'action de la température extérieure, toutes les parties de la dalle de béton ne prennent pas la même température.

Avant fissuration, la géométrie d'une chaussée la met en conditions de déformation empêchée et toute variation de température se traduit par une contrainte. Après fissuration, ce sont plutôt les zones froides empêchent la dilatation des zones chaudes.

Dans ce contexte, le but de notre étude est de contribuer à mieux connaître le comportement du béton armé continu.

La première partie est consacrée à une étude bibliographique dans laquelle on présente des rappels :

- sur le béton (définition des constituants, origines du comportement mécanique)
- sur l'adhérence du béton

Après avoir défini les équations analytiques du problème d'adhérence, on présente une solution pour traiter ces problèmes de contact. Celle-ci est développée dans le logiciel CESAR LCPC.

La deuxième partie traite du développement d'un modèle numérique d'interface acier-béton. On présente des nouveaux essais d'adhérence et, à partir de cette étude expérimentale, on formule tout d'abord une modélisation numérique de ces résultats, puis on procède à une application permettant de simuler les effets du retrait sur les structures en béton armé continu.

Dans la troisième partie, la réalisation et l'expérimentation d'une structure d'essai de dalle en béton armé dont on contrôle le retrait, construite spécialement pour cette étude sont décrites. Plusieurs types de liaisons B.A.C.-substratum ont été simulées. On fait également varier la nature de la liaison béton-acier en utilisant différents types d'armature. On étudie aussi l'influence du taux de ferrailage.

L'analyse de ces résultats expérimentaux permet de caractériser l'influence de chacun des paramètres. Une modélisation numérique de ces essais en vraie grandeur est développée. Aussi, pour ne pas multiplier les essais expérimentaux sur le banc en retrait contrôlé, on réalise une étude paramétrique qui a pour objet de mieux comprendre le comportement des chaussées en béton du point de vue de la fissuration au jeune âge.

***** Première partie *****

**LE BETON ET LE BETON-ARME
ADHERENCE ET FISSURATION**

-ANALYSE BIBLIOGRAPHIQUE-

I. Définition des constituants

Le béton est un mélange de plusieurs constituants : ciment, eau, granulats (gravillons + sable), et souvent des adjuvants. Mélangé à l'eau, le ciment constitue un liant qui enrobe les granulats (Figure 1).

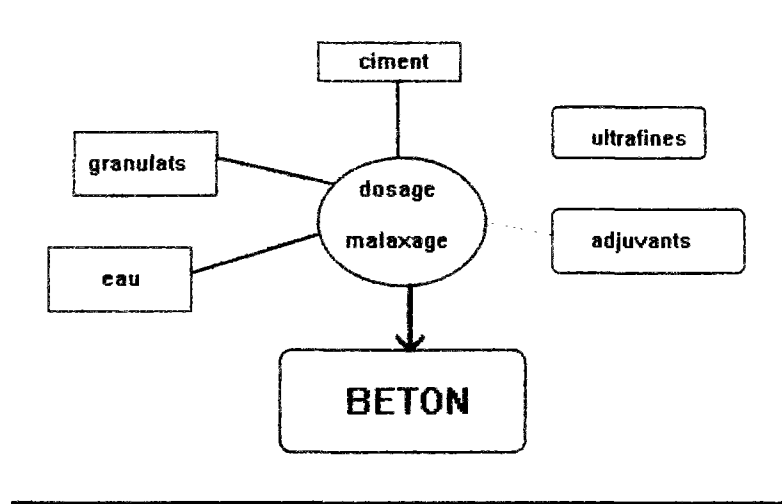


Figure 1 : Obtention du béton

I.1. Le Ciment

[6], [77]

Les ciments, selon des normes, sont classés en fonction de leur composition et de leur classe de résistance mécanique.

Ce sont des poudres fines obtenues par la cuisson à haute température et le broyage d'éléments minéraux (des calcaires, des argiles). Ces sels minéraux anhydres instables du ciment constituent un liant hydraulique, c'est-à-dire une poudre qui, en présence d'eau, donne des hydrates qui précipitent et constituent une structure mécaniquement résistante.

Le broyage a une incidence sur la cinétique de prise du ciment. Plus la surface spécifique Blaine (SSB) est élevée, plus l'hydratation sera rapide.

Définition : Le terme "hydraulique", à l'origine, signifie "capable de faire prise sous l'eau". Par opposition, on emploie le terme de chaux aérienne pour les chaux qui ne peuvent pas faire prise sous l'eau.

I.1.1. Composition du Clinker

[6], [77]

Le ciment Portland résulte du broyage du clinker et du gypse (Figure 2). Le clinker est une roche artificielle élaborée dans les fours à ciment par cuisson à haute température (1450 °C). Les produits de départ sont le carbonate de calcium (80 %) et l'argile (20 %).

L'analyse chimique d'un clinker de ciment Portland donne en moyenne les teneurs massiques suivantes :

SiO ₂	:	19 - 25 %
Al ₂ O ₃	:	2 - 9 %
CaO	:	62 - 67 %
Fe ₂ O ₃	:	1 - 5 %
MgO	:	0 - 3 %
SO ₃	:	1 - 3 %
K ₂ O	:	0,6 % (pour les CPA)
Na ₂ O	:	0,2 % (pour les CPA)

A haute température, les éléments chimiques se recombinent dans le clinker pour donner un mélange de silicates de calcium (silicate tricalcique qui représente 60 à 65 % du clinker), de silicate bicalcique (20%), d'aluminates de calcium (10 %).

La chaux nécessaire est apportée par des roches carbonatées, l'alumine, la silice, et l'oxyde de fer par des argiles. Les proportions sont de l'ordre de 80% de calcaire et 20% d'argile.

Les grains de calcaire et d'argile sont mélangés et broyés pour donner le "cru". Celui-ci subit une cuisson dissociant ainsi le carbonate de calcium.

La combinaison de la chaux avec l'argile permet d'obtenir les silicates tri et bicalciques, l'aluminate de chaux et l'alumino-ferrite de chaux : C₃S, C₂S, C₃A, C₄AF.

Le clinker est brusquement refroidi à sa sortie du four puis finement broyé.

L'ajout de gypse permet de régulariser la prise au moment de l'hydratation du ciment (Il ralentit l'hydratation du C₃A et évite le phénomène de prise rapide). On obtient ainsi le ciment Portland artificiel (CPA). Le CPA contient au moins 97 % de clinker, le reste pouvant être du filler. En additionnant d'autres constituants comme les laitiers de haut fourneau, des cendres volantes ou des fillers, on constitue le ciment portland composé (CPJ), contenant un minimum de 65% de clinker.

Ces éléments se répartissent de la façon suivante :

Silicate Tricalcique (alite)	C ₃ S	3 CaO, SiO ₂	60 à 65 %
Silicate Bicalcique (bélite)	C ₂ S	2 CaO, SiO ₂	20 %
Aluminate Tricalcique (célite)	C ₃ A	3 CaO, Al ₂ O ₃	10 %
Aluminoferrite Tétracalcique	C ₄ AF	4 CaO, Al ₂ O ₃ , Fe ₂ O ₃	8 à 10 %
Chaux libre	C	CaO ₁	0,5 à 2 %
Sulfates alcalins			0,2 à 2 %

Les silicates (C₃S et C₂S) assureront essentiellement la résistance mécanique du ciment hydraté. Le C₃S est le constituant le plus réactif.

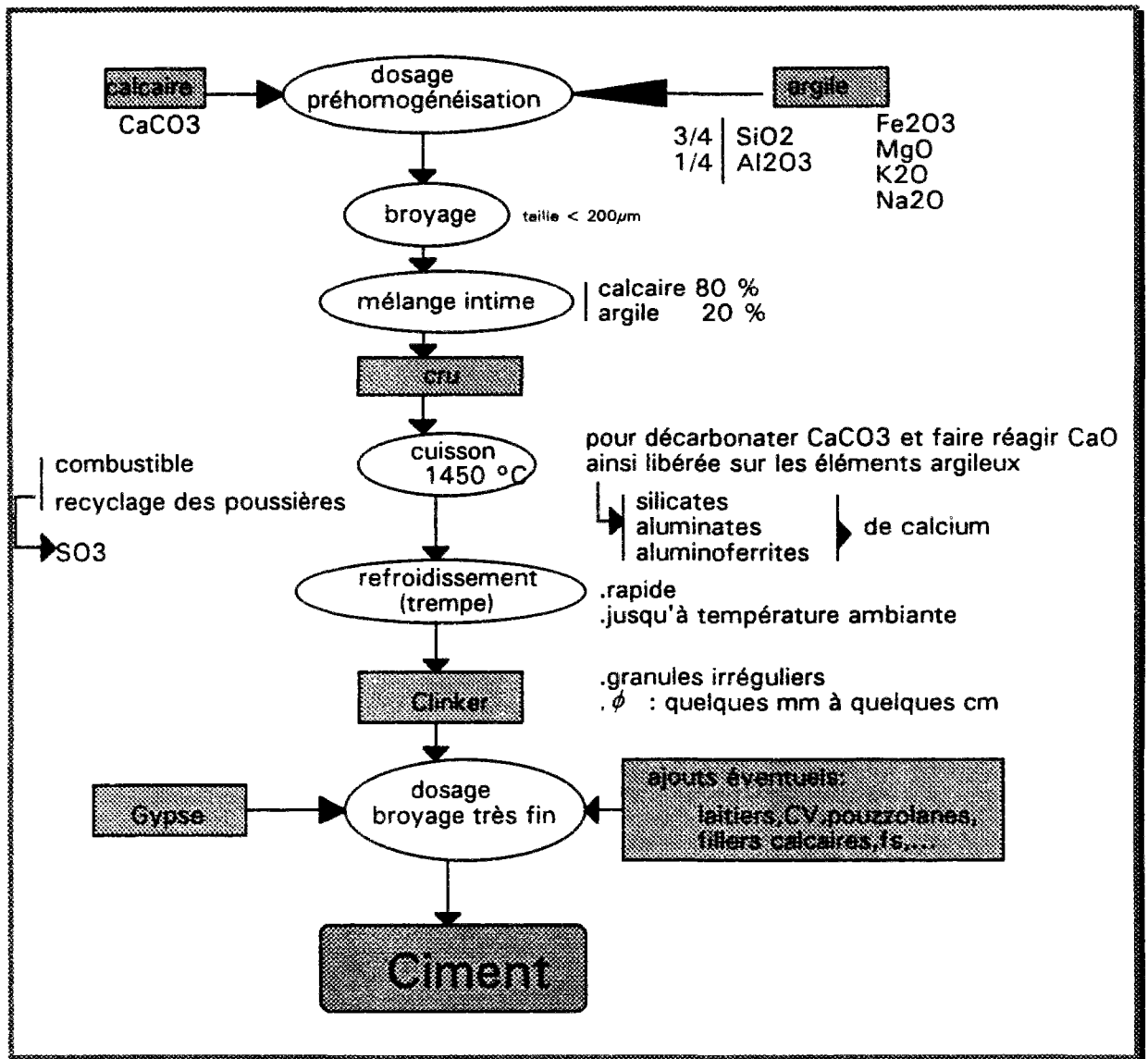


Figure 2 : Procédé de fabrication du ciment Portland

I.1.2. Composition de la pâte de ciment hydratée

Lorsque le ciment est gâché avec de l'eau, il se produit des réactions chimiques exothermiques. Chacun des constituants du ciment va s'hydrater et former différents composés.

La composition de la pâte de ciment hydratée se définit par :

des hydrates simples ou hydroxydes

- Portlandite (ou hydroxyde de calcium) : $\text{Ca}(\text{OH})_2$ ou CH
(20 à 25 %)
- Hydroxyde d'aluminium : $2 \text{Al}(\text{OH})_3$ ou AH_3
- Acide silicique (ou silice hydratée) : $\text{Si}(\text{OH})_4$ ou SH_2

des composés hydratés binaires

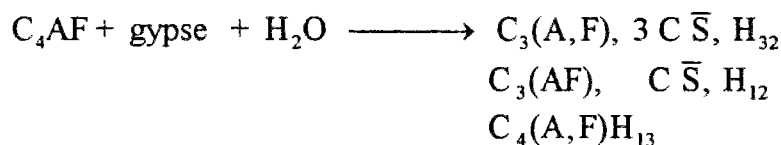
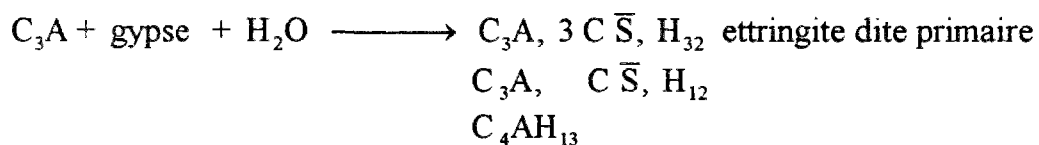
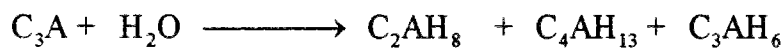
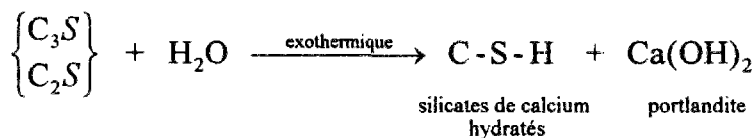
- Silicates de calcium hydratés : C-S-H (50 à 70 %)
- Aluminates de calcium hydratés
 - C₄AH₁₃ : aluminatetétracalcique hydraté
 - C₂AH₈ : aluminatébicalcique hydraté
 - C₃AH₆ : aluminatetricalcique hydraté

des composés hydratés ternaires

- Géhlénite hydratée (ou alumino-silicate de calcium hydraté) : C₂ASH₈
- Sulfo-aluminates de calcium hydratés (10 à 25 %) :
 - Ettringite (trisulfo-aluminat de calcium hydraté) :
C₃A, 3 C \bar{S} , H₃₂ (ou 3 CaO, Al₂O₃, 3 CaSO₄, 32 H₂O)
 - Monosulfo-aluminat de calcium hydraté :
C₃A, C \bar{S} , H₁₂ (ou 3 CaO, Al₂O₃, CaSO₄, 12 H₂O)

Comme l'hydratation de la chaux libre entraîne des gonflements, la quantité de celle-ci ne doit pas excéder les 2 à 3 %. La cohésion de l'ensemble et les résistances du béton sont principalement assurées par les hydrates CSH (formés par la réaction des deux silicates C₃S et C₂S avec l'eau).

Les principales réactions chimiques de l'hydratation du ciment sont :



I.1.3. Les ajouts

On distingue parmi les ajouts :

- les cendres volantes (CV) de centrale thermique (propriétés pouzzolaniques ou hydrauliques, rôle de filler)
- les fillers obtenus par broyage de roche naturelle ou de matériau artificiel et dont la fonction est d'accroître la maniabilité et la compacité ("remplissage des vides")

- les laitiers de haut-fourneau (propriétés hydrauliques, rôle de filler)
- les pouzzolanes naturelles ou artificielles (rôle de filler).

Ils entrent dans la composition du béton selon une teneur supérieure à 5%.

Pour des raisons d'économies d'énergie, ces matières sont utilisées pour remplacer dans les ciments une partie du clinker.

Les cendres, les pouzzolanes et les laitiers sont hydrauliquement actifs. En réaction avec l'eau, ces ajouts donnent des produits ayant des propriétés liantes.

La fumée de silice (propriété pouzzolanique et rôle de filler) est un produit performant et cher. Son usage est réservé à la fabrication de matériaux spéciaux tels que les bétons à très hautes performances (BTHP).

Définition : Le filler a pour fonction de remplir les espaces vides entre les grains de ciment de diamètre 100 fois plus grand. Ceci améliore la fluidité du béton frais en permettant l'obtention d'un béton plus dense et de très forte compacité.

Définition : On dit qu'un ajout a un rôle pouzzolanique s'il réagit avec la chaux libérée au cours de l'hydratation du ciment pour former des hydrates C-S-H.

1.2. L'eau

Elle est nécessaire à l'hydratation du ciment et facilite la mise en oeuvre du béton. Ses caractéristiques sont codifiées dans la norme NF P18.303 [51].

Un béton trop sec conduira à une mise en oeuvre difficile et risque de rester caverneux, tandis que l'excès d'eau augmente la porosité, le retrait et fait chuter les résistances.

L'eau va jouer un rôle essentiel dans le comportement du béton (résistance, retrait de dessiccation et fissuration dus à l'évaporation de l'eau...).

1.3. Les granulats

Les granulats constituent le squelette inerte du béton. Ils confèrent au béton sa compacité et participent à sa résistance mécanique. Ainsi que le ciment, ils jouent un rôle dans la maniabilité du mélange.

Quand le diamètre (D) du granulat augmente, à dosage en liant constant, la résistance mécanique du béton augmente; elle est estimée comme étant proportionnelle à $\sqrt[5]{D}$

La compacité (C) du mélange de granulats sera optimisée par l'étendue granulaire (rapport d/D entre la taille d du plus petit granulat et celle D du plus gros)

$$C = \frac{V_{\text{squelette granulaire}}}{V_{\text{total}}}$$

Ceux-ci sont classés en 4 catégories suivant les teneurs en silice, chaux et alumine.

	SiO ₂ %	CaO %	Al ₂ O ₃ %
Les siliceux	70-90	0,1-1	1-10
Les silico-alumineux	50-70	1-5	10-25
Les silico-calcaires	15-50	15-30	3-10
Les calcaires	2-10	30-50	0,5-2

Les granulats sont aussi classés en fonction de leurs grosseurs. En connaissant la répartition granulométrique du granulat, on peut distinguer :

- la plus ou moins bonne proportion en éléments fins
- la continuité ou la discontinuité de la granularité.

On caractérise le granulat selon :

- sa dimension, sa forme, son angularité
 - on distingue les granulats naturels roulés (ou granulats alluvionnaires)
 - les granulats naturels concassés (ou granulats de carrière)
 - les granulats artificiels
- sa résistance mécanique (fragilité, friabilité...)
- ses caractéristiques physiques (masse volumique, porosité, propreté...).

1.4. Les adjuvants

Les adjuvants sont des produits qui, mélangés au béton dans des dosages très faibles (de l'ordre de quelques pour cents) créent des modifications de certaines caractéristiques du produit. Chaque adjuvant est caractérisé par une fonction principale et une seule, mais entraîne souvent des effets secondaires qui sont le plus souvent indépendants de la fonction principale.

On peut distinguer trois catégories d'adjuvants selon qu'ils modifient :

- a) l'ouvrabilité du béton
- b) la prise et le durcissement
- c) des propriétés particulières.

a) l'ouvrabilité du béton

Ces adjuvants modifient le comportement rhéologique des bétons avant le début de prise.

La classification se fait selon trois familles :

— les plastifiants :

A teneur en eau égale, ces adjuvants augmentent l'ouvrabilité du béton sans en diminuer les résistances mécaniques.

— les réducteurs d'eau plastifiants :

Par une réduction de la teneur en eau, ces adjuvants conduisent, pour une même ouvrabilité, à une augmentation des résistances mécaniques.

— les superplastifiants :

Ils provoquent un fort accroissement de l'ouvrabilité.

b) la prise et le durcissement

Ce sont des produits chimiques solubles dans l'eau, qui accélèrent la dissolution des différents constituants des ciments.

On les classe selon deux familles :

— les accélérateurs de prise pour le bétonnage par temps froid, les accélérateurs de durcissement.

Ils ont pour fonction respectivement de diminuer le temps de début et de fin de prise du ciment dans les bétons et d'accélérer le développement des résistances initiales du béton.

— les retardateurs de prise.

Ils sont utiles pour le bétonnage par temps chaud. En effet, ils augmentent le temps de début de prise et de fin de prise du ciment dans le béton.

c) des propriétés particulières suivantes :

— les entraîneurs d'air qui permettent la formation de microbulles d'air uniformément réparties dans la masse du béton frais. Ces bulles donnent au béton un meilleur comportement dans les cycles de gel - dégel. En outre, ils augmentent ainsi la maniabilité du béton.

— les hydrofuges de masse qui permettent de diminuer l'absorption par capillarité.

II. Les origines du comportement mécanique du béton

II.1. Les mécanismes de base

II.1.1. L'hydratation du ciment

L'hydratation est l'ensemble des réactions chimiques qui se produisent entre le ciment et l'eau. Elle commence avant la prise et se poursuit après.

Plusieurs mécanismes élémentaires constituent et accompagnent l'hydratation :

- l'absorption de l'eau par les grains de ciment
- l'hydrolyse des grains de ciment (décomposition des éléments dans l'eau et rupture des liaisons ioniques)
- la dissolution (diffusion et dispersion des ions)
- la solvatation (les ions dispersés sont entourés de molécules H₂O)
- la cristallisation est définie par la germination ou la nucléation des cristaux d'hydrates et la croissance de ces germes.

La formation de ces hydrates peut se faire selon deux mécanismes, non contradictoires :

- Le processus Le Chatelier
- Le processus de Michaelis

a) Processus Le Chatelier

En passant en solution, le silicate tricalcique C₃S libère les éléments nécessaires à la constitution d'un hydrate. Dès qu'il y a saturation, ceux-ci forment des cristaux d'hydrates. La solution s'appauvrit. Le C₃S passe de nouveau en solution, développant de nouveau le processus de cristallisation jusqu'à sa consommation totale.

b) Le processus de Michaelis

Au contact de l'eau, une couche d'hydrates primaires recouvre le grain de C₃S. Cette couche imperméable reste stable durant la période dite dormante, où l'hydratation est arrêtée. Au terme de cette période, cette couche se déstabilise. La chaux passe alors en solution. Le produit précipité qui en résulte est la portlandite. L'hydratation du C₃S se poursuit en donnant les nouveaux hydrates C-S-H.

II.1.2. La prise du ciment

La prise du ciment ou sa transformation vers un état solide n'est pas instantanée. Elle conduit à plusieurs conséquences dont :

- la contraction Le Chatelier (le volume des hydrates formés est inférieur à la somme des volumes des constituants entrant dans la réaction)
- la chaleur d'hydratation (l'hydratation du ciment est une réaction exothermique)
- une auto-dessiccation (après la prise, l'hydratation se propage dans le squelette entraînant une diminution de la teneur en eau).

De nombreux facteurs influent sur le temps de prise, notamment la nature du liant (la teneur en C_3A , la finesse de mouture, qui permet de réduire le temps de prise), la composition du béton (plus la quantité d'eau est forte et plus la prise est retardée), l'influence du milieu (en élevant la température ambiante, on réduit le temps de prise).

II.2. Les conséquences de l'hydratation

[2], [3], [7], [14]

L'hydratation du ciment provoque, en l'absence de chargement, des variations dimensionnelles et mécaniques sur le béton. Quand celles-ci ne peuvent se développer librement, elles sont à l'origine de tensions créant la fissuration.

Ces mécanismes sont le tassement qui accompagne le ressuage, le retrait plastique de dessiccation, le retrait thermique après prise, le retrait d'auto-dessiccation et le retrait de dessiccation à long terme.

Définition : Le ressuage est provoqué par le tassement du squelette sous l'effet de la pesanteur, entraînant l'apparition d'une pellicule d'eau à la surface. Il se manifeste avant la prise.

Les variations dimensionnelles résultent directement des variations de température et de teneur en eau qui accompagnent l'hydratation du ciment (prise et durcissement), par autodessiccation puis par dessiccation (départ vers l'extérieur de l'eau interne).

Le béton est soumis à deux types de retraits volumiques susceptibles d'engendrer la fissuration :

- le retrait hydrique qui comprend :
 - une composante intrinsèque : le retrait endogène, phénomène de durcissement, qui résulte pendant la prise, de l'autodessiccation, qui se produit sans échange d'eau avec l'extérieur
 - et une composante qui dépend des conditions ambiantes : le retrait de dessiccation, évaporation de l'eau, migration et départ vers l'extérieur .
- le retrait thermique (la réaction d'hydratation du ciment s'accompagne d'une élévation de température dilatant la structure en béton, ce qui se traduit par l'apparition de contrainte, et suivie d'un refroidissement). La prise, c'est-à-dire l'initialisation des contraintes mécaniques, se font donc à une température supérieure à la température ambiante.

Le retrait est une diminution du volume apparent du béton. On distingue deux phases :

— le retrait plastique avant prise qui s'observe dès la mise en place du béton et se poursuit durant les premières heures. Il est lié à la vitesse de dessiccation. Comme il se développe à une période où le béton a une résistance à la traction encore faible (celle d'un sol humide), on peut observer des fissurations avant prise. Il est provoqué par l'évaporation de l'eau du béton. Ce retrait, irréversible, intense au voisinage de la surface, est de plus en plus faible en profondeur. Il débute quand l'eau de ressuage est évaporée.

— le retrait après prise qui peut être plus facilement mesuré. On distingue trois types de retrait après la prise : le retrait thermique, le retrait d'auto-dessiccation et le retrait de dessiccation.

- Le retrait d'auto-dessiccation est une dessiccation du béton sans départ d'eau vers l'extérieur, il est dû à une contraction du volume. Le volume des hydrates formés est inférieur à la somme des volumes du ciment anhydre et de l'eau. C'est le phénomène appelé "contraction LE CHATELIER".

- Le retrait thermique après la prise se produit au cours du refroidissement du béton, dilaté par l'élévation de température qui accompagne la prise du liant.

Le retrait est d'autant plus élevé que le ciment a été finement broyé. On sait que les trois principaux éléments expansifs limitant le retrait sont la chaux libre CaO, la magnésie libre MgO, l'excès de gypse $\text{SO}_4\text{Ca} \cdot 2\text{H}_2\text{O}$.

III. Etude de la formulation du béton "FLORE"

Pour les chaussées en béton de ciment, les couches de base et de surface constituent une couche unique nommée couche de roulement.

Pour les chaussées routières à fort trafic, qui comportent une couche de surface dénudée, il faut que la quantité de gravillons qui présentent les caractéristiques anti-usure pour couche de roulement soit suffisante en surface (au moins 450 kg/m^3 de béton).

III.1. Détermination des constituants

L'un des impératifs est l'utilisation de granulats issus d'une même région géographique. En effet, dans le cas d'un chantier routier, on évite de transporter les matériaux sur de longues distances. Les différents constituants sont les mêmes que ceux habituellement commercialisés. Pour éviter les disparités d'échantillonnage, le ciment, le sable et les granulats utilisés tout au long du travail sont issus de la même livraison.

La composition granulométrique du béton est définie à partir de deux classes granulaires :

- les granulats fins : 0/5 mm
- les granulats moyens : 5/20 mm.

Ce choix des granulats a été effectué conformément aux normes NF P18.541 [49] et P18.101 [48]. Les différentes caractéristiques intrinsèques des granulats, catégorie de résistance mécanique, coefficient de polissage accéléré, friabilité des sables, sont définies selon la norme NF P 98.170 [52] et résultent de la nature de la chaussée mise en oeuvre.

III.1.1. Granulat fin

Il est constitué par un sable roulé de type 0/5 mm provenant de l'exploitation de Mondragon. Cet élément a un coefficient de friabilité de 23 (Norme NF P 18.576 [53]). Ce granulat fin roulé est de nature silico-calcaire et provient d'un banc alluvionnaire.

Les matériaux extraits de ce gisement sont constitués en moyenne de :

- 61 % de silice, quartz, quartzite
- 14 % de calcaire
- 25 % de granit et gneiss.

Les caractéristiques granulométriques de cet élément sont rassemblées en annexe A.

III.1.2. Granulats moyens

Le choix de ces granulats est fait en fonction du trafic, du type de chaussée, du traitement de surface... De ces granulats dépendent en partie les résistances mécaniques du béton. Pour définir la couche de roulement, on choisira des granulats concassés, qui fournissent une meilleure adhérence que les roulés. Comme on les obtient par concassage, ils contiennent plus d'éléments fins que les roulés, demandent donc plus d'eau de gâchage, et sont moins ouvrables.

La composition de ce béton présente en plus du sable, avec trois autres coupures granulométriques :

- calcaire de l'Estaque : 5/10
- calcaire de l'Estaque : 10/20
- Silico-calcaire de Mondragon : 10/14.

Le coefficient de polissage accéléré doit être, pour les classes de trafic T₀-T₁, supérieur à 0,5.

Les caractéristiques mécaniques de ces granulats les classent dans une catégorie qui doit satisfaire les critères suivants (Norme NF P 18.576 [53]) :

Los Angeles -	LA	≤	25
Micro-Deval en présence d'Eau -	MDE	≤	15
	LA + MDE	≤	35

Les caractéristiques granulométriques de ces éléments sont rassemblées en annexe A.

III.1.3. Le ciment

Les ciments sont normalisés en France, selon les normes AFNOR. La norme NF P 15.301 [45] en définit les différentes catégories, caractérisées par la composition et la classe du ciment.

Généralement, le choix de la classe du ciment, caractérisée par les résistances mécaniques en compression à des échéances données, est fonction des performances escomptées. Dans notre cas, nous avons opté pour un ciment Lafarge de l'usine du Teil, désigné dans l'ancienne norme CPJ 45 CP2 et selon la nouvelle désignation CPJ-CEM II/A 32,5 R(L) CP2. C'est un liant possédant une surface spécifique d'environ 3700 cm²/g.

Remarque : Dans la nouvelle norme européenne ("pré-norme" répertoriée ENV 197-1), applicable depuis Juillet 1994, qui classe cinq types de ciment, la classe analogue au CPJ est la classe des ciments portland composés, notée CEM II. Cette norme est définie selon la résistance minimale de la classe, et non selon la valeur moyenne, comme dans la norme française (tableau de correspondance en annexe C).

Hormis les études où le paramètre considéré est le ciment, tous nos essais ont été effectués avec ce ciment, provenant d'un même lot, afin de réduire la dispersion au niveau de la composition chimique. Une homogénéisation a été faite pour réduire au minimum cette dispersion. La composition chimique en % massique est indiquée ci-après.

SiO ₂	Al ₂ O ₃	Fe ₂ O ₃	CaO	MgO	SO ₃	Na ₂ O	TiO ₂	PF
17,85	4,3	2,05	62,85	0,75	3,25	0,11	0,20	8,00

La composition minéralogique donnée par les formules de Bogue, est présentée ci-dessous en % massique :

C₃S	C₂S	C₃A	C₄AF
47,03	12,84	7,95	6,23

Les caractéristiques physiques et chimiques du CPJ sont rassemblées en annexe B.

III.1.4. L'adjuvant

Nous avons opté pour un produit commercial à base de polysaccharide, le Cerplast, qui est un plastifiant réducteur d'eau. A plasticité égale, après réduction de l'eau de gâchage, on constate une amélioration de la compacité du béton.

Son dosage ϕ sera toujours exprimé en pourcentage par rapport au poids de ciment et sans changement de la teneur en eau. Il est incorporé préalablement à l'eau de gâchage.

La composition pondérale du produit est la suivante :

- 25 % de matière sèche
- 75 % d'eau.

Ainsi, pour 1 m³ de béton adjuvanté ($\phi = 0,53$ %) contenant 330 kg de ciment avec un E/C de 0,44, nous avons introduit 1,749 kg d'adjuvant commercial (eau + produit sec)

dans 143,888 kg d'eau. La quantité d'eau apportée par l'ajout de l'adjuvant est prise en compte pour le calcul de la teneur en eau effective du béton.

III.2. Caractéristiques du béton

L'étude de la formulation consiste à vérifier les caractéristiques mécaniques de la formulation retenue.

a). Consistance

La consistance du béton varie rapidement en fonction du dosage en eau et plus lentement en fonction des autres paramètres de formulation (dosage en ciment, rapport sable sur granulats...).

Une quantification de la consistance est déterminée :

- soit par l'affaissement au cône d'Abrams ou slump-test, codifié par la norme NF P 18.451 [54]
- soit par le temps d'écoulement au maniabilimètre LCL, codifié par la norme NF P 18.452 [55].

La consistance de ce béton pour couche de roulement doit être telle que l'on ait :

- 1 à 5 cm d'affaissement au cône (béton ferme)
- 15 à 25 secondes de temps d'écoulement au maniabilimètre.

b). Air occlus

Pour les protéger du gel et des sels de déverglaçage, les bétons de chaussées contiennent systématiquement un adjuvant entraîneur d'air. La valeur de la teneur en air occlus (mesurée selon la norme NF P 18.353 [56]) doit être comprise entre 3 et 6%. Une teneur supérieure aurait pour conséquence une diminution des résistances mécaniques du béton. Au dessous de ces 3%, la protection du béton vis-à-vis du gel ne serait plus assurée. Son dosage sera toujours exprimé en pourcentage par rapport au poids de ciment et sans changement de la teneur en eau. Il est incorporé préalablement à l'eau de gâchage.

La composition pondérale du produit est la suivante :

- 4 % de matière sèche
- 96 % d'eau.

c). Résistance mécanique

Pour le contrôle, les résistances (norme NF P 98.170 [52]) peuvent être mesurées par l'un des essais suivants :

- l'essai de compression (norme NF P 18.406 [57])
- l'essai de fendage (norme NF P 18.408 [58]).

Certains auteurs ajoutent à cette liste l'essai de traction par flexion, conformément à la norme NF P 18.407 [59].

Le béton pour couche de roulement d'une chaussée à fort trafic se situe dans une classe de résistance caractérisée par une résistance en fendage à 28 jours de 3,3 MPa, correspondant à une valeur de 5,5 MPa en traction par flexion à 28 jours.

Dans le cas d'un liant à prise lente, l'échéance de 28 jours peut être reportée à 56 jours.

Lors de son durcissement, le béton subit un retrait qui génère, dans les chaussées en béton, des fissures transversales.

Le béton est un matériau hétérogène qui résiste bien en compression mais peu en traction. Les résistances à la traction et à la compression de l'acier sont supérieures à celles du béton (respectivement cent fois plus, dix fois plus). Lorsque la résistance en traction du béton est atteinte, celui-ci casse, et les efforts de traction libérés par le béton sont repris par l'acier. Cependant, dans le cas où les tractions sont dues au retrait du béton, ce transfert n'est pas complet comme il peut l'être, par exemple, dans un tirant en béton armé soumis à un effort extérieur constant.

Le coefficient de dilatation du béton est de l'ordre de $7 \text{ à } 12 \cdot 10^{-6}$ par degré. Comme il est voisin de celui de l'acier, cela a permis de développer le béton armé.

Dans le béton armé continu, les armatures continues sont placées à mi-hauteur de la couche du béton (zone comprimée de la dalle), car leur fonction première est d'assurer, après fissuration non pas les transferts de charge mais de réduire l'ouverture des fissures ce qui permet d'améliorer la durabilité de cette zone sous l'effet du trafic.

Le ferrailage doit aussi conduire à une bonne répartition des fissures : ni trop rapprochées, ni trop espacées.

L'espacement de ces fissures est fonction de plusieurs paramètres, les plus significatifs étant :

- la résistance à la traction du matériau
- son adhérence au sol
- sa section.

I. Définitions

I.1. Notion d'ancrage

La fissuration du béton entraîne des cisaillements au niveau de l'interface Acier-Béton. Une forte cohésion entre les deux matériaux assure une meilleure transmission des efforts entre le béton et l'armature.

Contrairement à ce qui se passe dans un tirant béton armé où, après fissuration, les efforts libérés sont entièrement repris par les aciers, ici, les efforts libérés par la fissure se traduisent par un raccourcissement partiel du béton et par une reprise progressive, par les aciers de l'effort de retrait.

Les efforts de retrait non libérés par le béton sont repris par l'acier de part et d'autre d'une fissure. Le mécanisme d'ancrage qui va se développer dans cette zone pilotera les valeurs de la contrainte et de la déformation locale de l'acier.

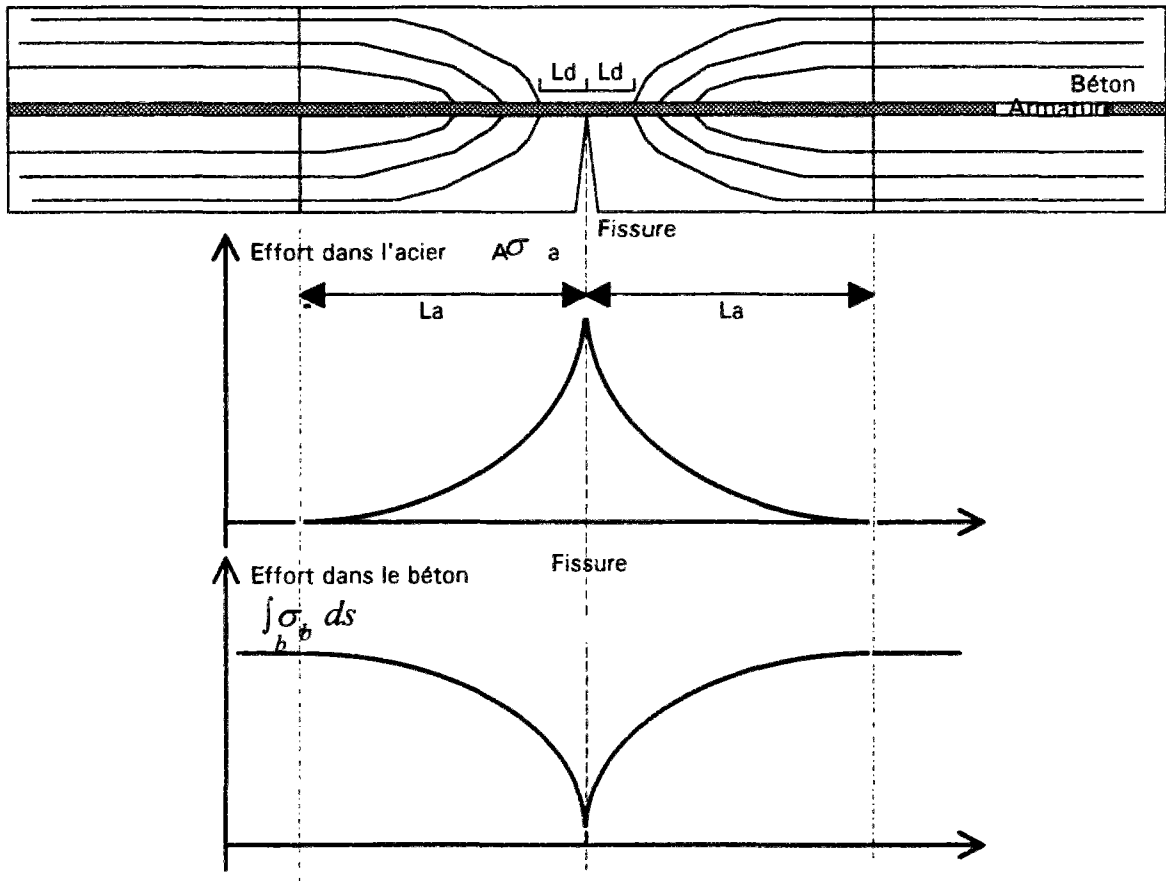


Figure 1 : Mécanisme d'ancrage provoqué par l'apparition d'une fissure

Définition : La longueur d'ancrage L_a est la distance sur laquelle les efforts de traction du béton sont transférés à l'armature.

On distingue généralement une zone de décohéation L_d de quelques centimètres, où il y a un frottement. La longueur de cette zone dépend de la cohésion de la liaison. Au-delà de cette zone, des fissures en arête de poisson [26] matérialisent un système de bielles de compression qui amorcent le départ à 45° des isostatiques. La longueur de cette zone dépend de la géométrie de la pièce.

1.2. Analyse de l'adhérence

[16]

1.2.1. Contrainte d'adhérence

Le transfert de sollicitation s'effectue sur une distance d'autant plus courte que la contrainte d'adhérence τ_d est élevée.

L'éprouvette (figure 2) est une poutre en béton, parcourue en son centre par une armature ronde en acier sur laquelle on exerce un effort de traction aux deux extrémités.

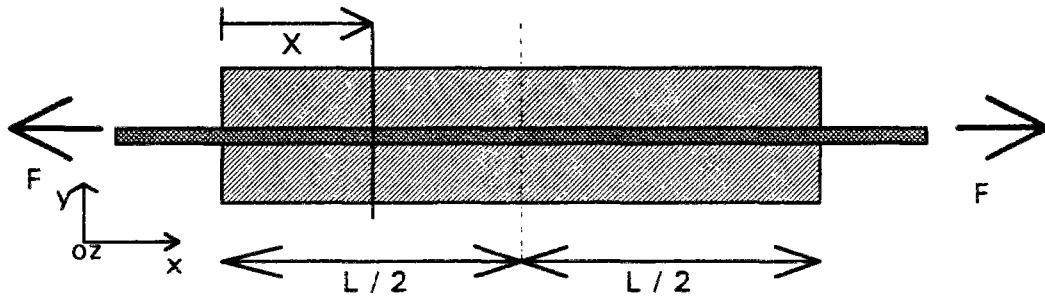


Figure 2

Quand un élément d'acier de longueur dx est soumis à une contrainte tangentielle τ (appelée contrainte d'adhérence), cela se traduit par une variation $d\sigma_s$ de la contrainte longitudinale σ_s et par une contrainte normale à \bar{x} σ_n .

L'équilibre de cet élément de longueur dx permet d'écrire la relation pour une barre ronde en acier :

$$\pi \frac{\Phi^2}{4} \sigma_s - \pi \frac{\Phi^2}{4} (\sigma_s + d\sigma_s) + \pi \Phi \tau dx = 0 \quad (R1)$$

d'où la valeur de la contrainte d'adhérence :
$$\tau = \frac{\Phi}{4} \frac{d\sigma_s}{dx} \quad (R2)$$

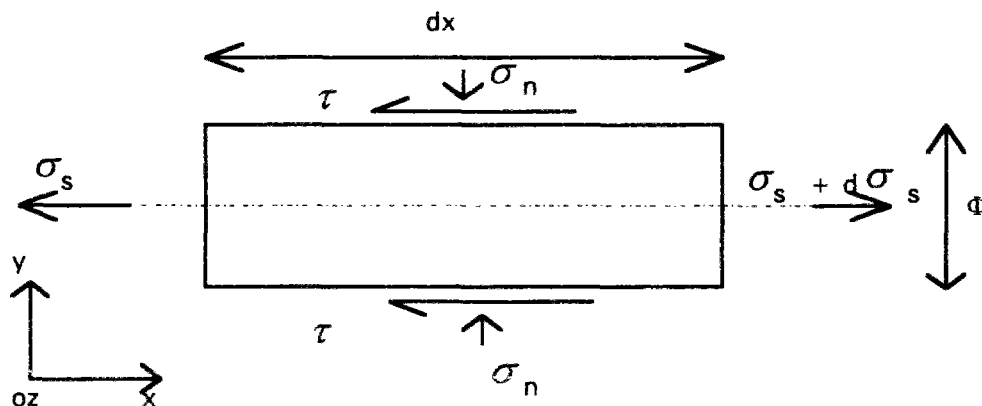


Figure 3 : Equilibre d'un tronçon élémentaire d'armature

On peut déterminer la contrainte de traction dans l'acier en écrivant :

$$\sigma(x) = \sigma(x_0) + \frac{4}{\Phi} \int_{x_0}^x \tau(x) dx \quad (R3)$$

1.2.2. Etat de fissuration

Compte tenu de l'hétérogénéité du béton, d'une adhérence non rigoureusement uniforme à l'interface, il n'est certes pas possible de prédire la position exacte de chacune des fissures. Elles seraient régulièrement espacées si tout était homogène.

La nature hétérogène de la structure fait que sa fissuration se développe par étapes :

- Apparition de la première fissure : [67]

Avec le temps, les contraintes augmentent et, à un instant donné, une première fissure apparaît, avec, de part et d'autre un mécanisme d'ancrage. A partir de ce moment, le champ des contraintes est modifié et les contraintes ont significativement chuté sur une distance égale à $2 L_a$. C'est pourquoi la longueur d'ancrage est une borne inférieure à l'espacement entre deux fissures.

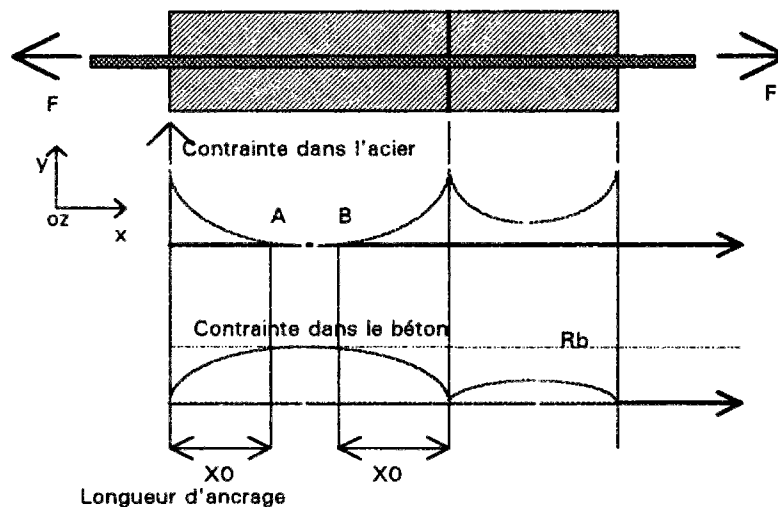


Figure 4

- Apparition de la seconde fissure : [67]

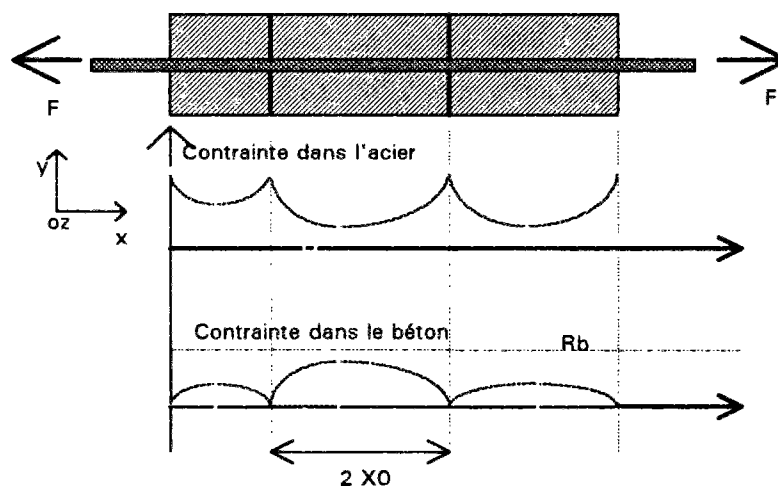


Figure 5

Dans ce schéma, l'espacement minimal dans lequel le béton peut atteindre sa contrainte limite en traction, correspond à deux longueurs d'ancrage. En pratique, l'espace moyen des fissures est de l'ordre de 1,5 fois la longueur d'ancrage.

I.2.3. Adhérence en traction

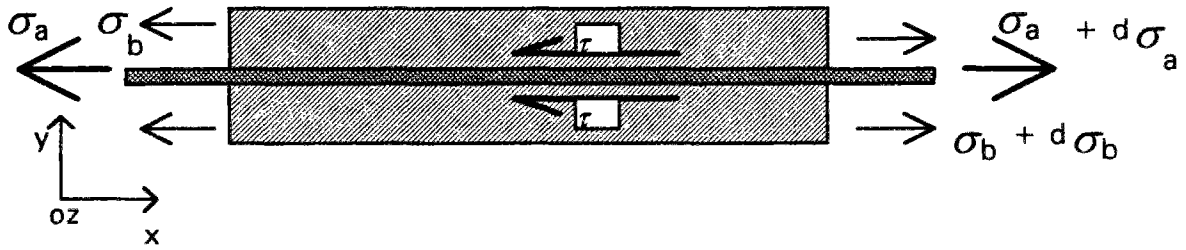


Figure 6

De par la relation d'équilibre, on obtient les relations suivantes :

$$d\sigma_a = \frac{4}{\Phi} \tau dx \quad (R4)$$

$$d\sigma_b = \frac{A_a}{A_b} d\sigma_a \quad (R5)$$

$$\sigma_a \pi \frac{\Phi^2}{4} + A_b \sigma_b = \text{Force constante} \quad (R6)$$

II. Equations analytiques du problème d'adhérence

II.1. Les équations

L'analyse de l'adhérence a conduit à la relation (R4). Cette relation peut être généralisée à une structure quelconque. On remplace $\Phi/4$ par le rapport de la surface de l'élément mesurée dans le plan $(0,y,z)$, sur son périmètre.

En supposant que l'élément d'armature est doté d'une loi élastique et isotrope:

$$\varepsilon_a = \frac{\sigma_a}{E_a} - \frac{2\nu_a}{E_a} \sigma_n \quad (R7)$$

On exprime le glissement local U par la relation :

$$\frac{dU}{dx} = \varepsilon_b - \varepsilon_a \quad (R8)$$

A l'aide des trois relations R4, R7 et R8, on obtient l'équation différentielle :

$$\tau + E_a \frac{\phi}{4} \frac{d^2U}{dx^2} - E_a \frac{\phi}{4} \frac{d\varepsilon_b}{dx} - \frac{\nu_a}{2} \phi \frac{d\sigma_n}{dx} = 0 \quad (R9)$$

La résolution de cette équation différentielle permet d'obtenir les lois $\tau = f(U)$ ou $\tau = f(\sigma_n, U)$ nécessaires aux calculs d'interface.

CLEMENT [17] rappelle plusieurs hypothèses :

Hypothèse 1 : [9]

Lorsque le béton se rompt, la contrainte normale définie figure 3, a une valeur qui est de l'ordre de grandeur de la résistance en compression du béton ($\sigma_n \approx R_c$ du béton). Comme la contrainte dans l'acier peut atteindre des valeurs de 400 MPa et par comparaison des valeurs, il est justifié de négliger, dans la relation, la contrainte normale σ_n devant la contrainte dans l'acier σ_a .

Hypothèse 2 : [16], [59]

De même que dans l'hypothèse 1, par comparaison des valeurs relatives des déformations dans le béton et dans l'acier, on peut négliger les premières vis à vis des secondes.

$$\varepsilon_b \ll \varepsilon_a$$

La relation (R9) devient :

$$\tau + A_a E_a \frac{d^2 U}{dx^2} = 0 \quad (R10)$$

ou encore
$$\tau + A_a E_a \frac{d\varepsilon_a}{dx} = 0 \quad (R11)$$

II.2. Détermination expérimentale de la loi d'interface

La réalisation d'un essai d'adhérence doit permettre la mesure de la force de traction à l'extrémité de l'armature. Cette force correspond à la sortie d'acier U. On exprime le glissement U en fonction de la déformation de l'acier $\varepsilon_a = f(F)$ en un point x donné et de la déformation du béton $\varepsilon_b = f(F)$ en un point x donné.

Si La désigne la longueur d'ancrage, on écrit :

$$U = \int_0^{L_a} (\varepsilon_a - \varepsilon_b) dx \quad (R12)$$

Une détermination expérimentale des lois d'interface $\tau = f(F, x)$; $U = f(F, x)$ peut être effectuée point par point [31], [71].

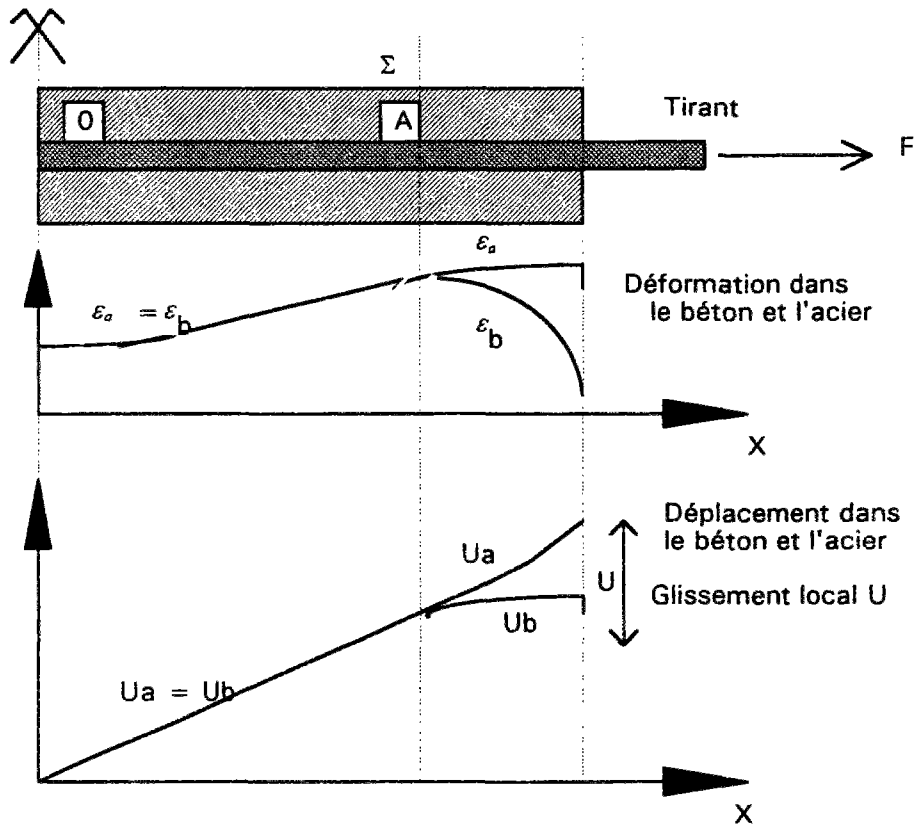


Figure 7 : Schéma théorique de comportement après fissure dans l'hypothèse d'un sol frottant

III. Résolution de l'équation d'interface

A partir des hypothèses 1 et 2 formulées précédemment, l'équation différentielle (R10) peut être résolue en considérant la contrainte d'adhérence, soit fonction de l'abscisse x , soit fonction du glissement local U .

III.1. Loi d'interface fonction de l'abscisse x

III.1.1. Modèle de SOMAYAJI et SHAH

SOMAYAJI [71] et SHAH ont proposé une solution de la forme suivante

$$\tau(x) = H \exp(x) + I \exp(-x) + J$$

d'où l'expression du glissement local

$$U(x) = A \exp(x) + B \exp(-x) + c \frac{x^2}{2} + D x + E$$

Les constantes sont déterminées en posant les diverses conditions aux limites et en exprimant l'égalité des déformations entre l'acier et le béton à l'abscisse L_t appelée longueur de transfert. $U(L_t) = 0$

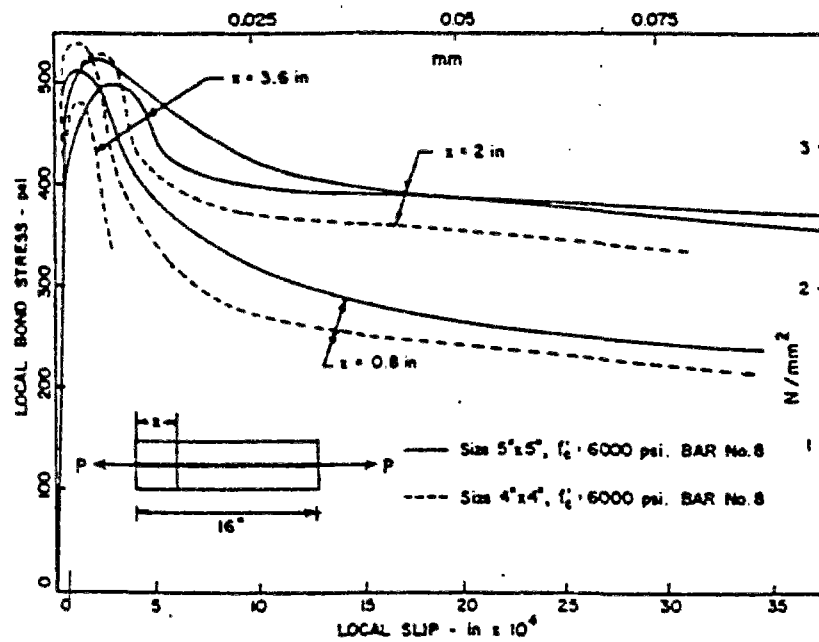


Figure 8 : Lois d'interface de SOMAYAJI et SHAH [71]

III.1.2. Modèle de DEJEAN

DEJEAN [18] utilise une solution de la forme sinusoïdale.

$$\tau(x) = \tau_0 \sin\left(\frac{\pi x}{l}\right)$$

Ces lois d'interface fonction de la variable x sont peu utilisées par les numériciens dans les codes aux éléments finis car elles sont difficilement programmables.

III.2. Loi d'interface fonction du glissement U

III.2.1. Modèle linéaire

Dans cette méthode, la solution proposée par TEPFERS [74] relie la contrainte d'adhérence τ et le glissement local U selon une loi linéaire $\tau = S u$.

S : module de rigidité tangentielle

III.2.2. Modèle multi-linéaire

GIURIANI [29] a utilisé une loi $\tau = f(U)$ tri-linéaire. Cette modélisation comporte une phase traduisant :

- un comportement quasi-élastique sans dégradation
- une dégradation de l'interface par une perte rigidité tangentielle
- une dégradation extrême de l'interface. Le glissement de l'acier dans le béton est caractérisé par une valeur constante τ_{max} .

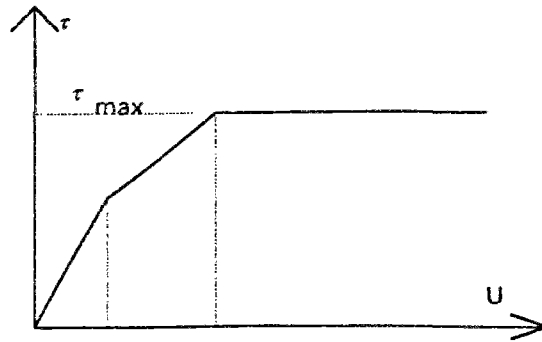


Figure 9 : Loi tri-linéaire

TASSIOS et YANNOPOULOS [73] proposent en plus dans leur loi tri-linéaire une valeur résiduelle d'adhérence, caractérisée par une branche descendante, pour des valeurs de glissement local élevées. Quoique très complet (chaque point caractéristique correspond à un état de micro fissuration interne), le nombre de paramètres rend ce modèle très difficile à identifier.

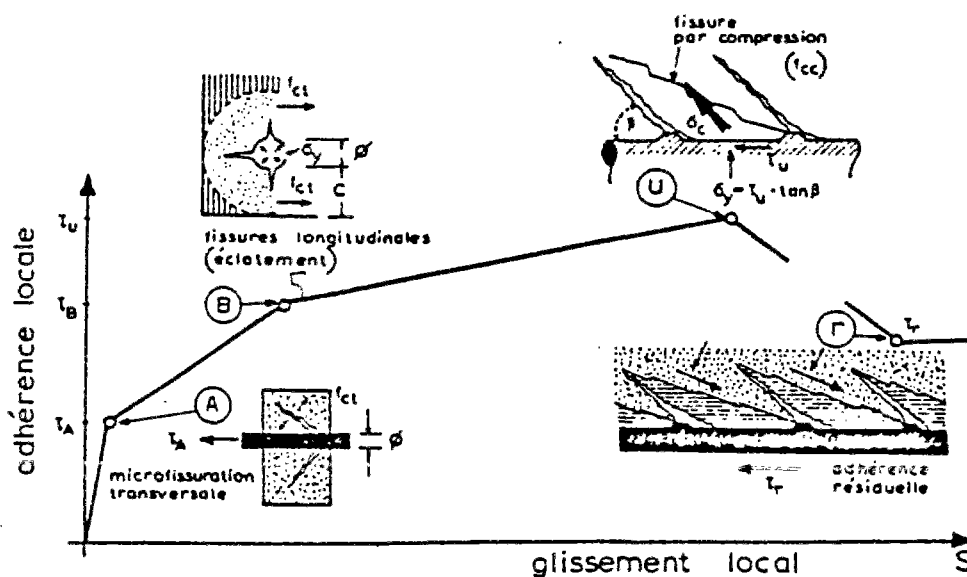


Figure 10 : Modèle de TASSIOS et YANNOPOULOS [73]

III.3. Loi d'interface constante

A partir d'un essai d'arrachement d'une barre ronde encastrées dans du béton, BRICE [11] propose la solution suivante :

$$\tau_m = \frac{2K f_t}{1 + 3 \frac{\Phi}{e}}$$

Le frottement acier-béton est constant, il dépend des paramètres suivants :

- f_t : résistance à la traction du béton
- Φ : diamètre de la barre
- e : enrobage de la barre
- K : coefficient de rugosité de la barre [15]
 - $K = 1$ pour les aciers lisses
 - $K = 1,6$ pour les aciers à haute adhérence.

τ_m est utilisée pour déterminer les formules d'ouverture et d'espacement de fissures dans les états ultimes de structures.

IV. Prise en compte du confinement σ_n

L'étude menée par BONY, CLAUDE et SORETZ [10] montre qu'il n'existe pas de relation entre les contraintes d'adhérence maximales mesurées depuis un essai de pull out et un essai "beam test".

MULLER et EISENBIEGLER [44] constatent que le cisaillement maximum est influencé par le signe de l'effort sur l'acier; c'est à dire une traction pour le pull-out-test et une compression pour le push-out-test.

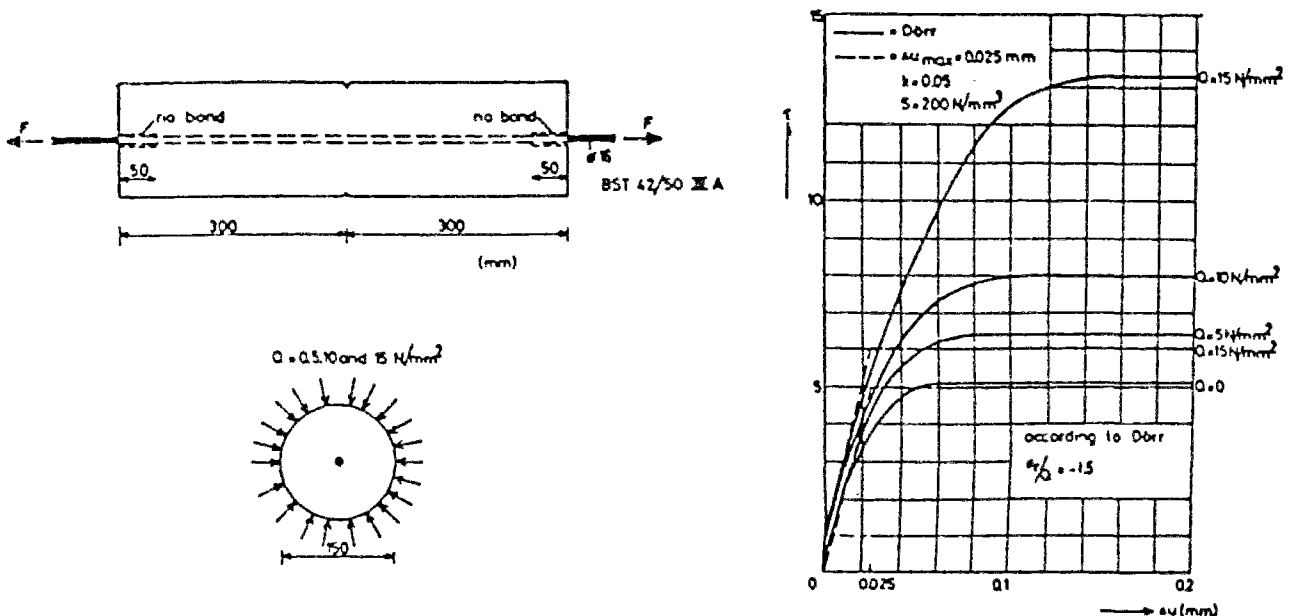


Figure 11 : Essais de tirants avec pression extérieure Q
Loi τ -U obtenue par DORR [22]

Les courbes $\tau = f(U)$ montrent que la contrainte de cisaillement croît avec la pression de confinement Q . La pente S à l'origine, indépendante de Q et constante, exprime un comportement initial élastique.

La valeur maximale τ_m dépend de Q . La relation $\tau_m = f(\sigma_n)$ est linéaire.

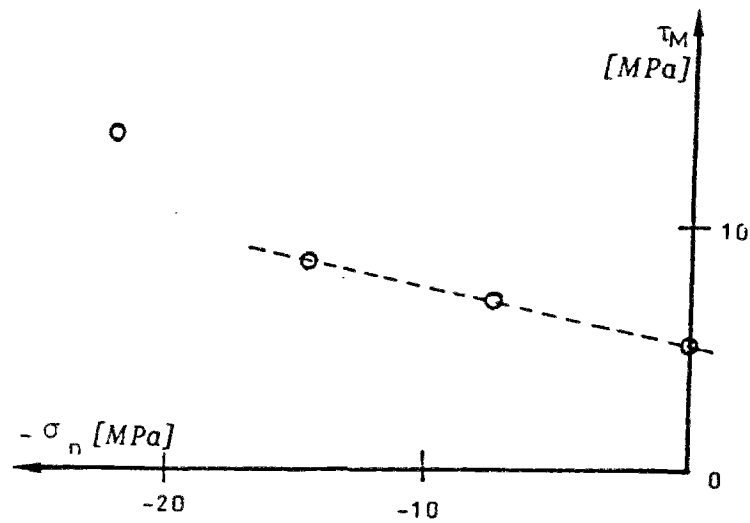


Figure 12 : Loi $\tau_m = f(\sigma_n)$ [17]

Cette relation est comparable à un critère de rupture en plasticité de type Coulomb, avec angle de frottement non nul.

Introduction

[87]

L'étude du problème de contact consiste à analyser l'effet des actions réciproques de deux solides jointifs soumis à des sollicitations extérieures. D'un point de vue mécanique, nous distinguons deux types de contacts :

les contacts rugueux : les saillies et les creux d'une surface de béton peuvent être très grandes par rapport aux dimensions des grains. La zone de contact peut alors transmettre une charge tangentielle

les contacts lisses : il n'existe pas d'entrave au glissement.

L'effort de cisaillement nécessaire pour réaliser la séparation de deux solides appliqués l'un sur l'autre caractérise l'adhérence. On distingue :

l'adhérence physico-chimique : due aux forces d'adhésion

l'adhérence mécanique : liaison fondée sur une imbrication entre les éléments de deux surfaces en contact.

En béton armé, l'adhérence entre l'armature et le béton est à la fois du type physico-chimique et du type mécanique. Quand les armatures sont mises en traction, le béton se décolle de l'acier, mais il reste une adhérence mécanique due au frottement de la barre par le béton.

Lorsque deux surfaces sont placées en contact, les creux de l'une ne sont pas généralement en contact avec les saillies de l'autre. Le frottement correspond à la force tangentielle nécessaire pour faire glisser, l'un par rapport à l'autre, deux solides subissant une force extérieure normale à la surface.

Les problèmes de contact entre le béton et l'acier sont pris en compte dans le calcul numérique par la formulation du béton de l'interface et par le type de comportement de celui-ci.

I. Formulation des éléments de contact

Dans la littérature, trois types de formulation apparaissent.

I.1. Élément de liaison

L'élément de liaison est la formulation la plus simple. Cette formulation, "Bond Link Elements", fut développée par NGO et SCORDELIS.[61]

Ces éléments de liaison n'ont pas de dimension, ils relient les noeuds ayant les mêmes coordonnées de chaque côté de l'interface.

La loi de comportement est de type élastique, elle s'exprime par la relation :

$$\begin{pmatrix} \sigma_H \\ \sigma_V \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} K_H & 0 \\ 0 & K_V \end{pmatrix} \begin{pmatrix} \varepsilon_H \\ \varepsilon_V \end{pmatrix}$$

ou K_H (respectivement K_V) peut être assimilé à la raideur d'un ressort parallèle à l'axe longitudinal (respectivement normal) de la barre d'acier.

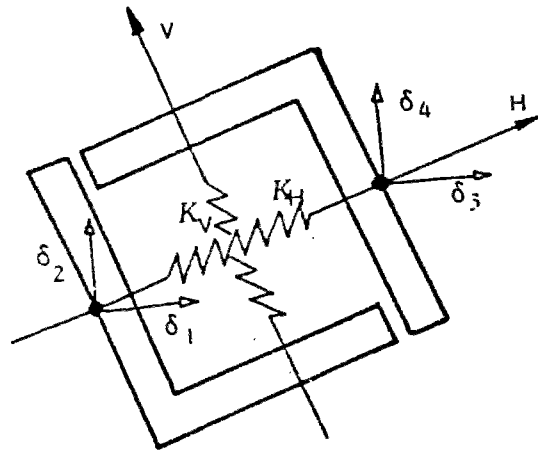


Figure 1 : Bond link element d'après NGO et SCORDELIS [61]

I.2. Élément de contact

Les éléments de contact furent développés par HOSHINO [30] et SCHAFFER [70].

Ils assurent une liaison entre les noeuds des éléments adjacents des différents matériaux, ce qui permet de prendre en compte les déplacements relatifs à l'interface.

Les éléments de contact ont été développés dans CESAR LCPC [66].

I.2.1. Loi de comportement des éléments de contact

Les lois de comportement de ces éléments sont exprimées par la relation matricielle entre contrainte et déformation de l'élément :

$$\{ \sigma \} = [E] \{ \varepsilon \}$$

Nous présenterons ci-après trois types de loi de comportement : adhérence, frottement de Coulomb et glissement parfait.

a) Loi d'adhérence

Les éléments finis doivent assurer la continuité des déplacements normaux et tangentiels des solides en contact. La matrice de rigidité de cet élément s'écrit (dans le repère local) :

$$[E] = \begin{pmatrix} 0 & 0 & 0 \\ 0 & E & 0 \\ 0 & 0 & G \end{pmatrix}$$

avec :

E module d'Young, on choisit la valeur la plus faible des deux matériaux en contact

G module de cisaillement

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)}$$

La surface de contact est modélisée par des éléments finis; ces éléments d'interface sont à épaisseur nulle (au sens physique). Cependant, pour éviter une singularité numérique, l'épaisseur sera négligeable mais non nulle devant les grandeurs caractéristiques du maillage.

Les éléments de contact assurent la continuité des déplacements normaux et tangentiels des solides. Initialement, les éléments sont dits actifs. Lorsque la liaison est rompue, l'élément devient inactif, la rigidité de celui-ci est alors nulle.

Le problème du contact entre deux solides est illustré sur la figure ci dessous :

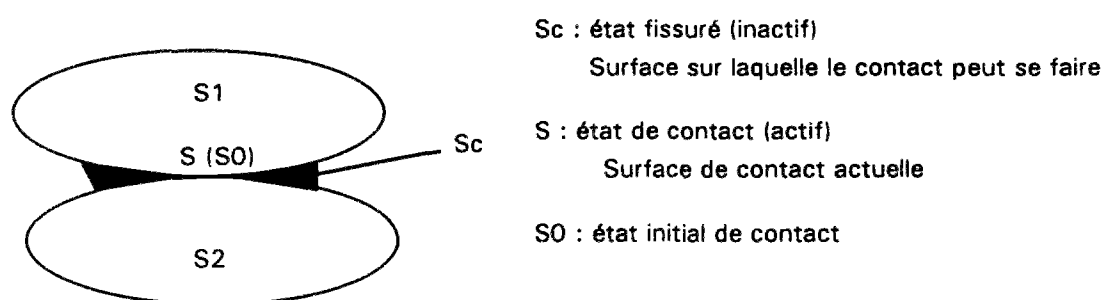


Figure 2 : Problème de contact entre solides S_1 et S_2

Le coefficient de poisson ν est nul pour l'élément de contact. En effet, sa valeur n'a pas d'influence sur le comportement des éléments, puisqu'il s'agit de matériau fictif.

b) Loi de type : frottement de Coulomb

La matrice de rigidité est la même que dans le cas précédent, on assure aussi la continuité des déplacements.

La loi diffère par le critère de frottement de Coulomb qui exprime une relation entre contrainte normale et contrainte de cisaillement.

c) Loi de type : glissement parfait

Pour cette loi, on assure uniquement la continuité des déplacements normaux, ce qui revient à prendre un module de cisaillement nul dans la matrice de rigidité.

I.2.2. Critères de contact

a) Critère de non interpénétration

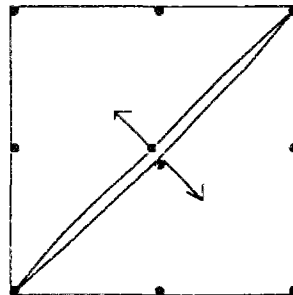
Ce critère géométrique interdit l'interpénétration respective des solides entre eux.

b) Critère de résistance à la traction

On attribue à l'élément de contact la plus petite valeur de résistance à la traction des solides en contact. Il en est de même pour le module d'Young. La contrainte normale (au centre géométrique de l'élément) est comparée à cette résistance en traction.

Si $\sigma_n \geq R_T$, l'élément de contact actif s'ouvre et pour cet élément, la création de fissure se traduit par :

$$\begin{cases} \{\sigma\} = \{0\} \\ R_T = 0 \end{cases}$$



$$\sigma_n \geq R_T$$

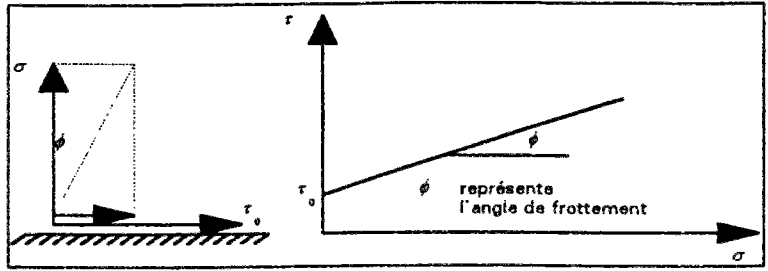
Remarque : [87]

Le critère est appliqué au centre géométrique de l'élément pour éviter la singularité numérique (contrainte infinie en pointe de fissure).

c) Critère de frottement [66]

Le critère de frottement s'exprime à l'aide de la loi de frottement de Coulomb.

La condition de Coulomb tient compte d'un seuil de cisaillement représenté par le terme τ_0 . Elle s'écrit : $\tau = \tau_0 + \sigma \mu \phi$



En un point M de l'élément de contact actif, soit σ_n et τ , les contraintes normales et de cisaillement à ce point, dans le code de calcul aux éléments finis, le critère de Coulomb s'exprime sous la forme :

$$|\tau| < C - \sigma_n \operatorname{tg} \phi$$

C et ϕ (cohésion et angle de frottement) caractérisant le contact.

1.3. "Bond zone element"

[27]

Ces éléments modélisent la surface de contact entre l'acier et le béton mais aussi le béton dans une couche d'épaisseur finie.

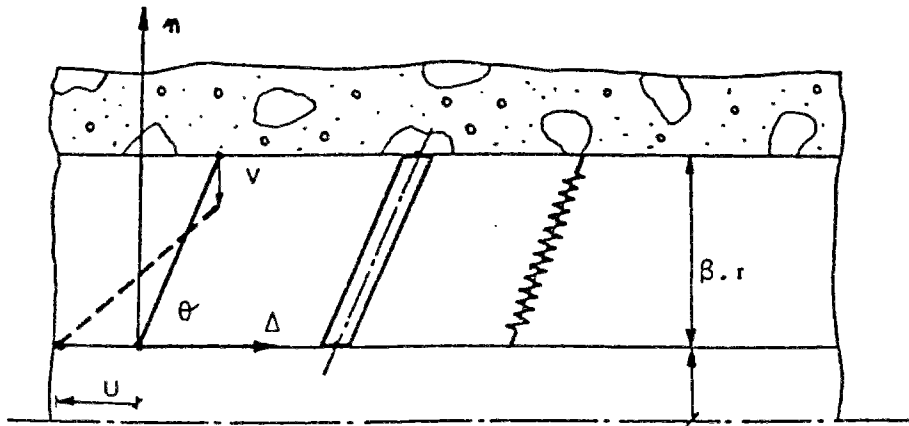


Figure 3 : Champ de déplacements (U,V) d'interface [17]

On définit une loi de comportement spécifique à cette zone.

Ces éléments ont été développés par GROOT et al.[27]

$$\begin{pmatrix} \tau \\ \sigma_n \end{pmatrix} = S \begin{pmatrix} 1 & 0 \\ 0 & 0 \end{pmatrix} \begin{pmatrix} u \\ v \end{pmatrix} + \frac{E_{long} \cos^3 \theta}{\beta r} \begin{pmatrix} k^2 & -k \\ -k & 1 \end{pmatrix} \begin{pmatrix} u \\ v \end{pmatrix}$$

U : glissement
 V : déplacement vertical
 S : module de glissement défini par $\tau_0 = S U$
 θ : angle des prismes de compression par rapport à la normale n
 E_I : module d'Young de cette zone
 βr : coefficient de proportionnalité entre le rayon de la barre d'acier et l'épaisseur de cette zone, épaisseur de l'interface
 $k = \text{tg } \theta$

I.4. Cas de l'adhérence parfaite

Il n'existe plus d'interface entre les éléments d'acier et le béton. En confondant les noeuds communs, aucun déplacement relatif n'est permis. Cette méthode présente un intérêt seulement en ce qui concerne le comportement global de la structure sous chargement. L'interface n'existant plus, on ne peut appréhender les valeurs des contraintes d'adhérence.

II. Le progiciel César LCPC

Les calculs par éléments finis ont été réalisés sur le code de calcul CESAR-LCPC [32], [33].

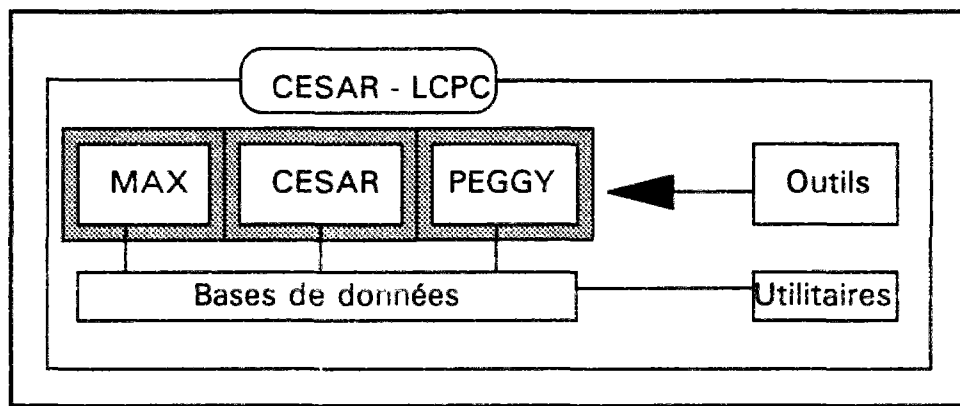


Figure 4 : Architecture du progiciel CESAR-LCPC
 CESAR-LCPC désigne l'ensemble formé par :

- le pré-processeur MAX pour la génération des données (maillage et autres préparations des données du calcul)
- le programme de calcul par éléments finis CESAR proprement dit (résolution numérique du problème posé)
- le post-processeur PEGGY (interprétation des résultats du calcul sur écran graphique et la création de documents)
- des outils (programmes d'aide au développement qui utilisent les fichiers sources des programmes comme données).

Le développement de ce progiciel a débuté en 1981, il est le successeur du système ROSALIE [28]. Il est destiné à traiter les problèmes de mécanique, les problèmes de thermique et les problèmes d'hydrogéologie.

Parmi la bibliothèque d'éléments finis (regroupés par famille en fonction du type de modélisation qu'ils permettent) offerte par CESAR, nous choisirons dans le cadre bidimensionnel, les triangles à six noeuds (appelés éléments de massif) et les éléments spéciaux de contact qui sont des quadrilatères à six noeuds pour simuler les fissures.

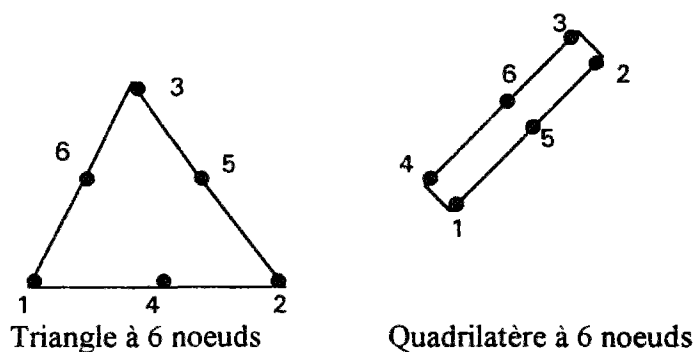


Figure 5 : Eléments de massif et élément de contact

Dans le cas tridimensionnel, les éléments de contact considérés sont les hexaèdres à seize noeuds et les pentaèdres à douze noeuds.

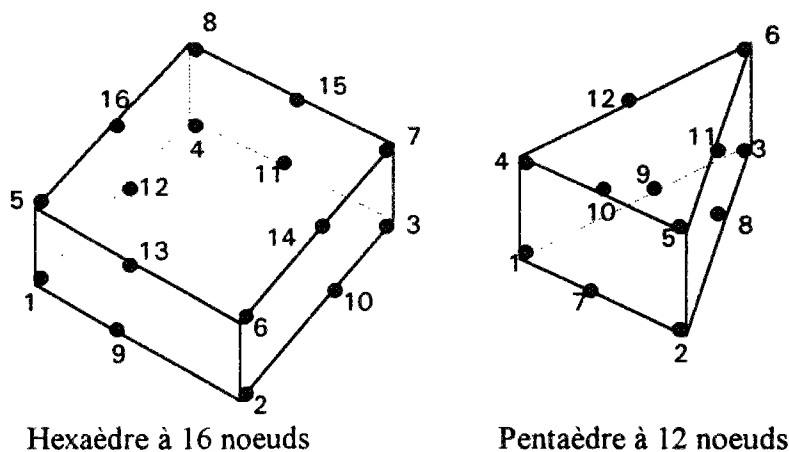


Figure 6 : Eléments de contact tridimensionnels

*** Deuxième partie ***

DEVELOPPEMENT D'UN MODELE
NUMERIQUE D'INTERFACE ACIER-BETON
-APPLICATION A UNE STRUCTURE EN B.A.C.-

INTRODUCTION : Pull out test ou essai ABA ?

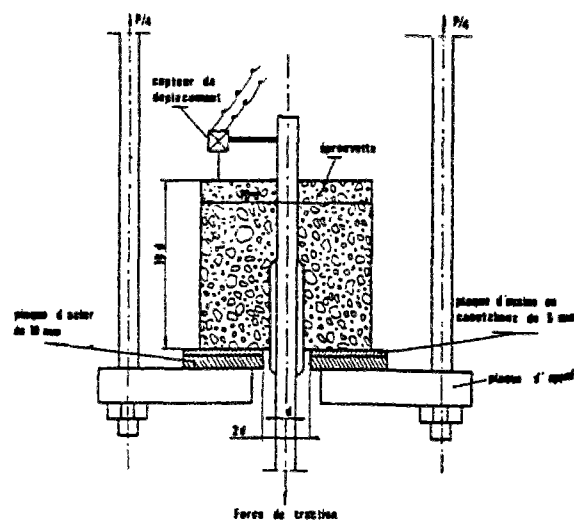
Cet essai a pour but de valider un modèle numérique représentatif de l'adhérence entre l'armature pour béton et le béton qui l'entoure. En effet, dans les essais de Pull-Out réalisés jusqu'à présent, le bloc de béton est simplement posé sur une plaque métallique fixe. La répartition mesurée des déformations des armatures dépend du type d'essais, selon que la barre soit tirée (pull-out-test) ou poussée (push-out-test).

L'influence de la contrainte normale σ_n est mise en évidence dans l'étude de BONY, CLAUDE et SORETZ [10]. Ces essais servent de base à de nombreuses déterminations de lois locales [16],[37]. L'étude expérimentale menée par MULLER et EISENBIEGLER [44] confirme que la répartition mesurée des déformations des armatures dépend du type d'essai (pull-out-test ou push-out-test).

Dans le cas du pull out, la sollicitation mécanique est différente de celle issue du retrait et cet essai donne une forte dispersion. L'essai ABA a alors été développé pour satisfaire à ces deux problèmes du pull out.

Schéma 1 :

Essais d'adhérence
Pull-out-test



Le principe de l'essai consiste à soumettre une éprouvette cylindrique de béton, traversée selon son axe par l'armature pour béton dont on veut évaluer l'adhérence, à un effort de traction jusqu'à atteindre une largeur de fissure dans la partie centrale de l'éprouvette, au plus égale à 1,5 mm.

Ce test de laboratoire est destiné à caractériser l'interaction entre l'armature et le béton. Il concerne spécifiquement le couple Béton/Armature. En parallèle, il faut déterminer la résistance mécanique du béton (en compression, en fendage ou en flexion) et la limite d'élasticité de l'acier.

Dans ce qui suit, on présente le dispositif expérimental de l'essai ABA, ainsi que les premiers résultats obtenus. Les essais ABA et les résultats expérimentaux serviront de support pour les simulations numériques. Cette étude permettra de déterminer les données principales du modèle, de présenter et d'interpréter les phénomènes mécaniques mis en évidence.

I. Description des essais ABA

I.1. Dispositif expérimental

Initialement, une première étude de pull-out "amélioré" a été menée. Dans ce cas, la sortie d'acier était mesurée côté tirant. Ces essais ont suscité le développement de l'essai ABA. Dans le cadre d'un contrat d'étude, les essais d'adhérence ont été réalisés initialement à l'institut de recherche sidérurgique (IRSID) en janvier 1993. En Juin 1993, nous avons effectué un suivi par émission acoustique sur les éprouvettes d'essai. Une troisième série a été menée à l'IRSID en Juin 1994. Pour cette série, le béton a été réalisé à Lafarge Ciments Viviers avec la formulation du béton FLORE. Les éprouvettes ont été transportées à l'âge de 3 semaines.

La quatrième série a été réalisée au laboratoire de recherche Ascométal-Unimétal (C.R.E.A.S.) en Juillet 1995. Pour cette série, la formulation du béton utilisé est aussi celle du projet FLORE et les dimensions du corps d'épreuve sont définies par le projet de norme de cet essai d'adhérence béton-armature.

I.1.1. Corps d'épreuve

Les éprouvettes sollicitées sont des cylindres en béton de hauteur H et de diamètre D [60], choisis en fonction de la limite élastique de l'acier et de la résistance à la traction du béton. L'armature métallique traverse le cylindre en son centre. Celui-ci est scindé en deux dans le plan médian par une rondelle de polyane mince (épaisseur $100\ \mu\text{m}$) perforée au voisinage de l'armature.

L'éprouvette est munie de 16 tirants noyés dans le béton (8 en partie haute, 8 en partie basse) permettant la répartition de l'effort de traction.

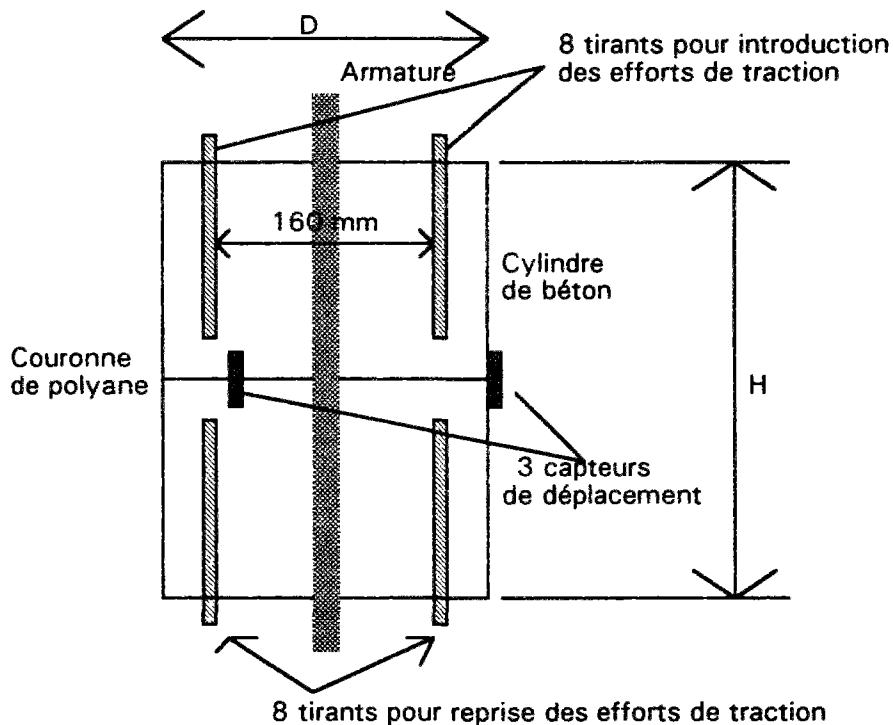


Schéma 2 : Eprouvette d'essai

Série N° 1 - Date de gâchage 01/1993 - Essais ABA				
Nombre d'éprouvettes	Armature ϕ (mm)	H (mm)	D (mm)	Age (jours)
3	4	400	250	14,16,17
3	6	400	250	14,16,17
3	8	400	250	15,16,17
3	10	400	250	15,16,17
1	12	400	250	7
3	16	400	250	14,15,16

Série N° 2 - Date de gâchage 06/1993 - Essais ABA + Emission acoustique				
Nombre d'éprouvettes	Armature ϕ (mm)	H (mm)	D (mm)	Age (jours)
3	12	400	250	7,7,8

Série N° 3 - Date de gâchage 07/1994 - Essais ABA				
Nombre d'éprouvettes	Armature (mm)	H (mm)	D (mm)	Age (jours)
3	$\phi 16$	500	300	28
3	Plat 40*2,44	500	350	28

Série N° 4 - Date de gâchage 07/1995 - Essais ABA				
Nombre d'éprouvettes	Armature (mm)	H (mm)	D (mm)	Age (jours)
2	$\phi 16$	500	350	28
2	Plat 40*2,44	500	350	28

I.1.2. Instrumentations et mesures

Les tirants répartis régulièrement rendent l'éprouvette solidaire :

- dans sa partie inférieure, à la traverse fixe de la machine de traction/compression
- dans sa partie supérieure, au piston mobile de cette machine.

Le dispositif expérimental permet d'assurer l'alignement de l'axe de l'éprouvette sur celui de la presse. Par ce procédé, on s'assure que l'on réalise de la traction pure dans l'acier et que l'on évite ainsi de créer de la flexion parasite. Cela peut être contrôlé par les mesures des trois capteurs de déplacement pour les différentes valeurs de la force F correspondant à l'apparition de la fissure médiane.

La traction appliquée sur les tirants noyés dans le béton est continue, elle est effectuée à la vitesse fixée de 0,03 mm/minute, vitesse proposée dans le projet de norme.

On met un terme à l'essai d'adhérence :

- si l'ouverture moyenne de la fissure dépasse la valeur de 1,5 mm
- si l'effort appliqué est tel que l'acier est plastifié (dépassement de la limite élastique)
- si l'éprouvette présente une dégradation généralisée.

L'instrumentation permet de suivre en continu sur une table traçante (X,Y) l'enregistrement synchronisé de :

- la force appliquée F
- l'ouverture de la fissure entre les deux demi-cylindres en béton dans le plan du polyane.

I.1.3.Emission acoustique et fissuration du béton

Les techniques d'émission acoustique [12] sont utilisées au LCPC depuis plusieurs années pour suivre la fissuration d'éprouvettes de béton soumises à un chargement. Elles assurent la détection et la localisation des micro fissures créées à l'intérieur de l'éprouvette, ce qui permet de préciser les dimensions de la zone endommagée à n'importe quel stade de chargement. Cette technique a été mise en oeuvre pour le suivi des essais ABA [13] de la série N° 2, dans le but de déterminer la longueur de béton endommagée au voisinage de l'armature, au cours d'un essai de traction sur l'éprouvette.

Les signaux acoustiques enregistrés se produisent, soit lorsqu'une microfissure se crée par décohérence des grains de sable, soit lors de la coalescence de celles déjà créées. Ces microfissures sont détectées par des capteurs collés à la surface de l'éprouvette.

Cette méthode a été utilisée pour déterminer la longueur sur laquelle la liaison entre l'armature et le béton qui l'enrobe est rompue lorsque l'éprouvette est soumise à un effort de traction.

Deux systèmes de localisation ont été utilisés :

- **Localisation linéaire**

Deux capteurs sont collés aux extrémités de l'armature. Ils permettent de calculer la position des sources au voisinage immédiat de l'armature (Schéma 3).

- **Localisation plane**

Quatre capteurs sont disposés suivant un carré de 175 mm de côté et déterminent un plan situé à 3 cm au dessus du plan de fissure, c'est-à-dire du côté où la charge est appliquée, par le piston mobile de la machine (Schéma 3).

Conditions d'enregistrement des signaux

Les signaux sont traités par un micro-ordinateur qui détermine :

- l'amplitude du bruit de fond
- les différences de temps d'arrivée (ΔT) aux différents capteurs.

Le calcul de la localisation est effectué avec les deux couples de capteurs situés entre les diagonales du carré et les capteurs situés sur les extrémités de la barre en acier (propagation des ondes de 5100 m/sec. pour l'acier et de 4600 m/sec pour le béton).

Pour éviter l'enregistrement d'un nombre trop important de signaux provenant de la rupture du béton dans le plan de la fissure (du fait du gauchissement de la couronne de polyane lors du coulage de l'éprouvette, les deux moitiés de l'éprouvette sont liées par du

béton sur le pourtour du plan de la fissure), le programme d'acquisition ne prendra pas en mémoire les signaux émis à plus de 10 cm de l'axe de l'armature.
 La localisation plane n'est valable que pour la partie supérieure. Le plan de la fissure interdisant un trajet direct des ondes source-capteurs, les signaux dus à des sources situées dans la partie inférieure de l'éprouvette sont rejetés.

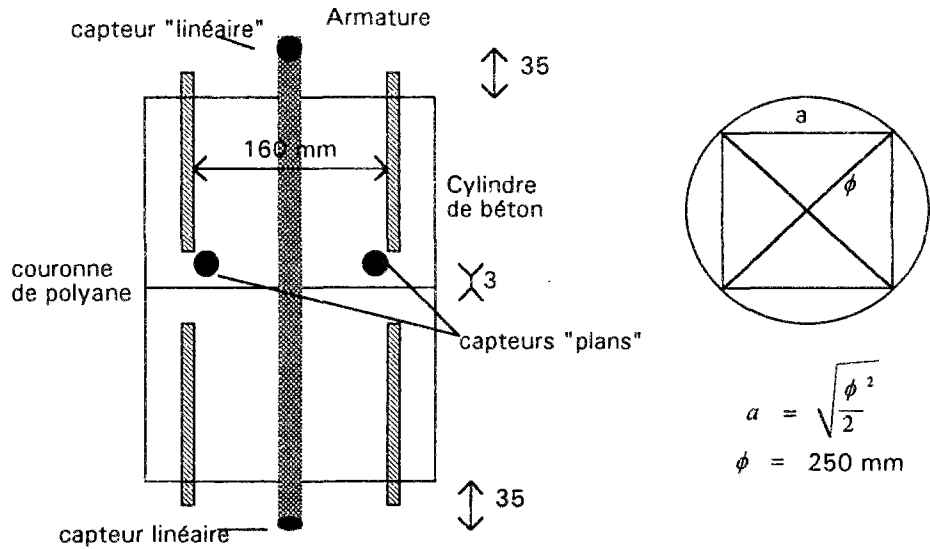
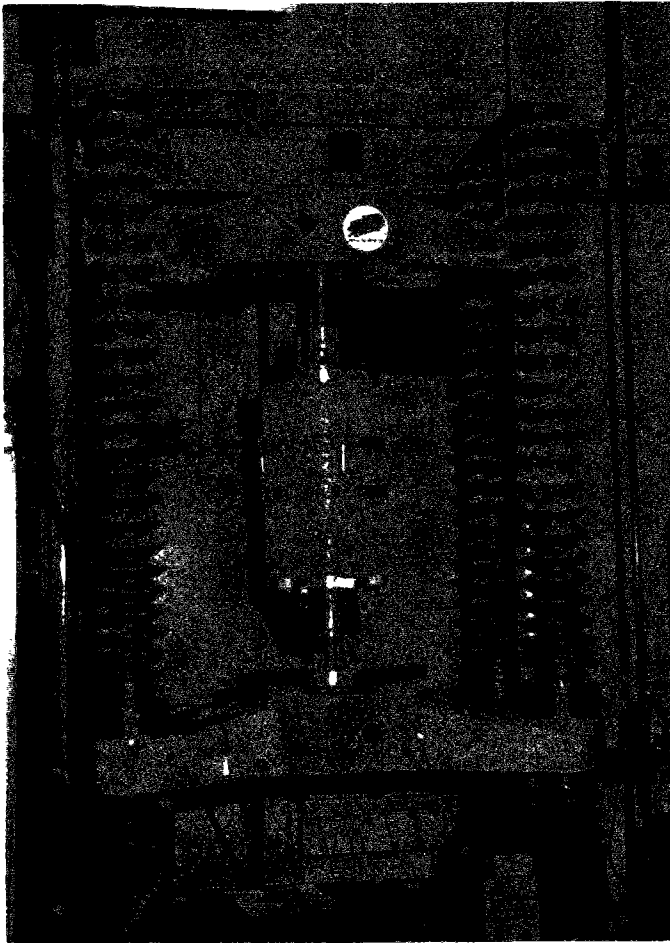
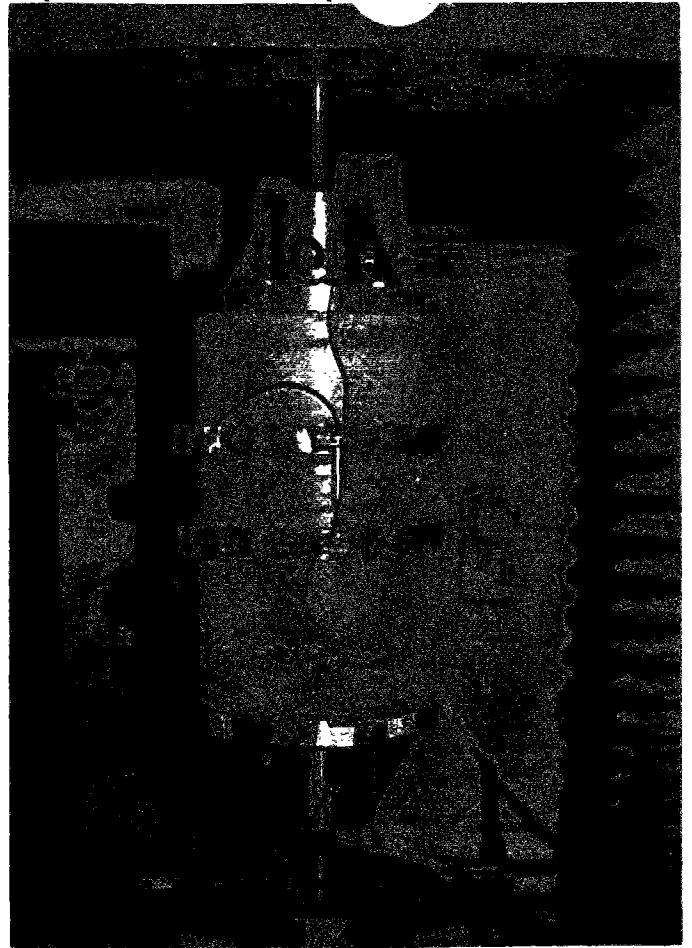


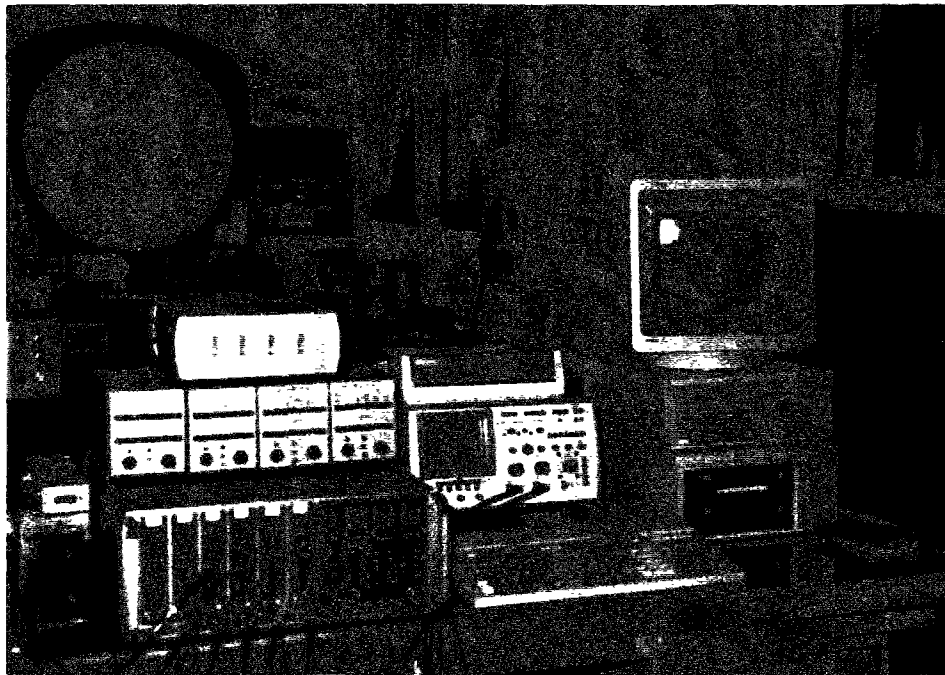
Schéma 3 : Localisation des capteurs pour émission acoustique



Photographie 1
 Essais d'adhérence ABA instrumentés pour l'émission acoustique



Photographie 2



Photographie 3 : Traitement informatique du signal (Matériel du LCPC)

1.2. Caractéristiques des matériaux

série N°1

L'armature en acier est un fil Accor dont le diamètre choisi varie, selon les essais, de 4 mm à 16 mm. La limite élastique garantie de cet acier est de 500 MPa (Fe E500). Les fils fins, jusqu'à 10 mm inclus, sont crantés à froid. A partir de 12 mm, ils sont crantés à chaud. Cet acier sera désigné dans la suite par HA. Nous remercions la SAM, partenaire du projet, pour avoir mis à disposition ces armatures.

Le béton utilisé est un béton ordinaire (B40), livré en toupie. Sa formule, donnée pour un mètre cube, est la suivante:

Constituants	Poids (kg)
Gravier 4/12	280
Gravier 12/20	690
Sable du Rhône 0/4	680
CPA-CEM I 52,5 R Teil	410
Eau	140
Chryso air	0,4

E/C = 0,34

Densité théorique	2200 kg/m ³
Slump à l'utilisation	3 à 4 cm

Echéance (jours)	Résistance au fendage (MPa) sur des éprouvettes cylindriques 16cm x 32 cm
15	3,8
16	3,6
17	3,6

série N°2

La formulation de béton est la même que pour la série précédente (livraison en toupie). On notera un problème de cohérence. La résistance au fendage à 7 jours de la série n° 2 est supérieure à la résistance au fendage à 15 jours de la série n° 1. Le béton n'est donc pas identique.

Echéance (jours)	Résistance au fendage (MPa) sur des éprouvettes cylindriques 16cm x 32 cm
7	5,18
8	4,9
8	4,68

série N°3

L'objectif de cette 3^{ème} série est de tester la liaison entre chacun des deux types d'acier (Flexarm et HA 16 mm) et le béton FLORE. La mise en oeuvre de 9 éprouvettes en béton a été réalisée à Viviers, puis les corps d'épreuve ont été transportés à l'IRSID. La faible résistance au fendage mesurée à 28 jours laisse planer un doute sur la qualité du béton et de ce fait sur la pertinence des résultats des essais ABA. Cette série sera doublée.

Echéance (jours)	Résistance au fendage (MPa) sur des éprouvettes cylindriques 16cm x 32 cm
28	2,9

série N°4

L'objectif de cette 4^{ème} série est de tester la liaison entre chacun des deux types d'acier (Flexarm et HA 16 mm) et le béton FLORE qui a été utilisé dans le banc en retrait empêché. La mise en oeuvre de 5 éprouvettes en béton a été réalisée à Viviers, puis les corps d'épreuve ont été transportés à CREAS. Les aciers utilisés dans le banc et pour les essais d'adhérence sont issus d'un même lot. Les éprouvettes d'essai sont repérées N°2 et N°3 pour le HA 16 mm et repérées N°4 et N°5 pour le Flexarm.

Les essais ABA ont été réalisés au centre de Gandrange, sur une machine Roll Kortaus de capacité 20 t.

Pour les essais sur le HA 16 (éprouvettes N°2 et N°3)		
Echéance (jours)	Résistance au fendage du béton (MPa)	Résistance en compression du béton (MPa)
7	-	41,5
14	-	-
28	3,49	49,6

Pour les essais sur le Flexarm 40x2,44(éprouvettes N°4 et N°5)		
Echéance (jours)	Résistance au fendage du béton (MPa)	Résistance en compression du béton (MPa)
7	-	-
14	-	43
28	3	46

II. Résultats des essais d'adhérence

Les résultats de ces essais expriment la valeur (moyenne des trois capteurs) de l'ouverture de la fissure en fonction de la force de traction F appliquée sur les tirants. L'ouverture de la fissure correspond à la longueur d'armature extraite du béton (sortie d'acier).

On désigne par :

- P : le périmètre de contact entre l'acier et le béton
- l : la longueur d'encastrement de la barre d'acier dans le corps de l'éprouvette
- S_a : la section de l'armature en acier

- σ_a : la contrainte de traction dans l'acier $\sigma_a = \frac{F}{S_a}$
- τ_a : la contrainte moyenne d'adhérence $\tau_a = \frac{F}{Pl}$

II.1. Comportement global

II.1.1. Série N°1

Pour des diamètres d'armature variant de 4 à 16 mm, des essais d'adhérences ont été réalisés par séries de trois éprouvettes. Le comportement expérimental global est présenté sous les diverses courbes effort-sortie d'acier (F-G) et résumé dans le tableau 1.

L'essai ABA permet de caractériser de façon très satisfaisante un couple Béton/Armature par un coefficient de mobilisation de résistance élastique pour une ouverture de fissure déterminée.

Définition : MORE_{0,5} est le rapport de la charge observée pour une fissure de largeur 0,5 mm et la charge à la limite d'élasticité effective de l'armature essayée.

Force F(N) pour la sortie d'acier G(mm)							
G ->	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,7	Max.
Acier Φ(mm)							
4	5570	6880	8560	9170	9430	9560	9600
4	-	-	7930	-	9340	9500	9650
4	-	-	76700	-	91800	94400	9600
6	7860	11800	15730	16710	16980	17150	17300
6	6900	10330	14000	16400	16820	17150	17300
6	6900	11600	15570	16550	16980	17150	17300
8	11300	18000	23610	27530	28980	29700	30160
8	9830	16390	20060	25560	28460	29280	29870
8	11300	18840	23770	27370	29110	29440	29900
10	13270	23400	32310	39330	44340	45980	47460
10	14400	24090	34100	40000	44910	46300	47500
10	16880	28680	36130	42280	45570	46290	47400
12	22610	34400	44750	53590	59670	65600	68190
16	30150	50150	67050	80310	82620	91800	100000
16	31790	51600	69510	81950	86390	96820	101900
16	30480	50480	67210	80800	90810	99300	99600

Tableau 1 : Effort-sortie d'acier pour des armatures de 4 à 16 mm de diamètre

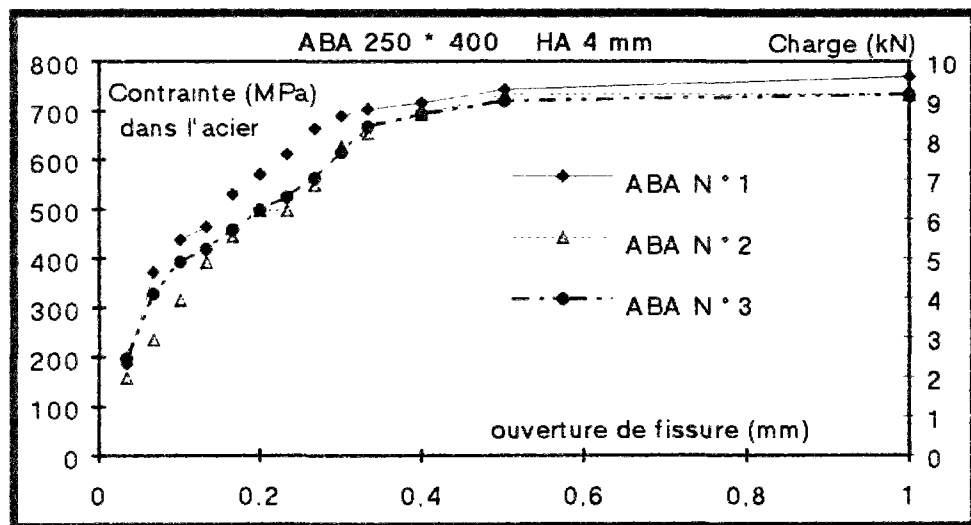


Figure 1 : Essai ABA sur HA 4 mm

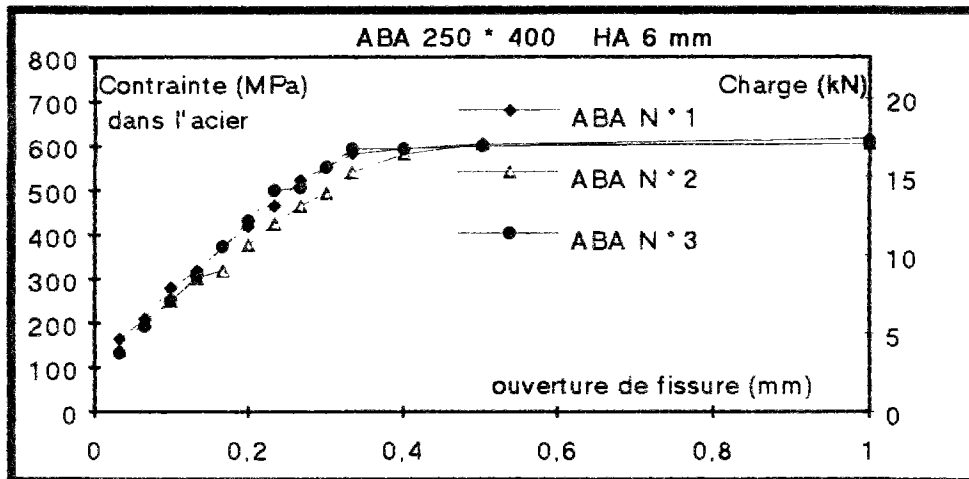


Figure 2 : Essai ABA sur HA 6 mm

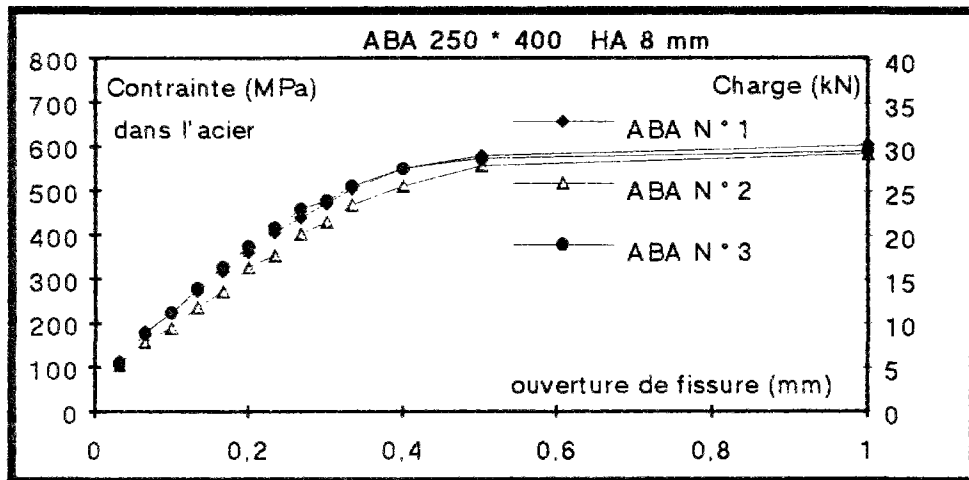


Figure 3 : Essai ABA sur HA 8 mm

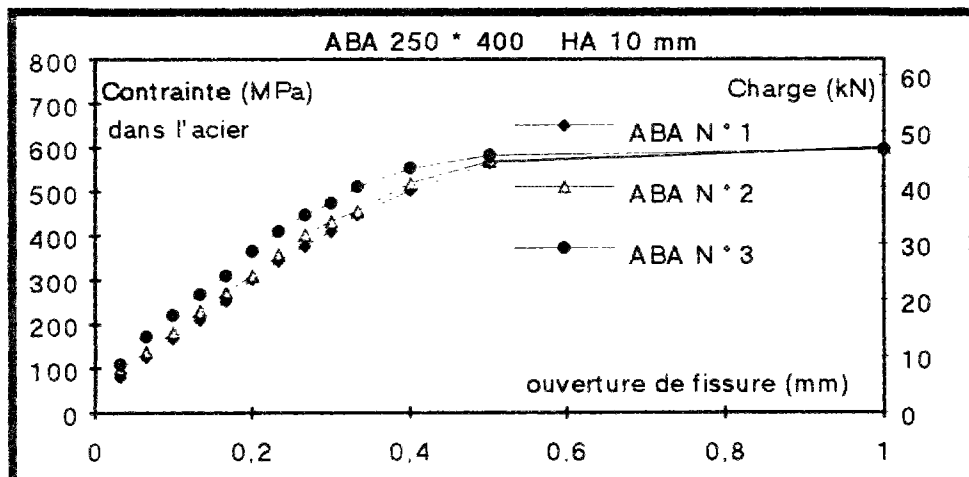


Figure 4 : Essai ABA sur HA 10 mm

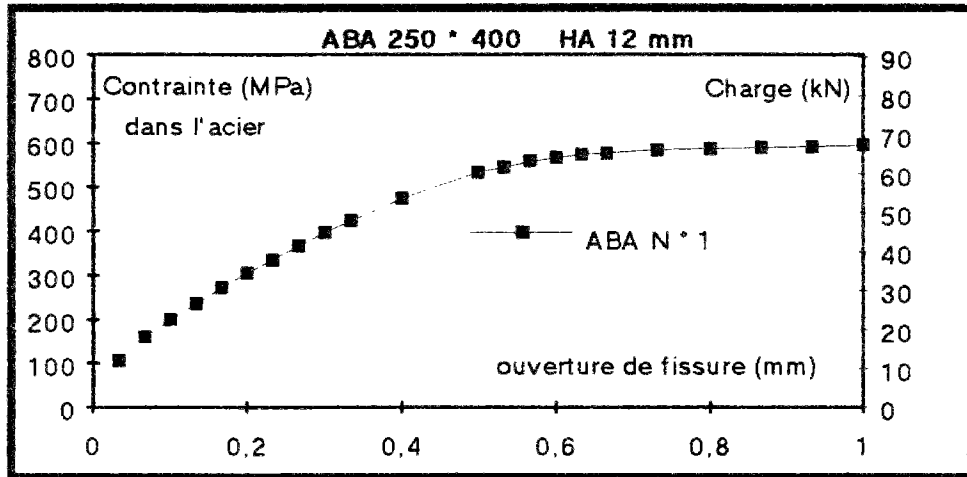


Figure 5 : Essai ABA sur HA 12 mm

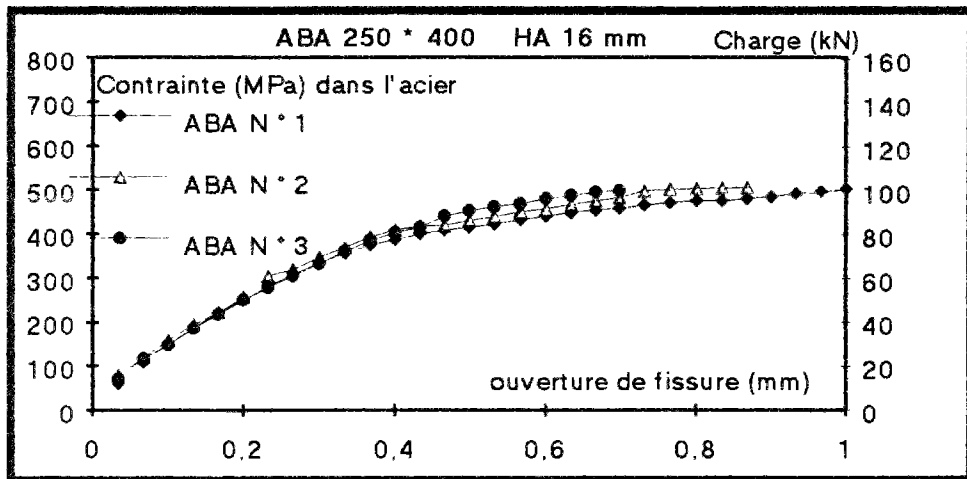


Figure 6 : Essai ABA sur HA 16 mm

Pour une contrainte de 500 MPa dans les armatures fils crantés FeE500, on observe les ouvertures de fissure suivantes :

ϕ (mm)	F(N)	G(mm)
4	6300	0,065
6	14150	0,26
8	25150	0,34
10	39300	0,415
12	56550	0,465
16	100550	1,1 *

* fissures longitudinales sur l'éprouvette

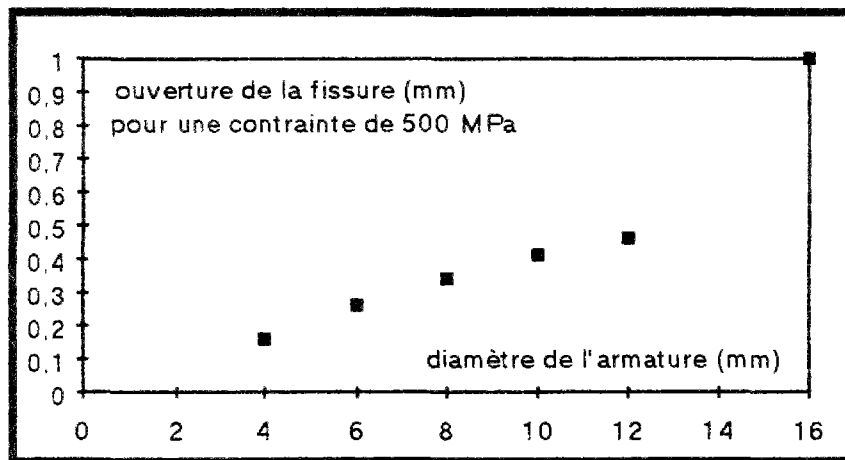


Figure 7 : Influence du diamètre de l'armature

La procédure utilisée pour la série N°1 ne permet de tester des armatures FeE500, de façon fiable, que jusqu'à des diamètres de 12 mm.

Pour les essais avec un fil cranté de 16 mm, on développe un effort de traction voisin de 100000 N. Les corps d'épreuve ayant un diamètre de 250 mm (section de 49090 mm²), on génère une contrainte de traction pure moyenne de 2,04 MPa. Il existe donc certainement dans l'éprouvette (au voisinage des tirants) des contraintes de traction dépassant la contrainte admissible en traction pure.

II.1.2. Série N°2

G ->	Force F(kN) pour la sortie d'acier G(mm)						
	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,7	Max..
Acier Φ(mm)							
12	20,45	37,60	49,00	58,00	63,70	67,30	68,10
12	31,40	45,90	56,10	64,00	67,30	68,30	69,10
12	32,00	44,55	53,80	60,70	65,30	68,00	68,80

Pour une contrainte de 500 MPa dans les fils crantés FeE500, on observe les ouvertures de fissure suivantes:

φ(mm)	F(kN)	G(mm)
12	56,55	0,38
12	56,55	0,30
12	56,55	0,33

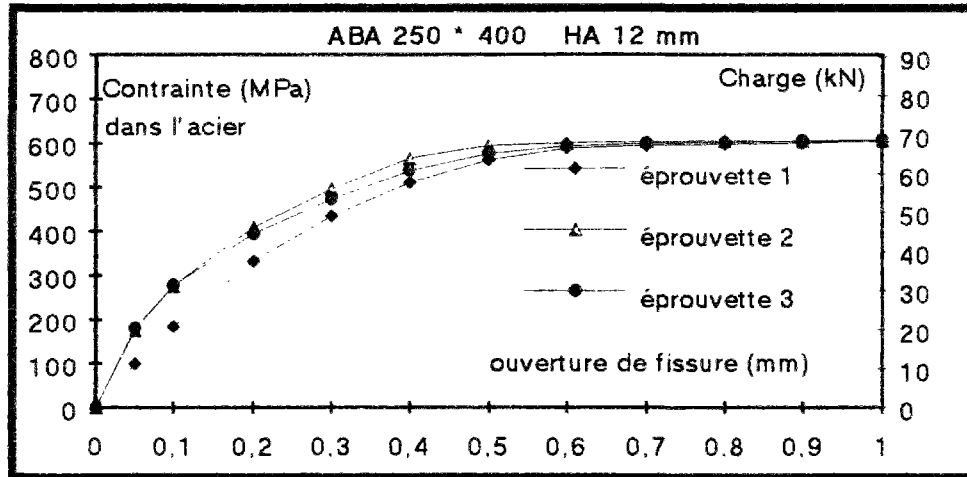


Figure 8: Essai d'adhérence sur HA 12 mm

a) Eprouvette N°1

L'essai a été réalisé à une vitesse de montée en charge de 30µm/minute. Les premières émissions acoustiques se sont produites à partir de 30 kN environ.

a1) localisation linéaire

Les figures 9 à 11 représentent les histogrammes de localisation linéaire des événements (nombre d'événements par centimètre le long de l'axe de l'éprouvette) aux charges suivantes : 34,07 kN - 42,53 kN - 51,11 kN - 59,62 kN - 68,14 kN. Tous les événements sont pris en compte quelle que soit leur distance à l'axe.

Les figures 12 à 14 donnent les mêmes histogrammes, qui ne prennent en compte que des événements situés à moins de 30 mm de l'axe de l'éprouvette.

- Partie supérieure de l'éprouvette (portant les capteurs de localisation plane)

Dès le début, l'endommagement s'étend sur 12 à 13 cm. Il devient ensuite de plus en plus fort mais ne progresse pas le long de l'armature. A la fin de l'essai (Figure 11), les histogrammes présentent des pics nets à 3 cm et à 8 cm du plan de fissure. Ces pics peuvent s'expliquer par une destruction de la liaison béton/armature plus importante autour de ces deux points.

- Partie inférieure de l'éprouvette

La longueur endommagée semble limitée à 6 cm mais cela peut provenir de l'élimination à l'enregistrement des événements situés trop loin du plan de fissure (conditions de propagation des ondes trop défavorables). En fin d'essai, on observe aussi un pic à 2 cm du plan de fissure.

On peut estimer que la liaison béton/armature est détruite sur 7 cm environ.

a2) localisation plane (Figure 15)

La localisation dans le plan des 4 capteurs, à 3 cm du plan de fissure, prend en compte les événements situés à plus ou moins 3 cm de ce plan. Elle donne la répartition de l'endommagement dans un plan perpendiculaire à l'axe de l'éprouvette. Elle montre que les événements sont principalement concentrés dans un rayon de 3 cm environ autour de l'armature.

La précision estimée est d'environ 1 cm.

b) Eprouvette N°2

L'essai a été réalisé à une vitesse de montée en charge de 20 μ m/minute
Les premières émissions acoustiques se sont produites à partir de 30 kN environ.

b1) localisation linéaire

Les mêmes histogrammes (Figures 16 à 18 et 19 à 21) ont été tracés pour des charges de 34,55 kN - 43,18 kN - 51,32 kN - 60,46 kN - 69,1 kN.

- Partie supérieure de l'éprouvette (portant les capteurs de localisation plane)

On observe un endommagement qui s'étend, dès le début, sur 10 cm, et qui augmente avec la charge sans progresser le long de l'armature. Un pic à 3 cm se remarque en fin d'essai (Figure 21).

- Partie inférieure de l'éprouvette

L'endommagement semble s'étendre sur 5 cm avec un pic à 4 cm en dessous du plan de fissure en fin d'essai. Compte tenu de l'élimination prématurée d'un nombre important de signaux par le critère imposé pour l'enregistrement, on ne peut guère apporter de crédit à ce résultat.

On peut estimer que la liaison béton/armature est détruite sur environ 7 cm.

b2) localisation plane (Figure 22)

Les événements sont concentrés dans un rayon de 3,5 cm. La dissymétrie de l'endommagement s'explique certainement par un problème de flexion de l'éprouvette.

c) Eprouvette N°3

L'essai a été réalisé à une vitesse de montée en charge comprise entre 15 et 20 μ m/minute.
Les premières émissions se produisent à partir de 30 kN

c1) localisation linéaire

Les mêmes histogrammes (Figures 23 à 26 et 27 à 30) ont été tracés pour des charges de 32,25 kN - 40,31 kN - 48,38 kN - 56,44 kN - 64,5 kN.

- Partie supérieure de l'éprouvette (portant les capteurs de localisation plane)

L'endommagement s'étend dès le début sur 10 cm, s'intensifie sans s'étendre en longueur. En fin d'essai, on observe un pic à 3 cm et un pic à 9 cm du plan de joint.

- Partie inférieure de l'éprouvette

L'endommagement semble limité à 3 cm. Compte tenu du critère d'enregistrement, on ne peut pas apporter de crédit à ce résultat.

c2) localisation plane (Figure 31)

L'emplacement de l'armature est nettement dessiné. Les événements sont concentrés dans un rayon de 4 cm.

d) Comparaison des résultats

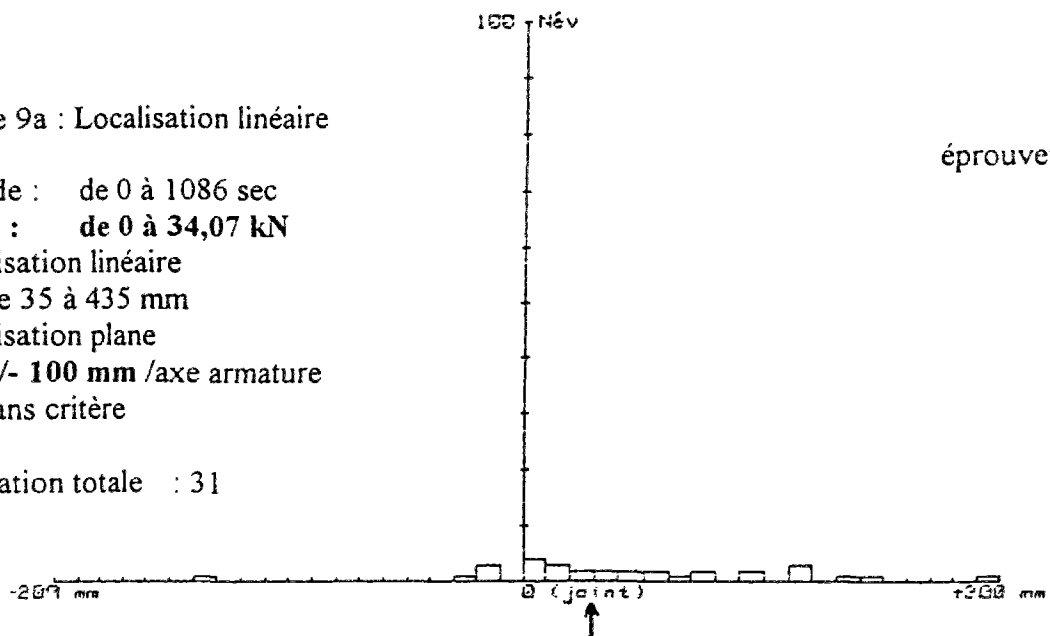
Les trois éprouvettes ont donné des résultats assez proches :

- début de l'endommagement vers 30 kN
- l'endommagement s'étend sur une longueur de 10 cm dès le début, il ne progresse plus en distance
- l'endommagement s'intensifie avec la charge
- le "collage" entre le béton et l'armature semble endommagé sur 7 à 10 cm (avec probablement une reprise d'ancrage par le mécanisme de bielle).

Figure 9a : Localisation linéaire

Période : de 0 à 1086 sec
Force : de 0 à 34,07 kN
Localisation linéaire
de 35 à 435 mm
Localisation plane
+/- 100 mm /axe armature
sans critère

Population totale : 31

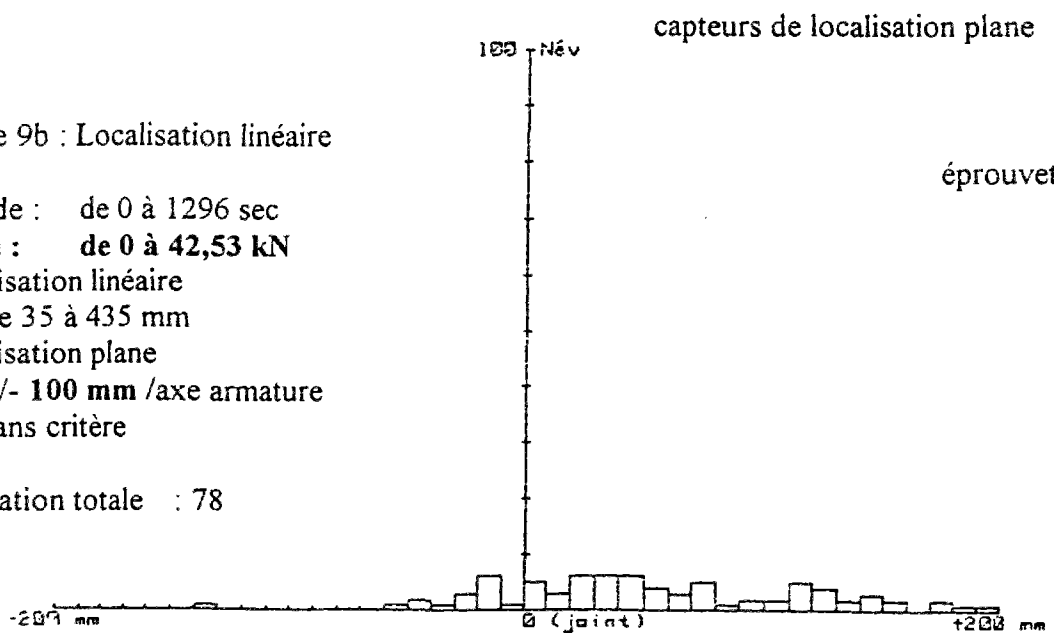


éprouvette n°1

Figure 9b : Localisation linéaire

Période : de 0 à 1296 sec
Force : de 0 à 42,53 kN
Localisation linéaire
de 35 à 435 mm
Localisation plane
+/- 100 mm /axe armature
sans critère

Population totale : 78



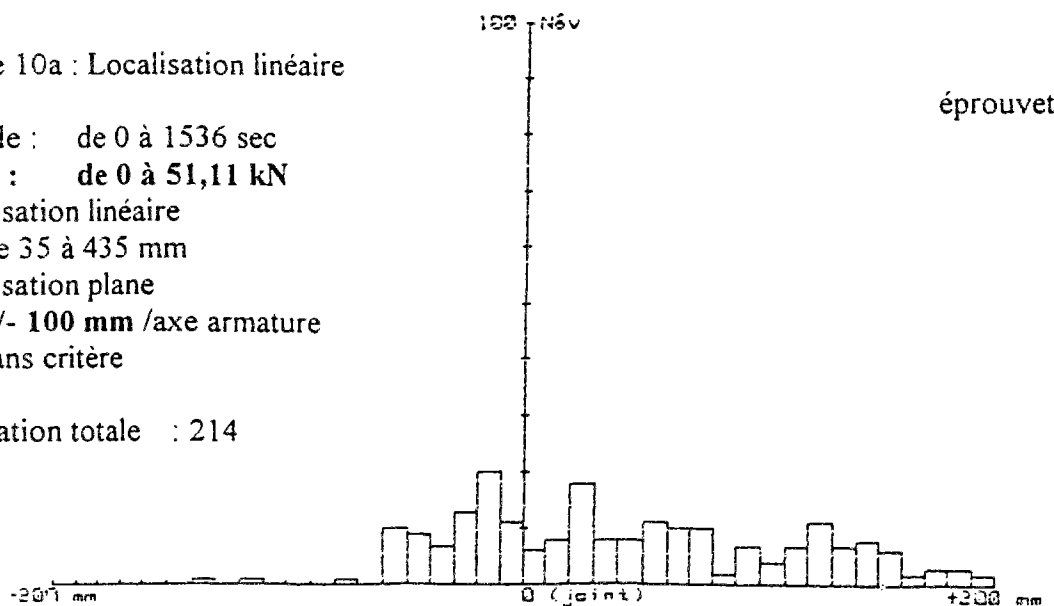
capteurs de localisation plane

éprouvette n°1

Figure 10a : Localisation linéaire

Période : de 0 à 1536 sec
Force : de 0 à 51,11 kN
Localisation linéaire
de 35 à 435 mm
Localisation plane
+/- 100 mm /axe armature
sans critère

Population totale : 214



éprouvette n°1

Figure 10b : Localisation linéaire

Période : de 0 à 1086 sec

Force : de 0 à 59,62 kN

Localisation linéaire
de 35 à 435 mm

Localisation plane
+/- 100 mm /axe armature
sans critère

Population totale : 396

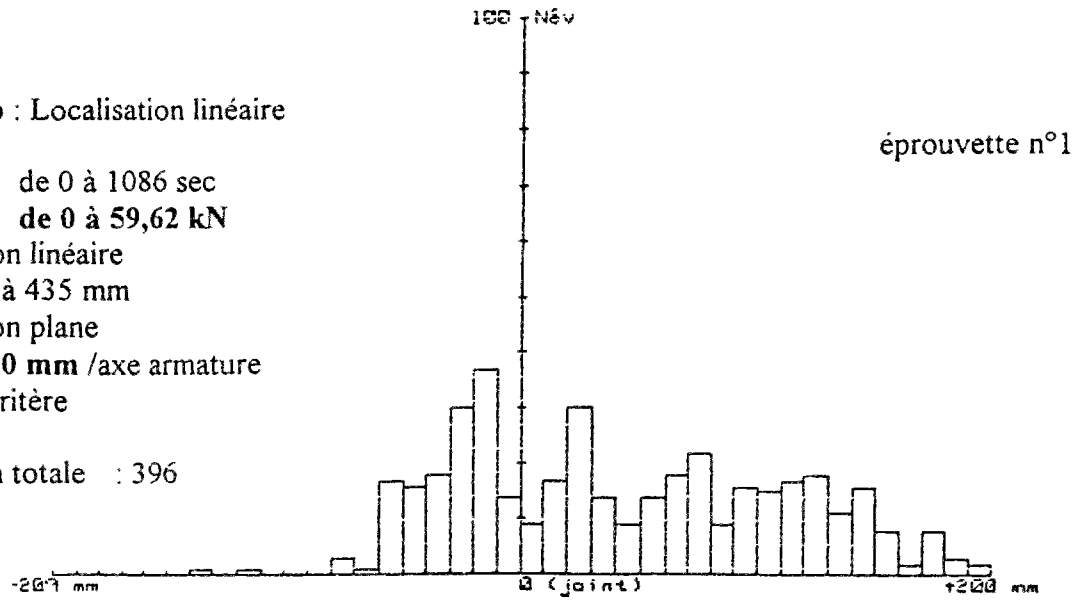


Figure 11 : Localisation linéaire

Période : de 0 à 2784 sec

Force : de 0 à 68,14 kN

Localisation linéaire
de 35 à 435 mm

Localisation plane
+/- 100 mm /axe armature
sans critère

Population totale : 1004

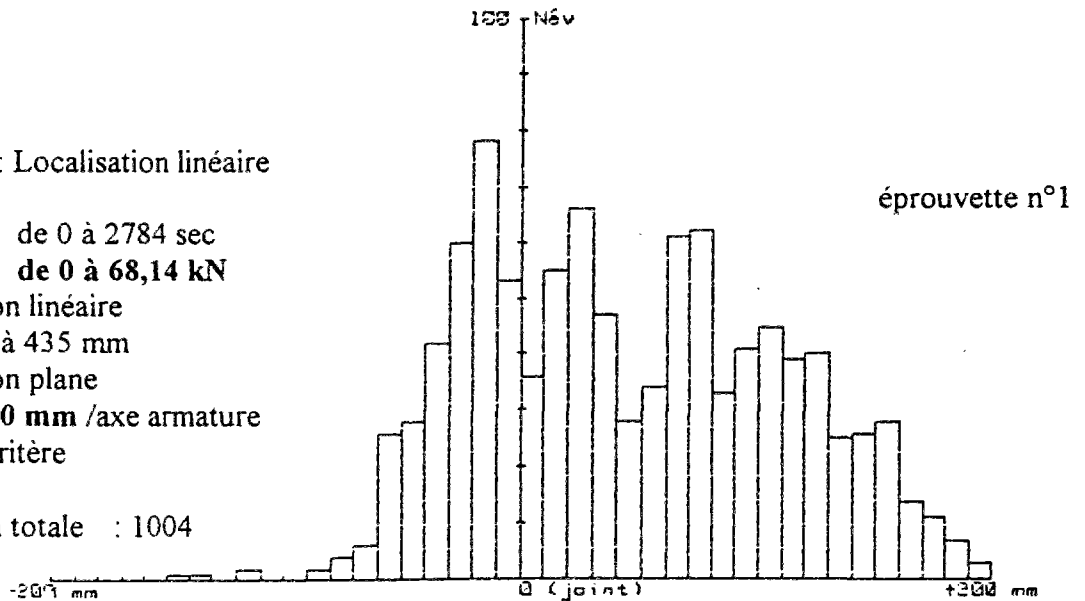


Figure 12a : Localisation linéaire

Période : de 0 à 1536 sec

Force : de 0 à 34,07 kN

Localisation linéaire
de 35 à 435 mm

Localisation plane
+/- 30 mm /axe armature
sans critère

Population totale : 19

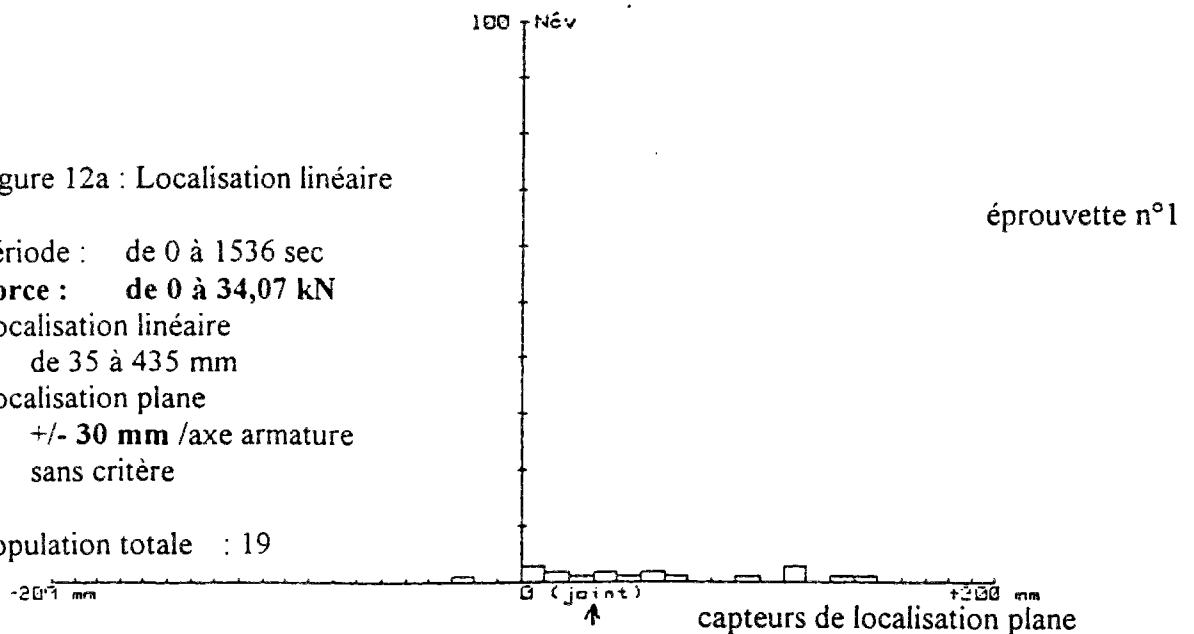


Figure 12b : Localisation linéaire

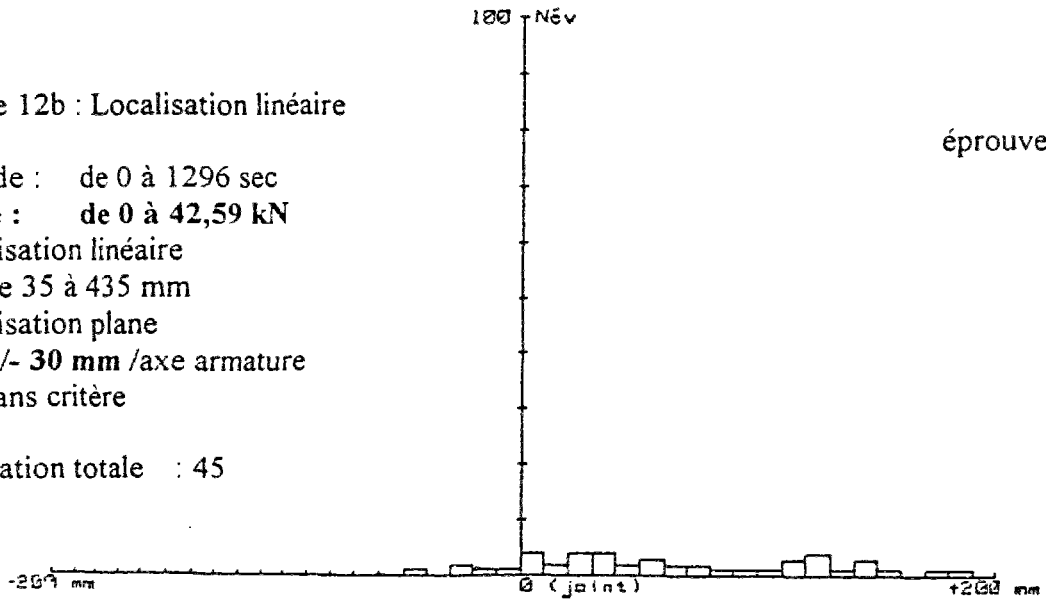
Période : de 0 à 1296 sec

Force : de 0 à 42,59 kN

Localisation linéaire
de 35 à 435 mm

Localisation plane
+/- 30 mm /axe armature
sans critère

Population totale : 45



éprouvette n°1

Figure 13a : Localisation linéaire

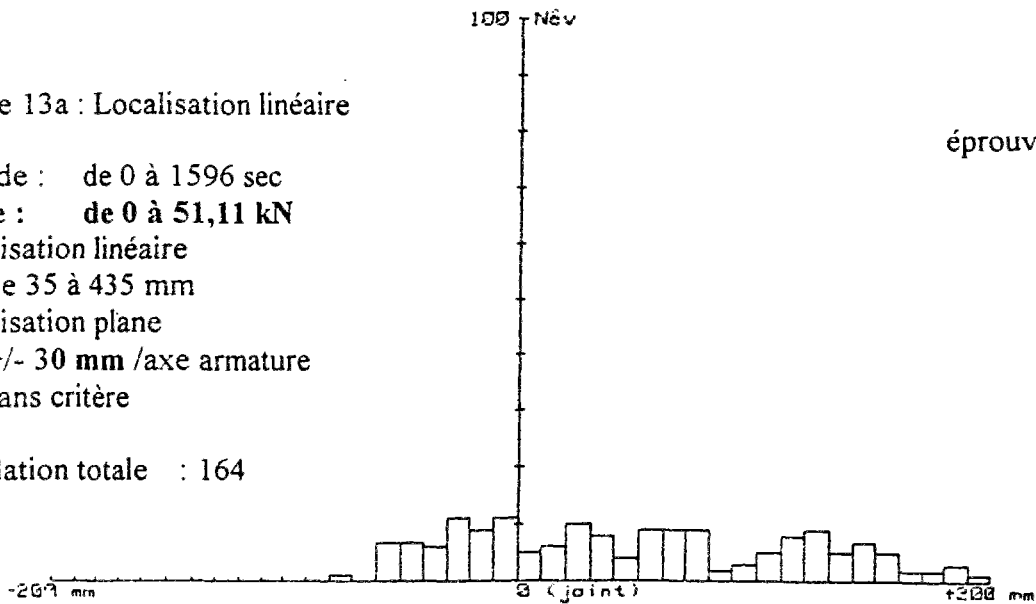
Période : de 0 à 1596 sec

Force : de 0 à 51,11 kN

Localisation linéaire
de 35 à 435 mm

Localisation plane
+/- 30 mm /axe armature
sans critère

Population totale : 164



éprouvette n°1

Figure 13b : Localisation linéaire

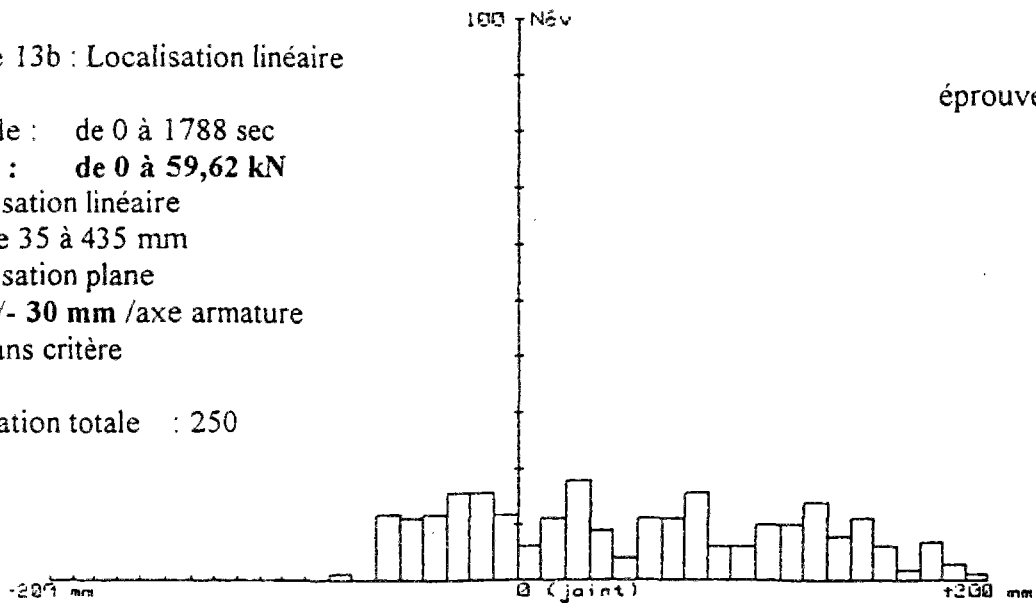
Période : de 0 à 1788 sec

Force : de 0 à 59,62 kN

Localisation linéaire
de 35 à 435 mm

Localisation plane
+/- 30 mm /axe armature
sans critère

Population totale : 250



éprouvette n°1

Figure 14 : Localisation linéaire

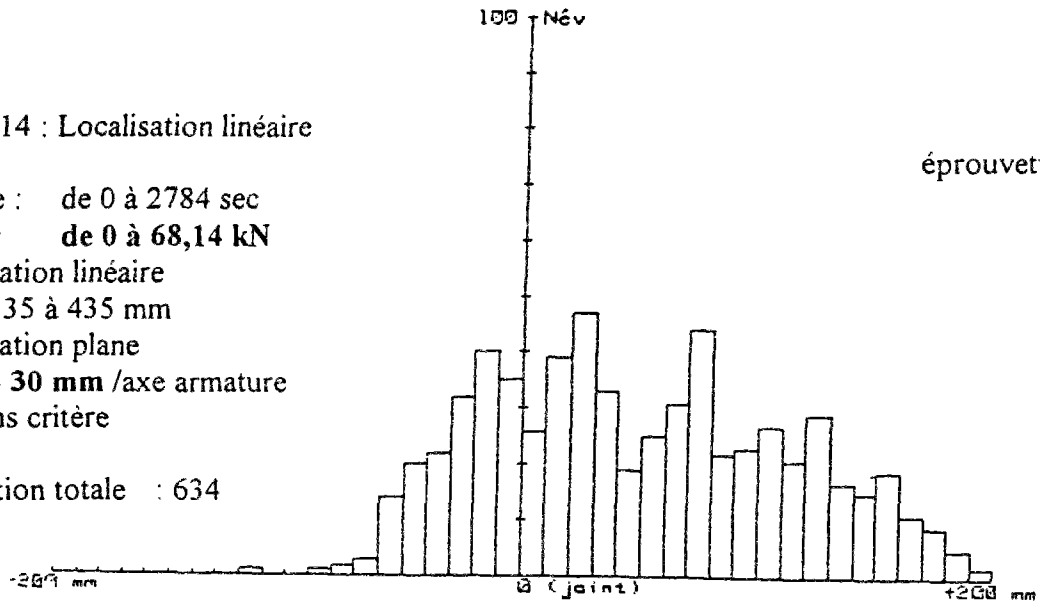
Période : de 0 à 2784 sec

Force : de 0 à 68,14 kN

Localisation linéaire
de 35 à 435 mm

Localisation plane
+/- 30 mm /axe armature
sans critère

Population totale : 634



éprouvette n°1

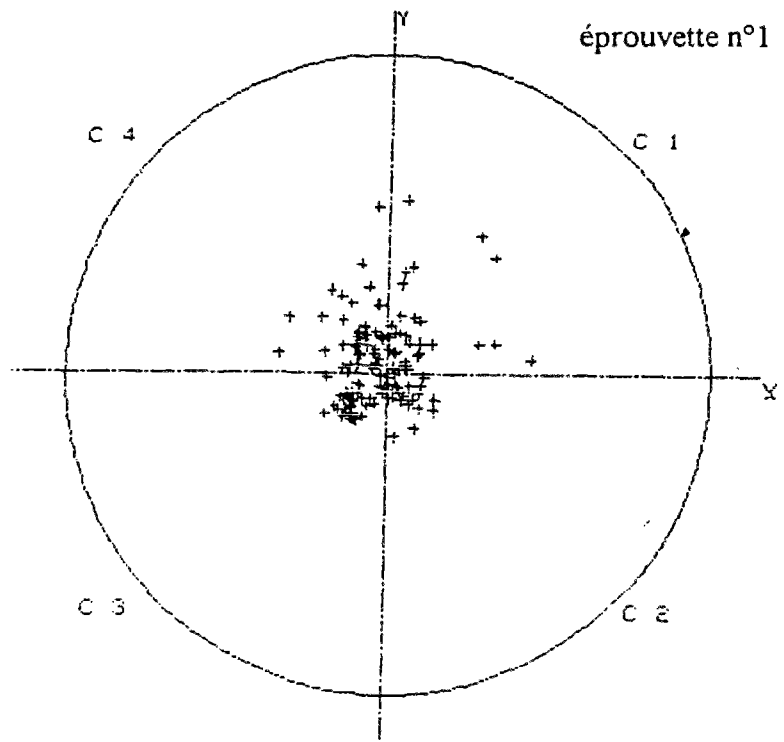
Figure 15 : Localisation plane

Tolérance : $r = \pm 10$ mm

Zone linéaire
de 235 à 295 mm

Événements traités : 270

Événements localisés : 143

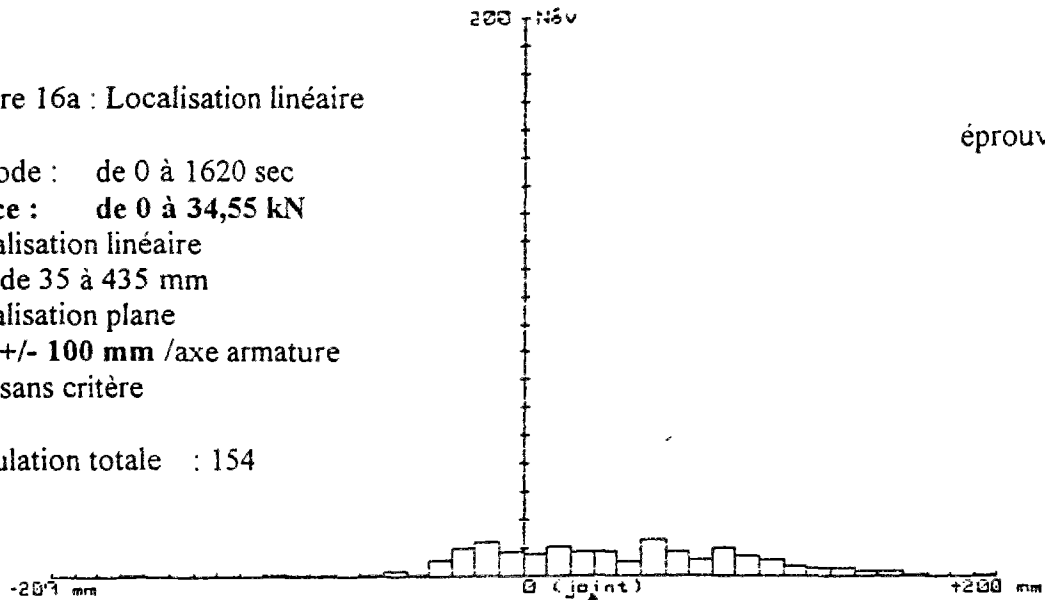


éprouvette n°1

Figure 16a : Localisation linéaire

Période : de 0 à 1620 sec
Force : de 0 à 34,55 kN
Localisation linéaire
de 35 à 435 mm
Localisation plane
+/- 100 mm /axe armature
sans critère

Population totale : 154

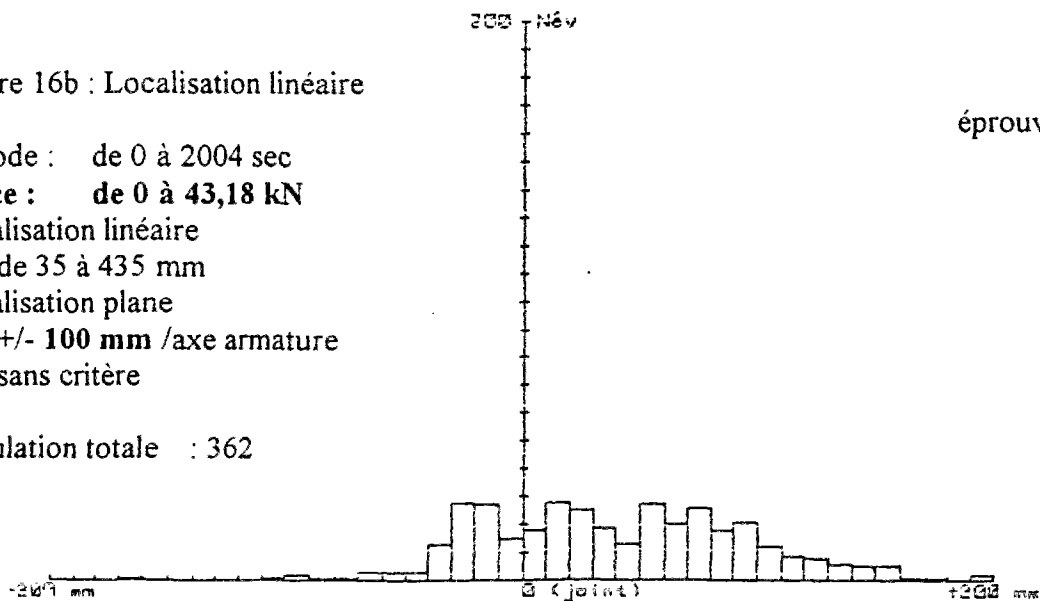


épreuve n°2

Figure 16b : Localisation linéaire

Période : de 0 à 2004 sec
Force : de 0 à 43,18 kN
Localisation linéaire
de 35 à 435 mm
Localisation plane
+/- 100 mm /axe armature
sans critère

Population totale : 362

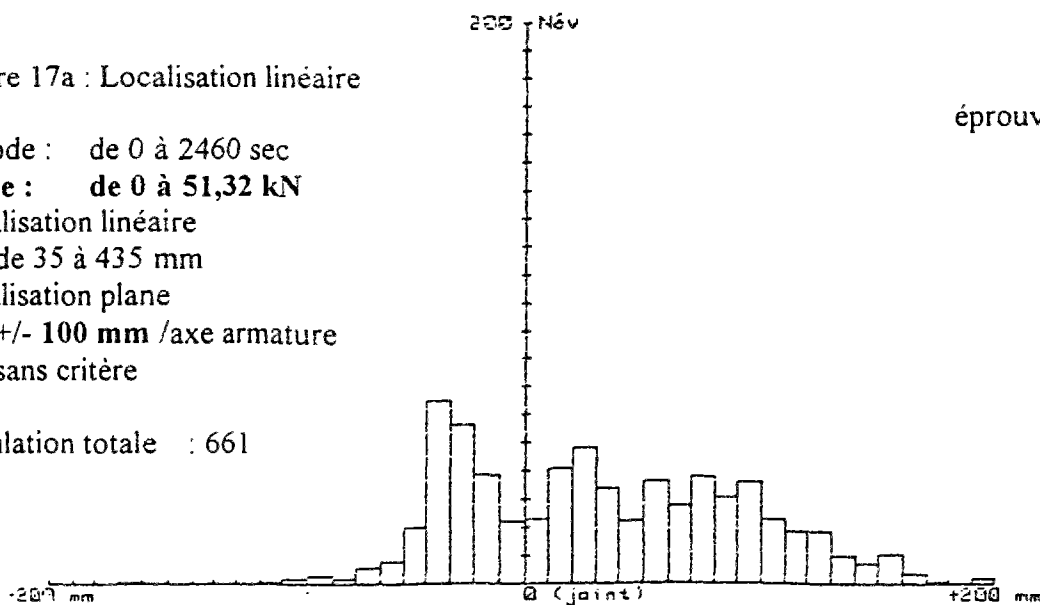


épreuve n°2

Figure 17a : Localisation linéaire

Période : de 0 à 2460 sec
Force : de 0 à 51,32 kN
Localisation linéaire
de 35 à 435 mm
Localisation plane
+/- 100 mm /axe armature
sans critère

Population totale : 661

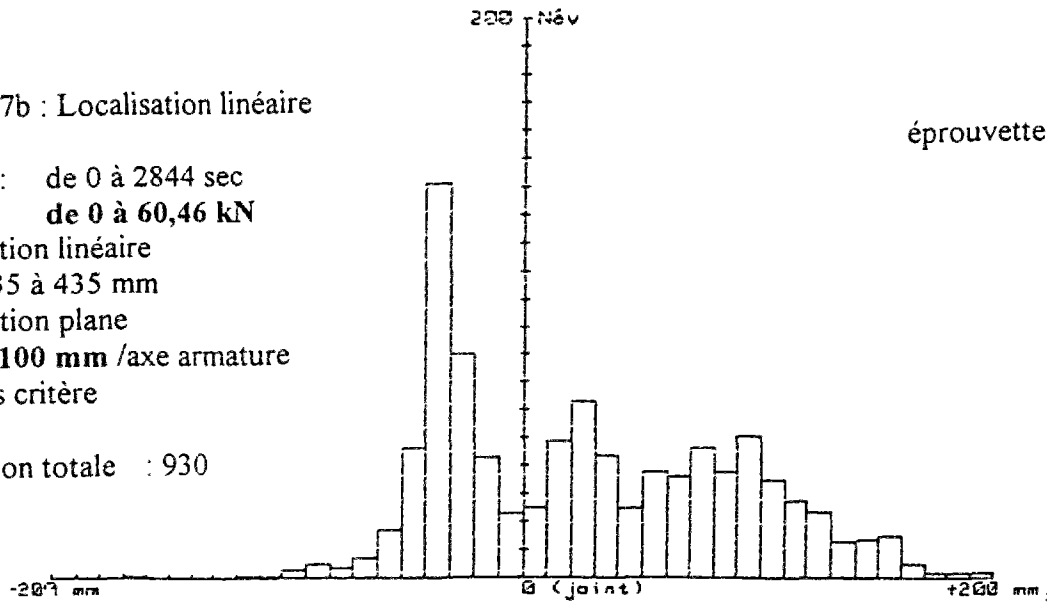


épreuve n°2

Figure 17b : Localisation linéaire

Période : de 0 à 2844 sec
Force : de 0 à 60,46 kN
Localisation linéaire
de 35 à 435 mm
Localisation plane
+/- 100 mm /axe armature
sans critère

Population totale : 930

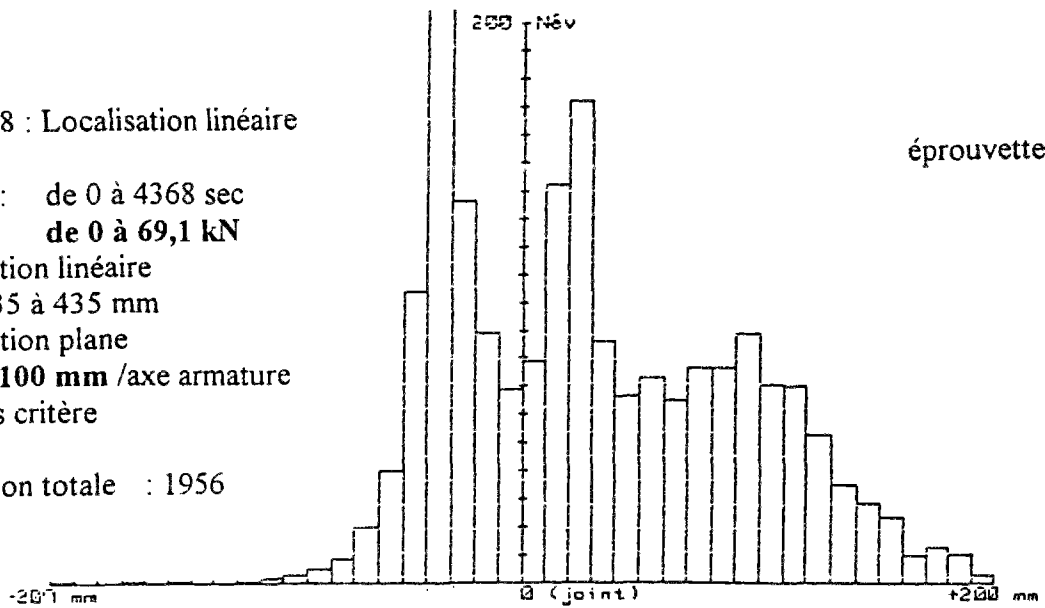


éprouvette n°2

Figure 18 : Localisation linéaire

Période : de 0 à 4368 sec
Force : de 0 à 69,1 kN
Localisation linéaire
de 35 à 435 mm
Localisation plane
+/- 100 mm /axe armature
sans critère

Population totale : 1956

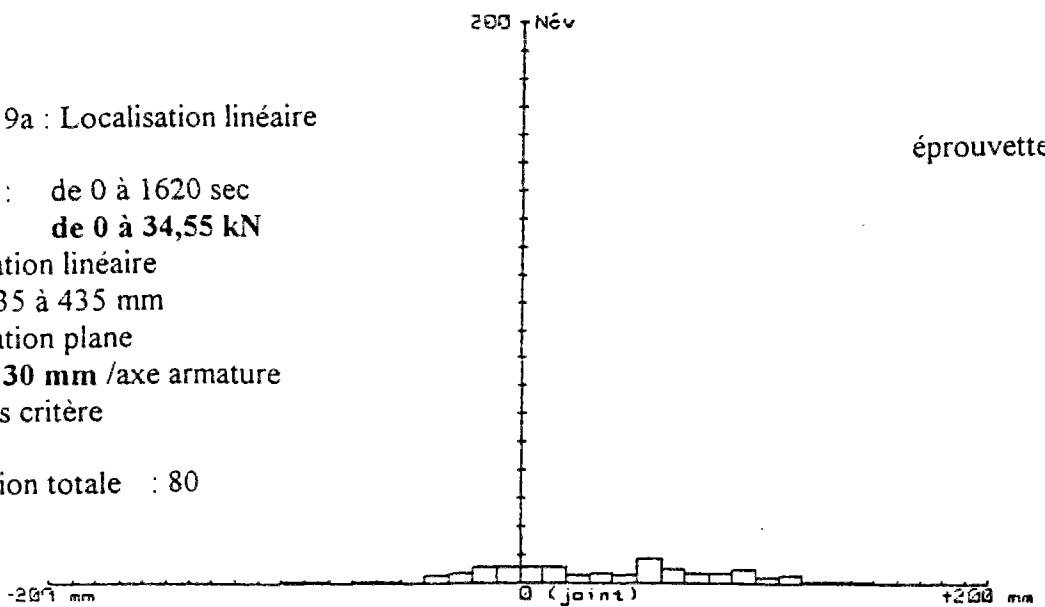


éprouvette n°2

Figure 19a : Localisation linéaire

Période : de 0 à 1620 sec
Force : de 0 à 34,55 kN
Localisation linéaire
de 35 à 435 mm
Localisation plane
+/- 30 mm /axe armature
sans critère

Population totale : 80



éprouvette n°2

Figure 19b : Localisation linéaire

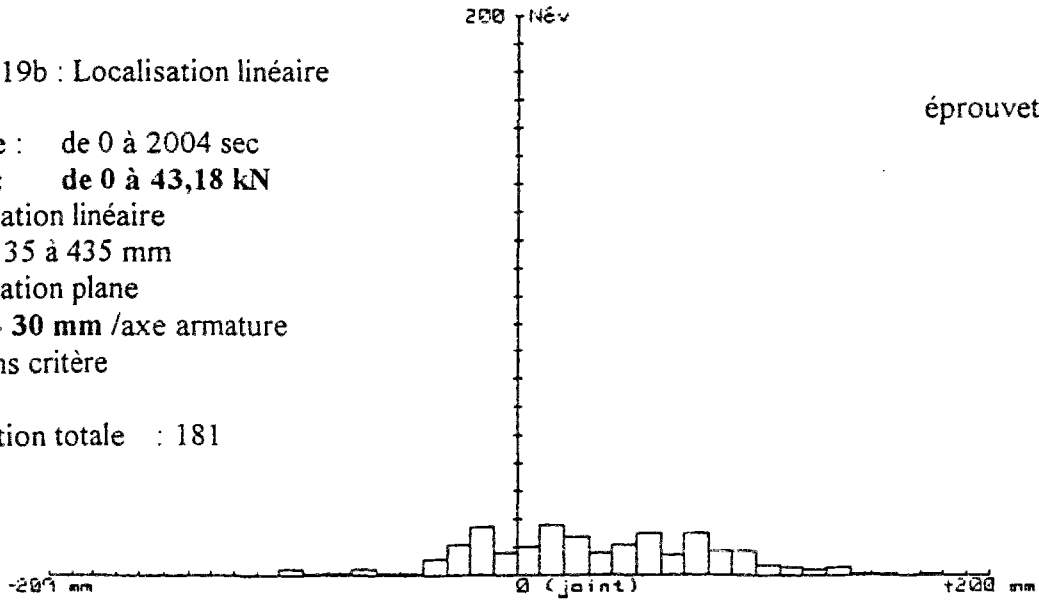
Période : de 0 à 2004 sec

Force : de 0 à 43,18 kN

Localisation linéaire
de 35 à 435 mm

Localisation plane
+/- 30 mm /axe armature
sans critère

Population totale : 181



épreuve n°2

Figure 20a : Localisation linéaire

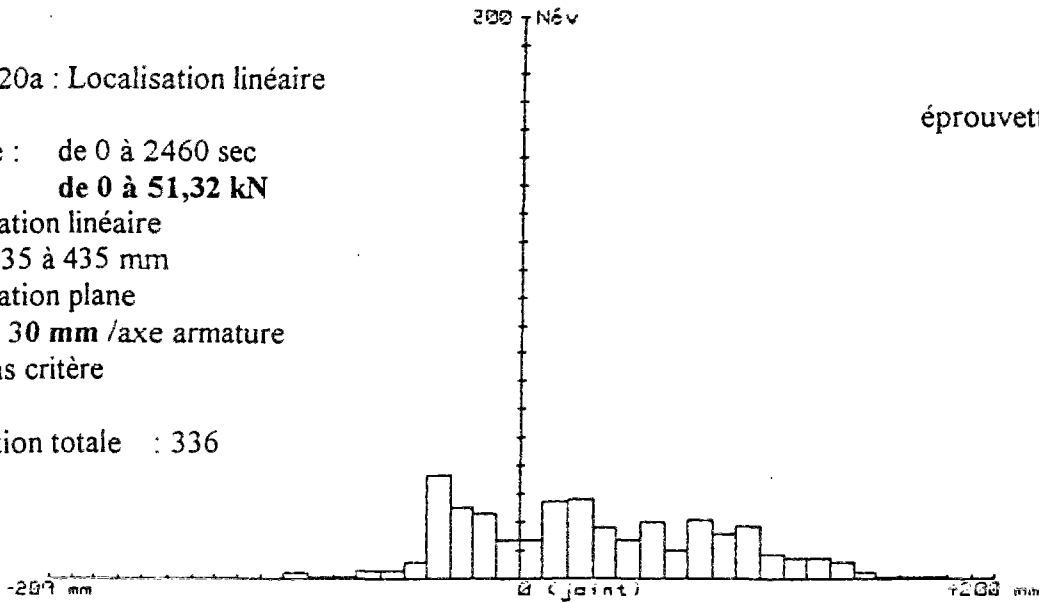
Période : de 0 à 2460 sec

Force : de 0 à 51,32 kN

Localisation linéaire
de 35 à 435 mm

Localisation plane
+/- 30 mm /axe armature
sans critère

Population totale : 336



épreuve n°2

Figure 20b : Localisation linéaire

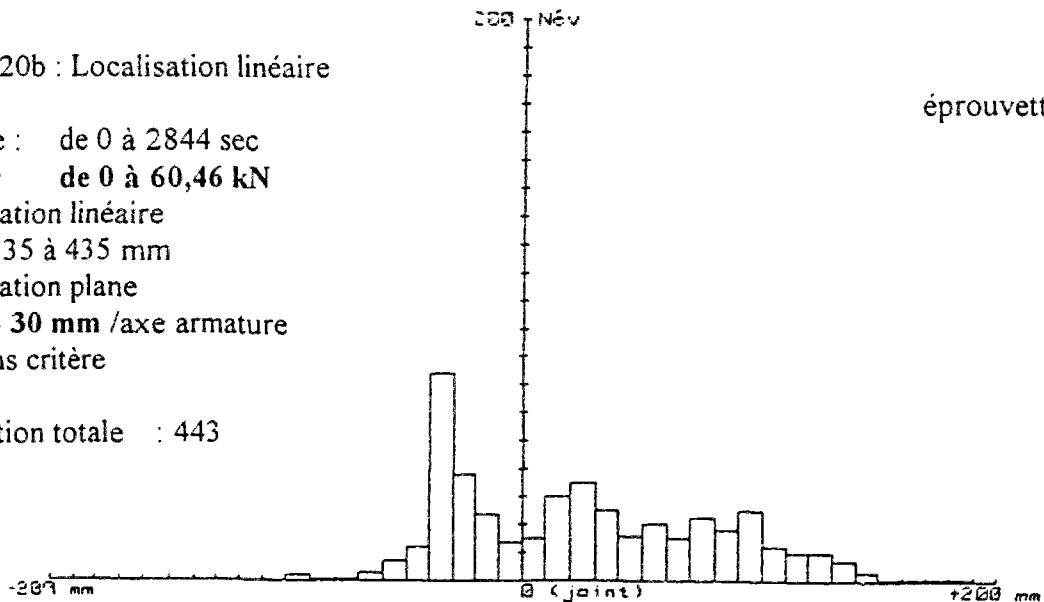
Période : de 0 à 2844 sec

Force : de 0 à 60,46 kN

Localisation linéaire
de 35 à 435 mm

Localisation plane
+/- 30 mm /axe armature
sans critère

Population totale : 443



épreuve n°2

Figure 21 : Localisation linéaire

Période : de 0 à 4368 sec

Force : de 0 à 69,1 kN

Localisation linéaire
de 35 à 435 mm

Localisation plane
+/- 30 mm /axe armature
sans critère

Population totale : 893

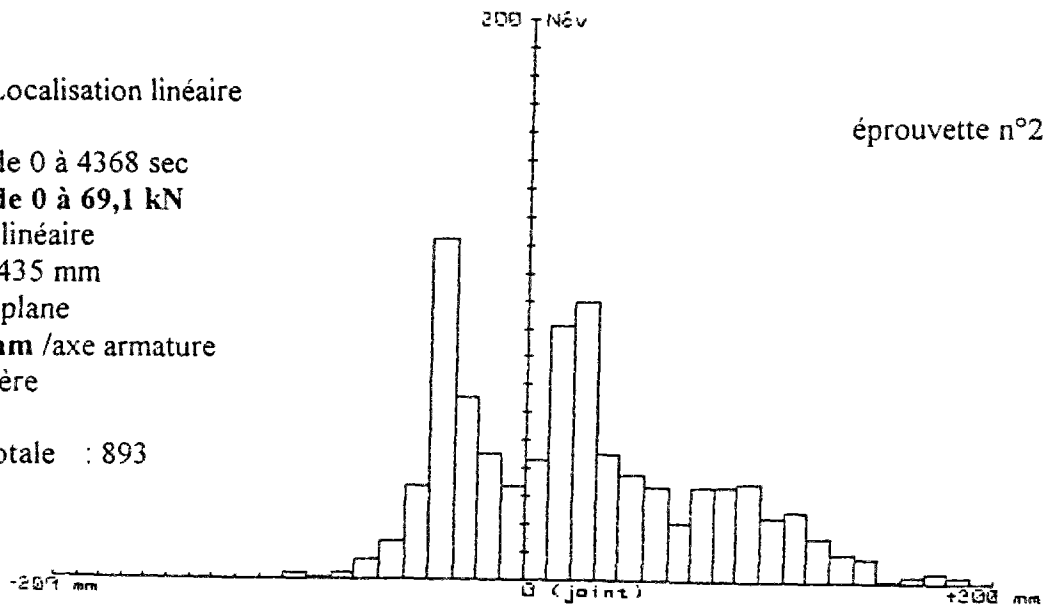


Figure 22 : Localisation plane

Tolérance : $r = \pm 10$ mm

Zone linéaire
de 235 à 295 mm

Evénements traités : 641

Evénements localisés : 323

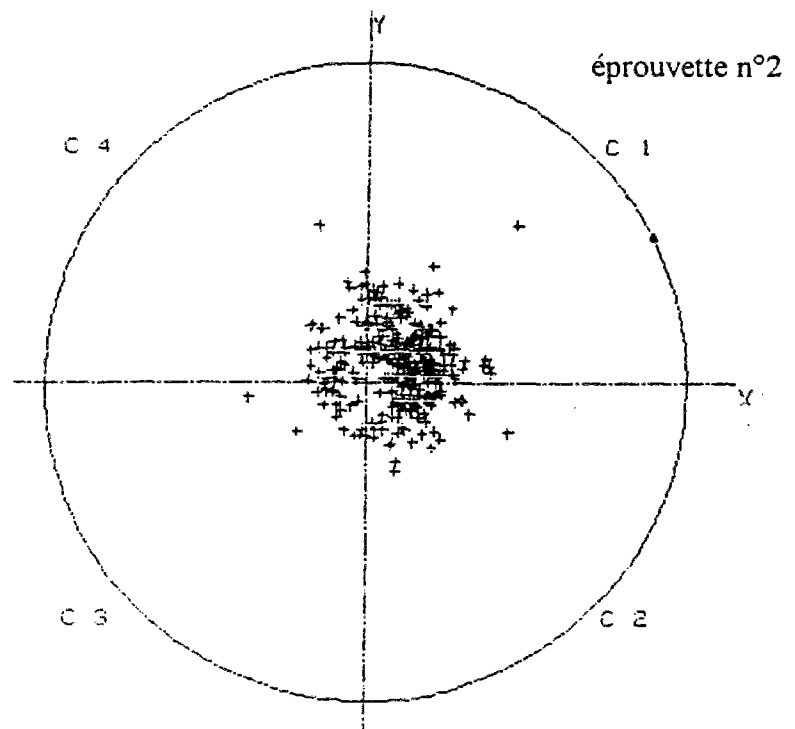
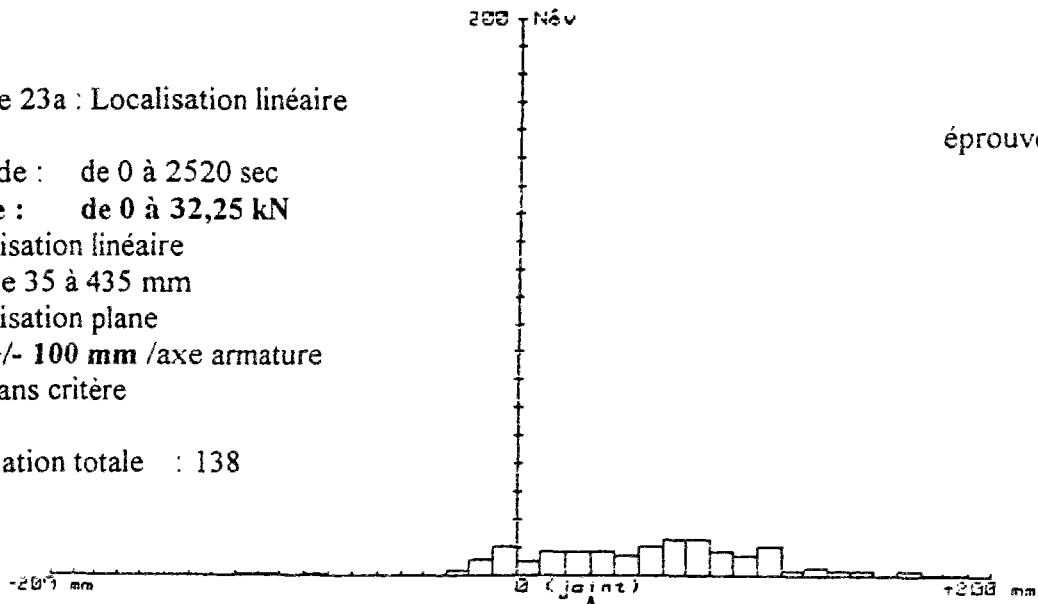


Figure 23a : Localisation linéaire

Période : de 0 à 2520 sec
Force : de 0 à 32,25 kN
Localisation linéaire
de 35 à 435 mm
Localisation plane
+/- 100 mm /axe armature
sans critère

Population totale : 138

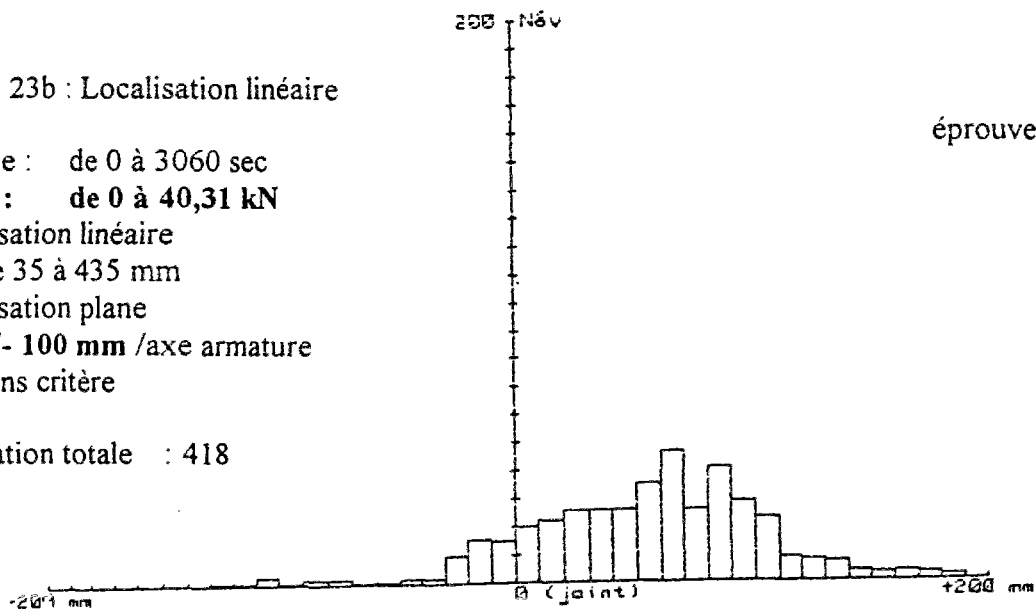


éprouvette n°3

Figure 23b : Localisation linéaire

Période : de 0 à 3060 sec
Force : de 0 à 40,31 kN
Localisation linéaire
de 35 à 435 mm
Localisation plane
+/- 100 mm /axe armature
sans critère

Population totale : 418

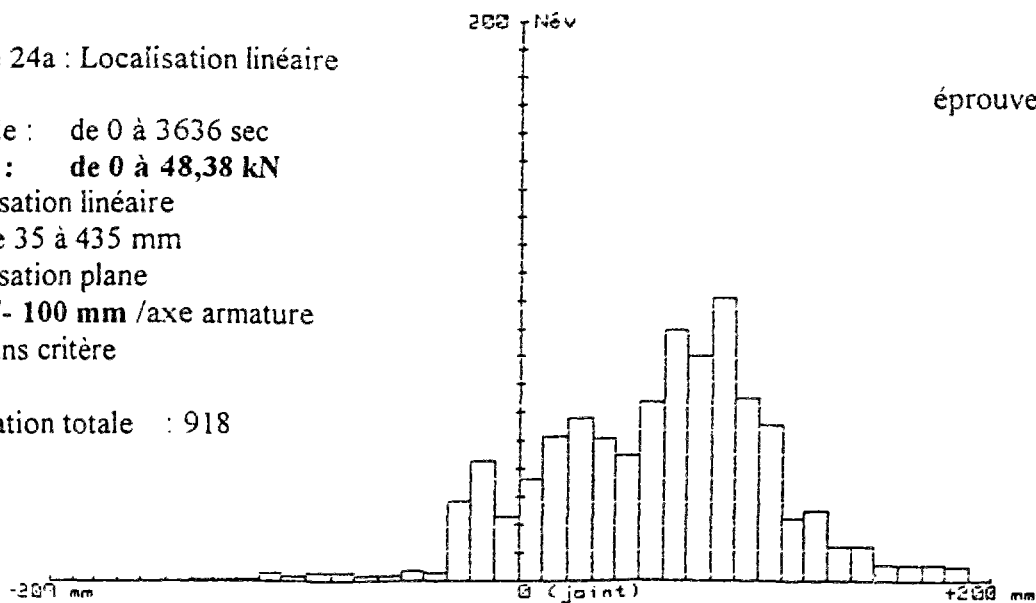


éprouvette n°3

Figure 24a : Localisation linéaire

Période : de 0 à 3636 sec
Force : de 0 à 48,38 kN
Localisation linéaire
de 35 à 435 mm
Localisation plane
+/- 100 mm /axe armature
sans critère

Population totale : 918



éprouvette n°3

Figure 24b : Localisation linéaire

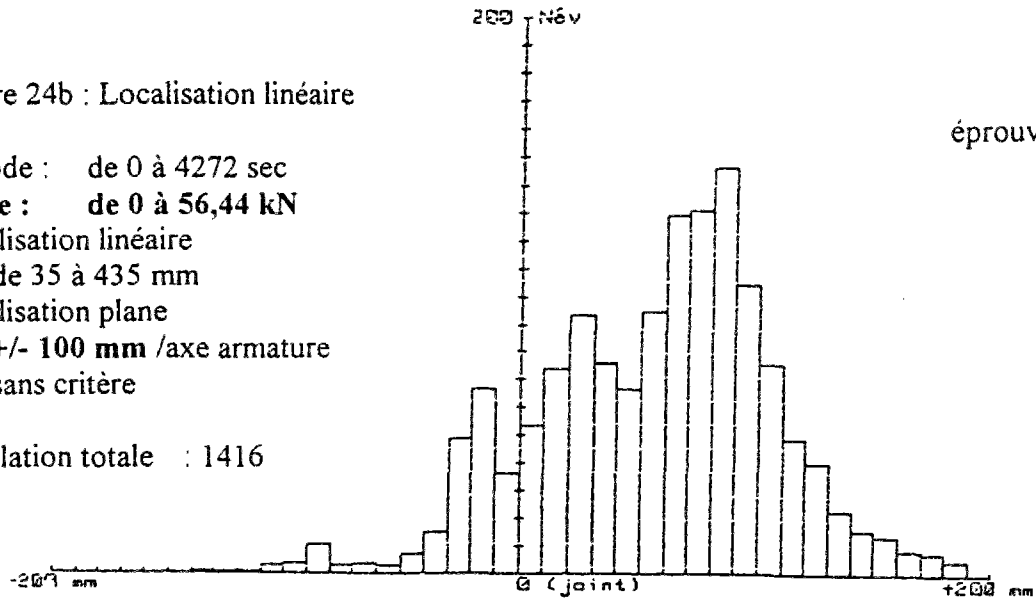
Période : de 0 à 4272 sec

Force : de 0 à 56,44 kN

Localisation linéaire
de 35 à 435 mm

Localisation plane
+/- 100 mm /axe armature
sans critère

Population totale : 1416



épreuve n°3

Figure 25 : Localisation linéaire

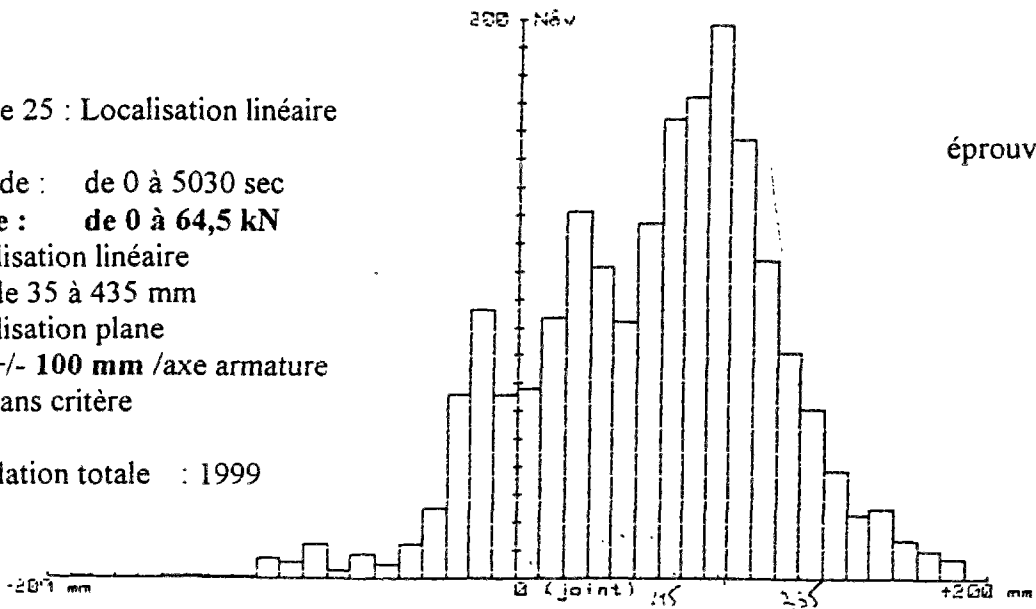
Période : de 0 à 5030 sec

Force : de 0 à 64,5 kN

Localisation linéaire
de 35 à 435 mm

Localisation plane
+/- 100 mm /axe armature
sans critère

Population totale : 1999



épreuve n°3

Figure 26 : Localisation linéaire

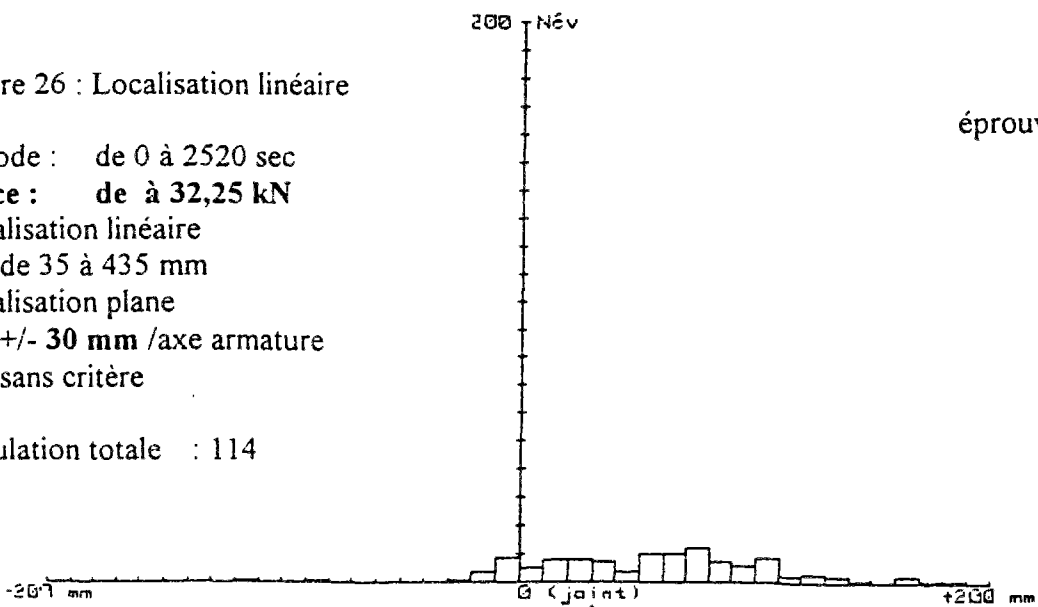
Période : de 0 à 2520 sec

Force : de 0 à 32,25 kN

Localisation linéaire
de 35 à 435 mm

Localisation plane
+/- 30 mm /axe armature
sans critère

Population totale : 114



épreuve n°3

Figure 27 : Localisation linéaire

épreuve n°3

Période : de 0 à 3060 sec

Force : de 0 à 40,31 kN

Localisation linéaire
de 35 à 435 mm

Localisation plane
+/- 30 mm /axe armature
sans critère

Population totale : 338

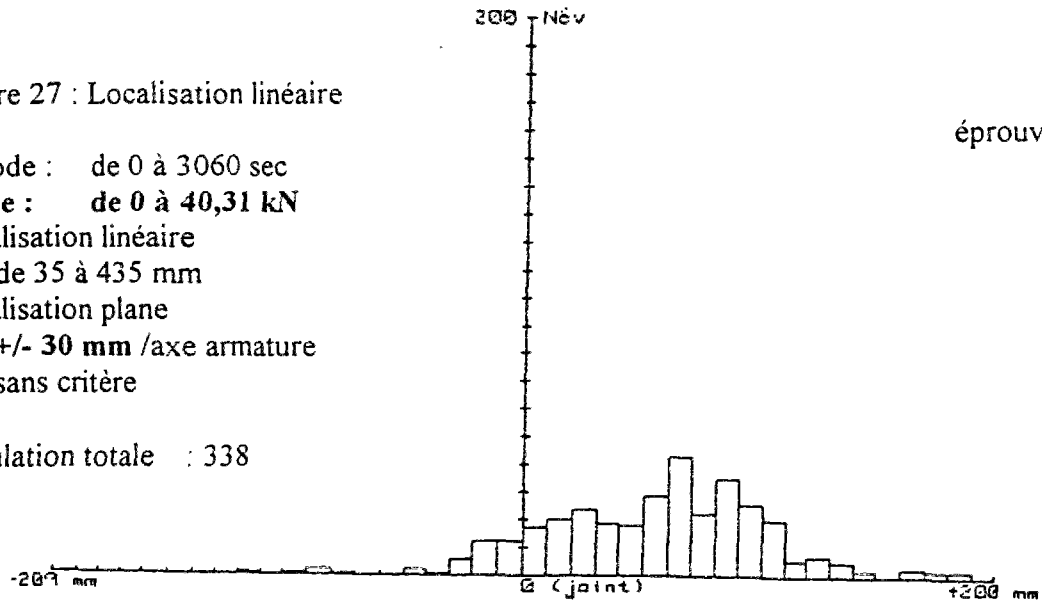


Figure 28a : Localisation linéaire

épreuve n°3

Période : de 0 à 3636 sec

Force : de 0 à 48,38 kN

Localisation linéaire
de 35 à 435 mm

Localisation plane
+/- 30 mm /axe armature
sans critère

Population totale : 684

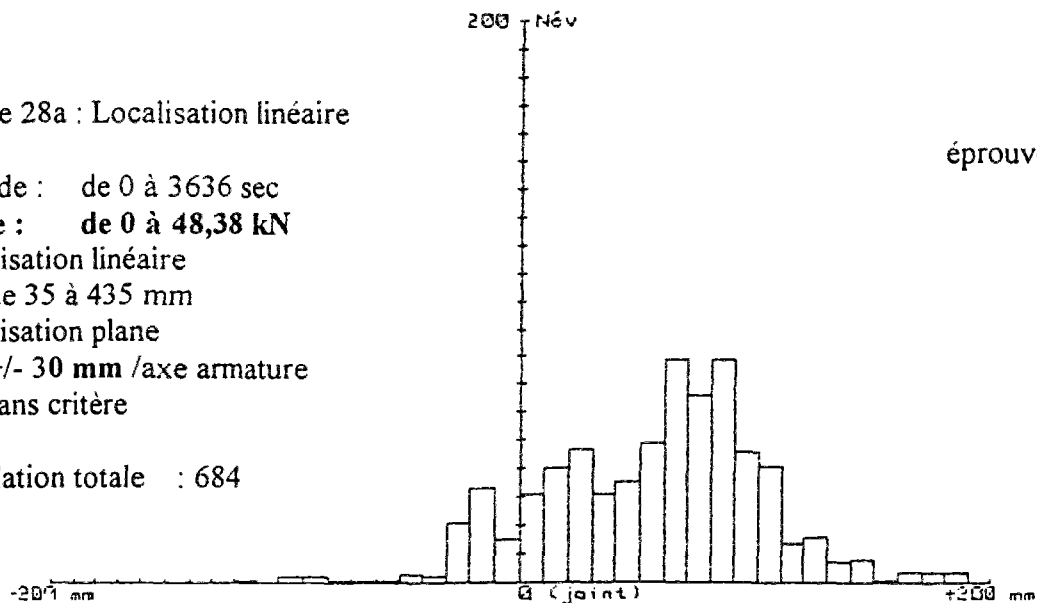


Figure 28b : Localisation linéaire

épreuve n°3

Période : de 0 à 4272 sec

Force : de 0 à 56,44 kN

Localisation linéaire
de 35 à 435 mm

Localisation plane
+/- 30 mm /axe armature
sans critère

Population totale : 967

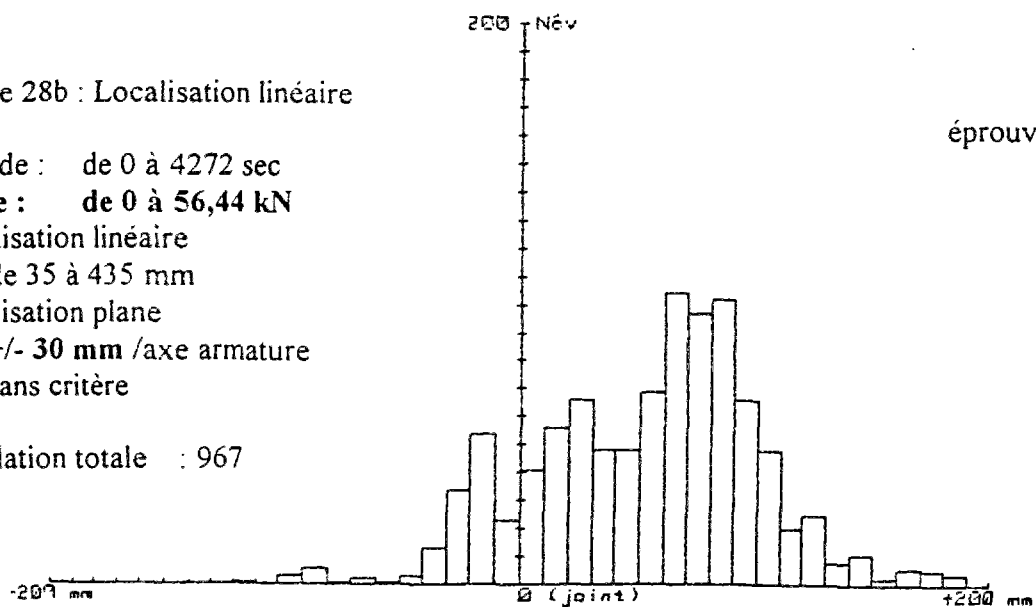


Figure 29 : Localisation linéaire

Période : de 0 à 5030 sec

Force : de 0 à 64,5 kN

Localisation linéaire
de 35 à 435 mm

Localisation plane
+/- 30 mm /axe armature
sans critère

Population totale : 1231

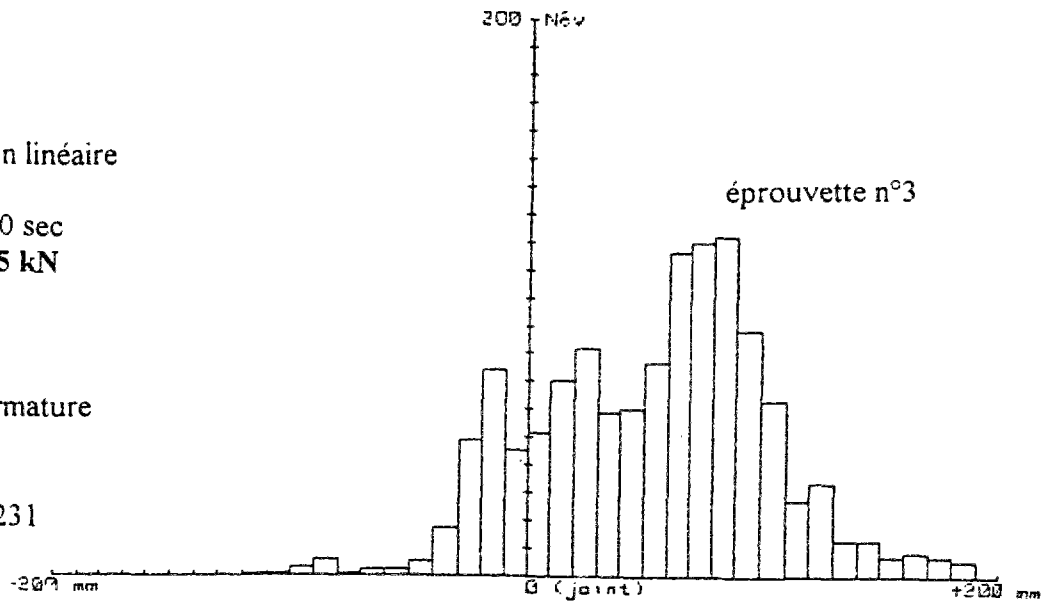


Figure 30 : Localisation plane

Tolérance : $r = +/- 10$ mm

Zone linéaire
de 235 à 295 mm

Événements traités : 624
Événements localisés : 390

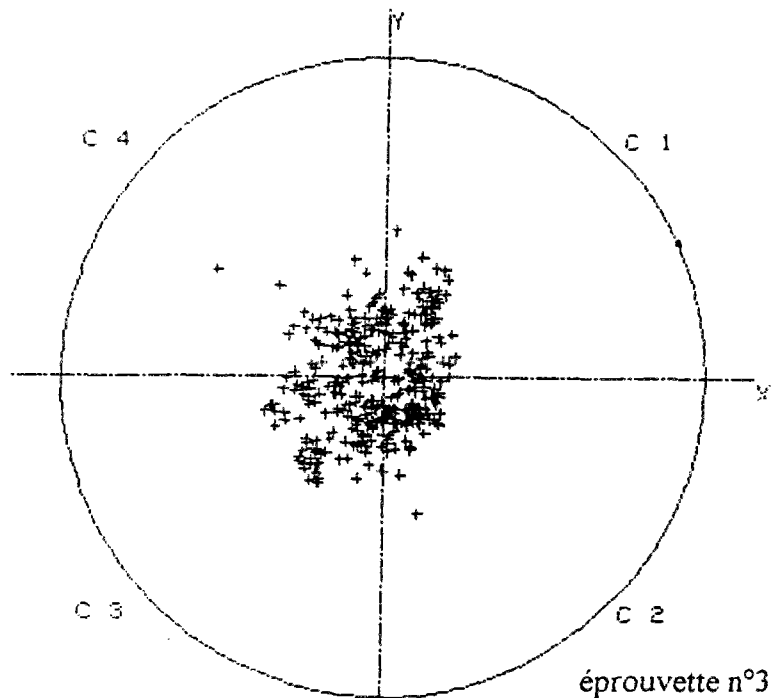
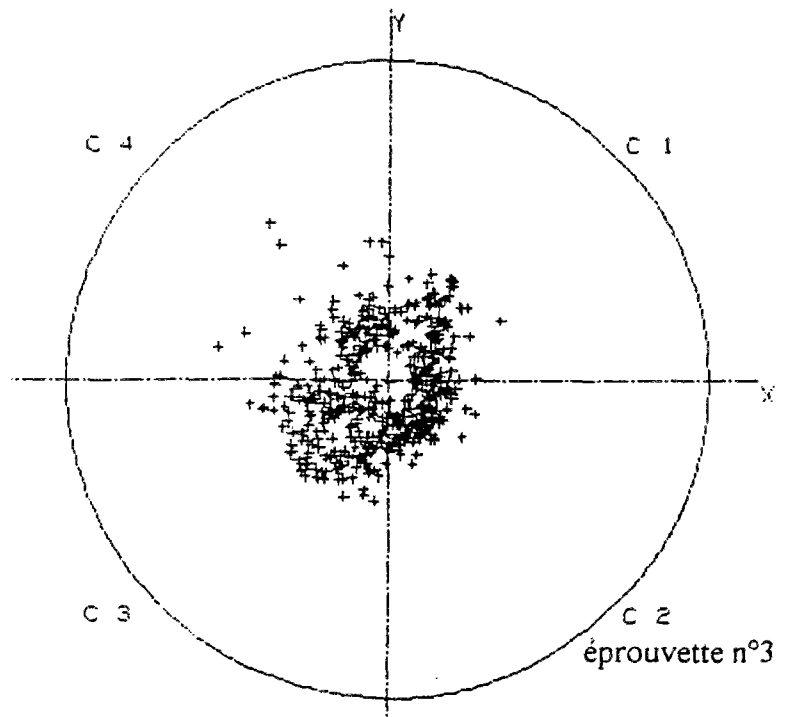


Figure 31 : Localisation plane

Tolérance : $r = +/- 10$ mm

Zone linéaire
de 235 à 295 mm

Événements traités : 889
Événements localisés : 565



II.1.3. Série N°3

Notations : Re limite élastique en MPa
 Rm contrainte à la rupture en MPa
 e équi. épaisseur équivalente en mm tenant compte du crantage
 Ar(%) pourcentage d'allongement à la rupture
 A100mm (%) pourcentage de l'allongement avec une base d'extensomètre de 100 mm

Caractérisation en traction des lots d'armatures utilisés pour les essais ABA 20 essais de traction sur barre de 40 mm brutes de cisailage Mesures de l'allongement à rupture entre repères pointés sur l'éprouvette - Base = 80 mm					
Flexarm 40 mm * 2,44 mm					
sur 20 échantillons	Re (MPa)	Rm (MPa)	Ar (%)	Re/Rm	e équi. (mm)
valeur	803,80	877,30	7,528	0,916	2,426
σ	6,4367	5,5211	0,7466	0,0034	0,0094
3 σ	19,31	16,56	2,2398	0,010	0,030
Max.	823,11	893,86	9,7676	0,926	2,454
Min.	784,49	860,74	5,2880	0,906	2,398

Caractérisation en traction des lots d'armatures utilisés pour essais ABA 10 essais de traction sur barres de 40 mm brutes de cisailage Mesures de l'allongement à rupture avec extensométrie - Base = 80 mm				
Flexarm 40 mm * 2,44 mm				
sur 4 échantillons	Re (MPa)	Rm (MPa)	Ar (%)	Re/Rm
valeur	783,75	869,5	6,125	0,901
σ	4,5	6,1373	1,0404	0,0045
3 σ	13,5	18,41	3,1212	0,01
Max.	797,25	887,91	9,2462	0,915
Min.	770,25	851,09	3,0038	0,888

a) Essais d'adhérence sur NERSAM ϕ 16 mm

Force (N) nécessaire pour une sortie d'acier donnée sur un ϕ 16 mm

Sortie d'acier(mm)	Essai 1 HA 16 n°1 repère 70061	Essai 2 HA 16 n°2 repère 70062	Essai 3 HA 16 n°3 repère 70063
0,10	30000	29940	28618
0,20	45000	46060	44408
0,30	57084	58234	55592
0,40	65833	67116	63486
0,50	72084	73368	59210
0,53	-	74025	-

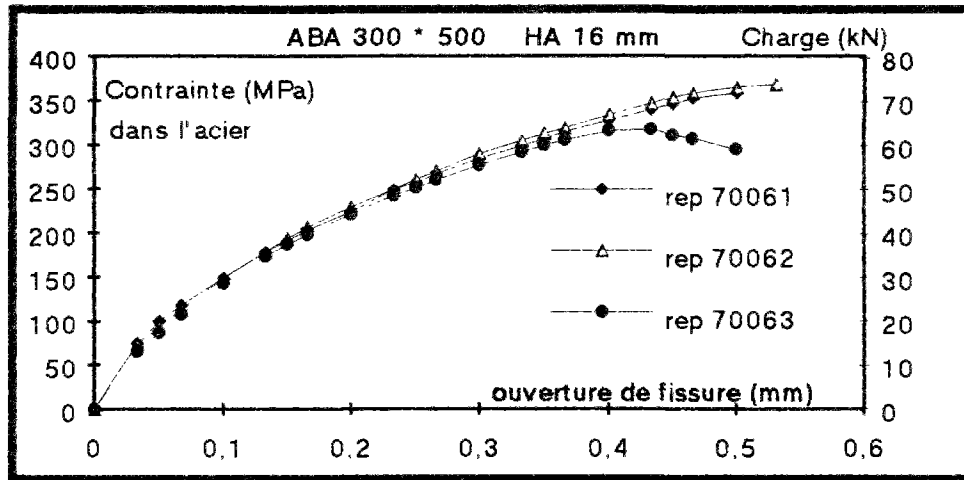


Figure 32 : Essai d'adhérence sur HA 16 mm

b) Essais d'adhérence sur Flexarm 40 * 2,44

La force maximale F_M conduisant à la rupture de l'armature est de 87900 N.

Force nécessaire pour une sortie d'acier donnée (unité : N)
Flexarm 40x2,44

Sortie d'acier(mm)	Essai 4 Flexarm 1	Essai 5 Flexarm 2	Essai 6 Flexarm 3
0,10	18134	18134	15861
0,20	27031	28332	23962
0,30	33830	36258	30430
0,40	39502	43057	32538
0,50	44679	49050	37560
0,60	49050	54392	44679
0,70	53100	59569	47593
0,80	56335	63784	50342
0,90	58598	67165	53100
1,00	60540	70253	55363
1,10	62483	73167	57306
1,20	64105	75440	59569
1,30	65397	77703	60540
1,40	66368	79325	62162
1,50	67019	80937	63454
1,60	67670	82559	64105
1,70	68155	83851	64425
1,80	68320	84823	64746
1,90	68646	85794	65076
2,00	68961 *	86124 *	65125 *
$\frac{F_m^*}{F_{Max\ acier}} =$	0,78	0,98	0,74

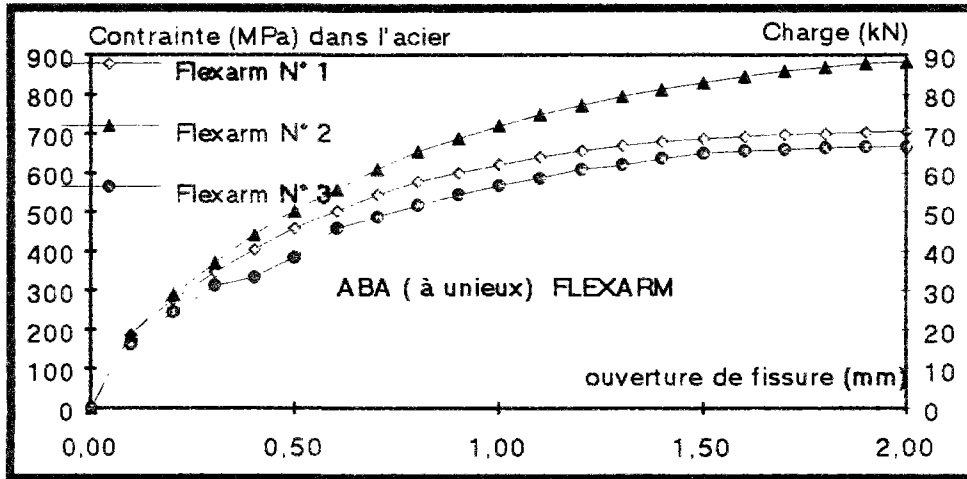


Figure 33 : Essai d'adhérence sur Flexarm

II.1.3. Série N°4

[34]

Les essais de traction ont été réalisés sans vieillissement artificiel de l'armature.

a) Essais de traction sur armature seule HA 16 mm

Caractérisation en traction des lots d'armatures utilisés pour les essais ABA et pour le banc 2 essais de traction sur HA 16 mm Mesures de l'allongement avec base d'extensomètre de 100 mm					
ROND section (201 mm ²)					
échantillon HA 16	Re (MPa)	Rm (MPa)	Rm/Re	Ar (%)	A100mm (%)
N° 1	624,5	738,4	1,182	7,69	13,1
N° 2	640,4	750,8	1,172	8,05	15,67
moyenne	632	745	1,179	7,87	14,39

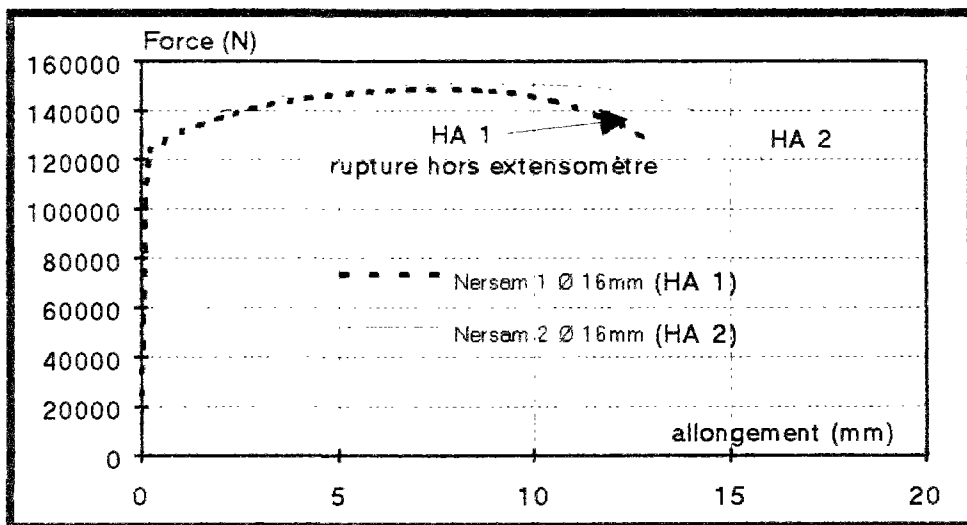


Figure 34 : Essai de traction sur HA 16 mm

b) Essais de traction sur armature seule Flexarm 40 x 2,44

Caractérisation en traction des lots d'armatures utilisés pour les essais ABA et pour le banc 2 essais de traction sur Flexarm 40 x 2,44 Mesures de l'allongement avec base d'extensomètre de 100 mm					
Flexarm (section 97,6 mm ²)					
échantillon flexarm	Re (MPa)	Rm (MPa)	Rm/Re	Ar (%)	A100mm (%)
N° 1	785	858	1,086	2,09	6,24
N° 2	785	858	1,103	2,39	6,10
moyenne	785	858	1,094	2,24	6,17

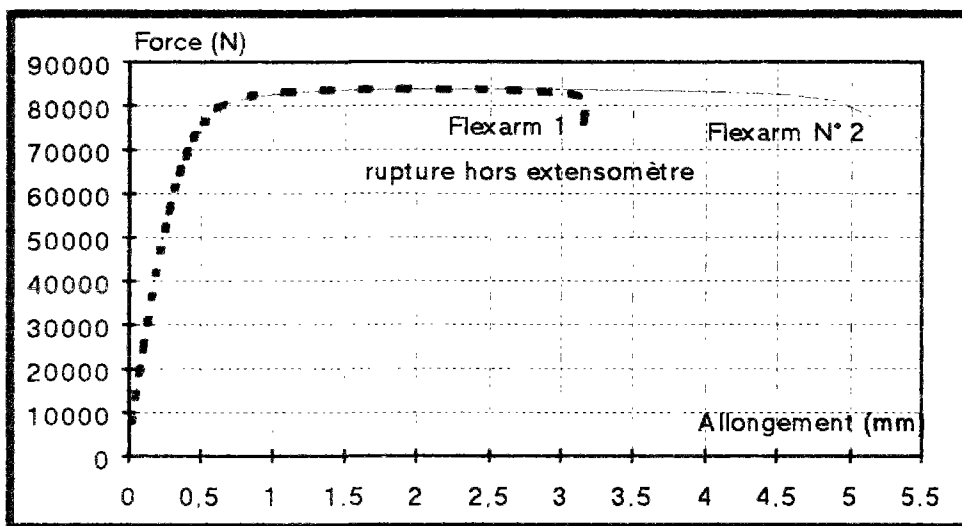


Figure 35 : Essai de traction sur Flexarm 40 x 2,44

c) Essais d'adhérence sur HA 16 mm

Les essais d'adhérence ont été réalisés à une vitesse de montée en charge, permise par la presse, de 50 µm/minute. L'acquisition de la force et du déplacement des 3 capteurs est réalisée par l'informatique. Un premier essai a permis d'effectuer les réglages préalables.

Pour les essais 2 et 3 (HA 16 mm) la force maximale est quasi identique à celle relevée sur l'armature seule (voir figure 34).

Force nécessaire pour une sortie d'acier donnée
ROND ϕ 16 mm
(unité : N)

Sortie d'acier(mm)	Essai 2 HA 16 n°1	Essai 3 HA 16 n°2	Ecart type
0,1	30000	25600	3,111
0,2	49800	44800	3,536
0,4	78000	72600	3,818

Sortie d'acier(mm)	HA 16 n°1	HA 16 n°2	Ecart type
0,5	90800	84400	4,525
0,7	108600	102600	4,243
1	122000	121000	-
1,7	-	130400	-
5,1	139800	140400	0,424
5,5	140600	141000	0,283
5,9	141400	141800	0,283
6,3	141600	142000	0,283
6,7	142400	142400	0
7,5	142800	142800	0
9,5	144000	138400	3,960

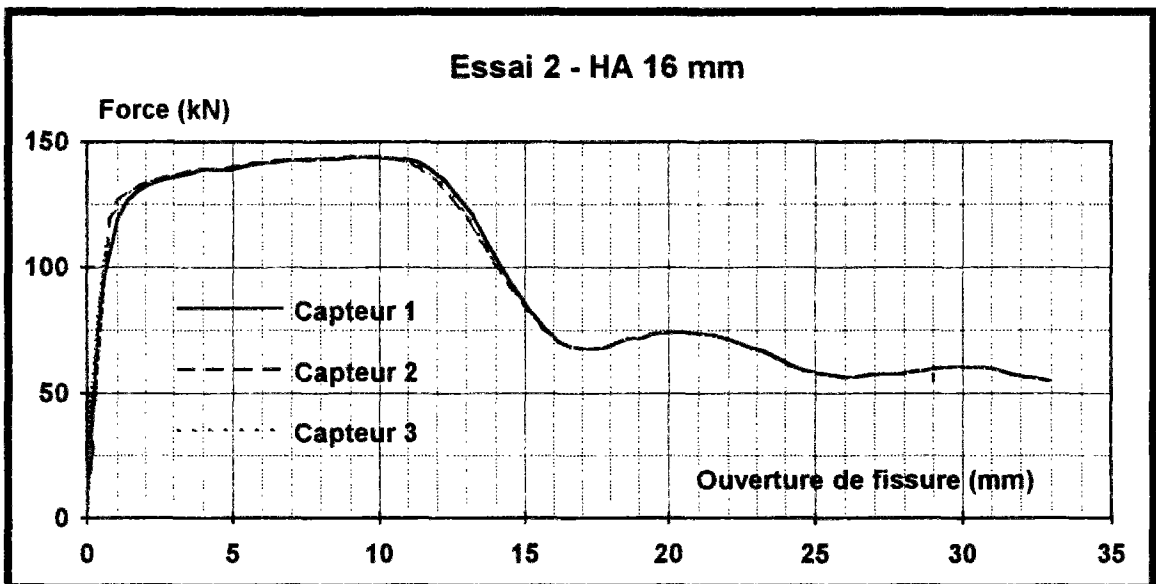


Figure 36 : Essai ABA HA 16 mm

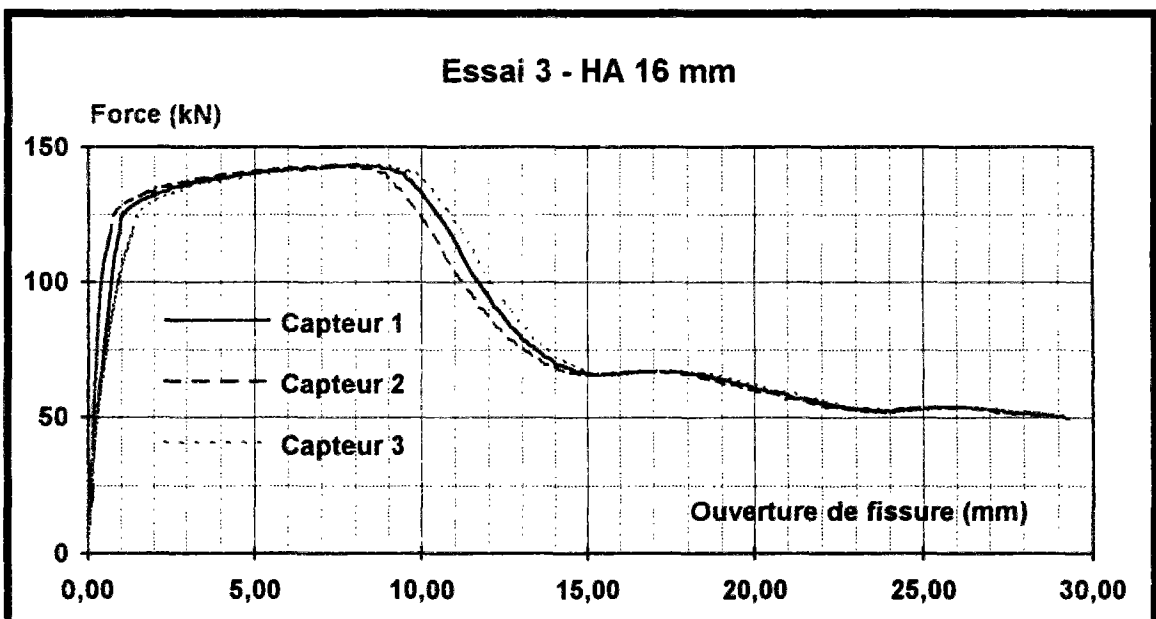


Figure 37 : Essai ABA HA 16 mm

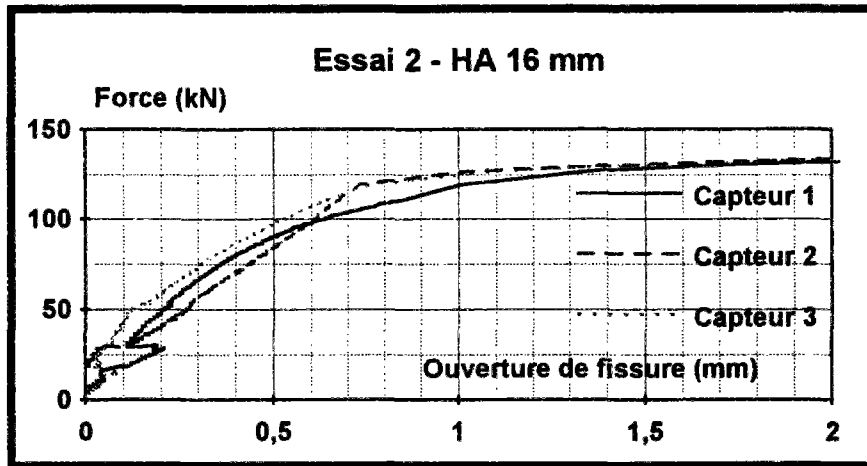


Figure 38 : Essai ABA HA 16 mm
(Détail début de courbe de la figure 36)

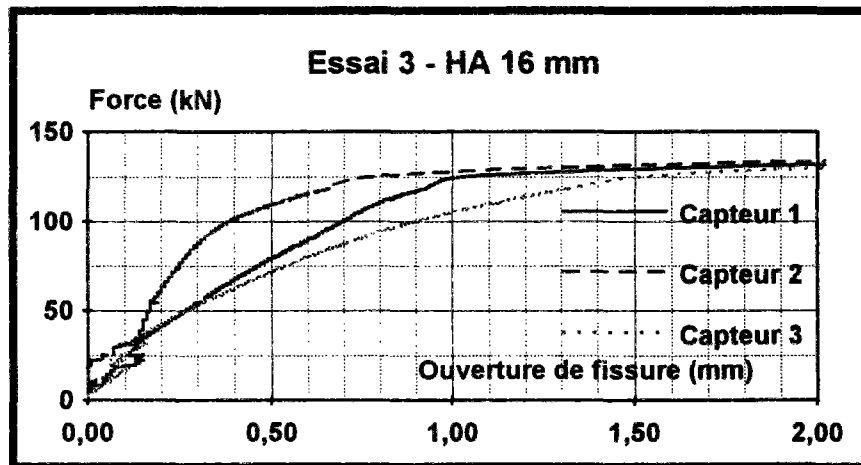


Figure 39 : Essai ABA 16 mm
(Détail début de courbe de la figure 37)

d) Essais d'adhérence sur Flexarm 40 * 2,44

Pour les essais 4 et 5 (Flexarm), la force maximale est légèrement supérieure à la moitié de celle relevée sur l'armature seule (de l'ordre de 84 000 N).

Force nécessaire pour une sortie d'acier donnée (unité : N)
Flexarm 40x2,44

Sortie d'acier(mm)	Essai 4 Flexarm 1	Essai 5 Flexarm 2	Ecart type
0,1	11800	16800	3,536
0,2	17200	25200	5,657
0,4	22200	34200	8,485
0,5	25200	35400	7,212
0,7	32200	38600	4,525
1	42200	44600	1,697
1,7	"Max" 52200	"Max" 45800	4,525
5,2	11800	15200	2,404

Sortie d'acier (mm)	Flexarm 1	Flexarm 2	Ecart type
5,5	12400	-	-
5,9	13000	13800	0,566
6,3	14200	13800	0,283
6,7	15000	14400	0,424
7,5	15600	16200	0,424
9,5	-	-	-

Pour l'essai N° 4, la couronne de polyanne, définissant le plan de fissure, avait ondulé lors de la mise en place de l'éprouvette. Cela se traduit par un décalage des courbes des trois capteurs. Ceci n'entraîne pas une grande différence avec les résultats de l'essai N° 5.

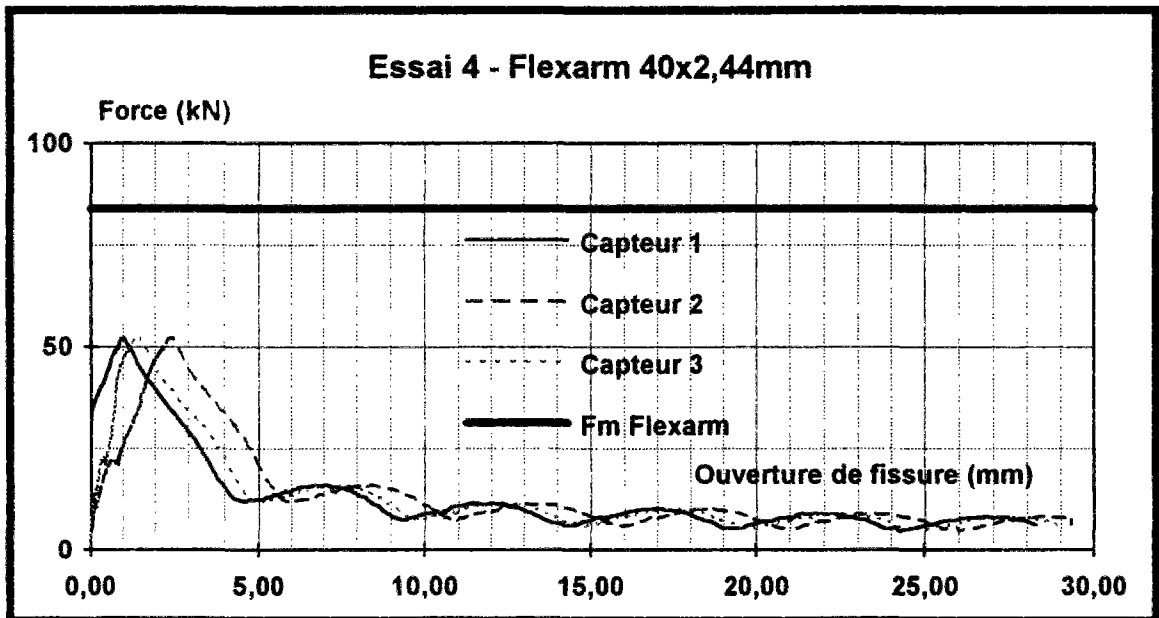


Figure 40 : Essai ABA sur Flexarm 40 x 2,44

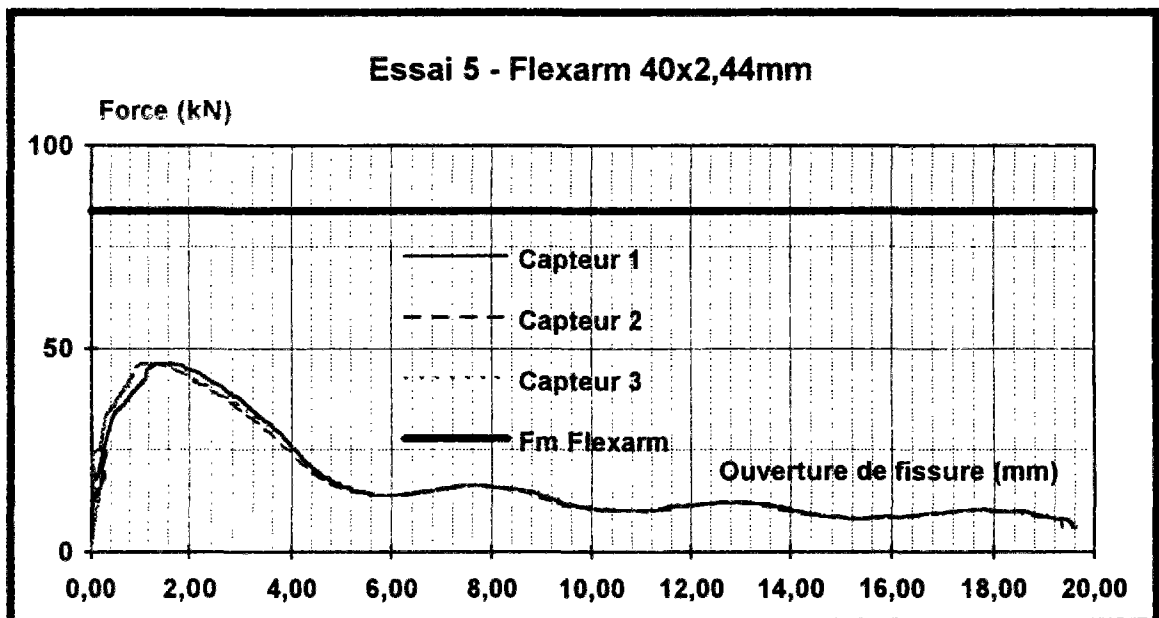


Figure 41 : Essai ABA sur Flexarm 40 x 2,44

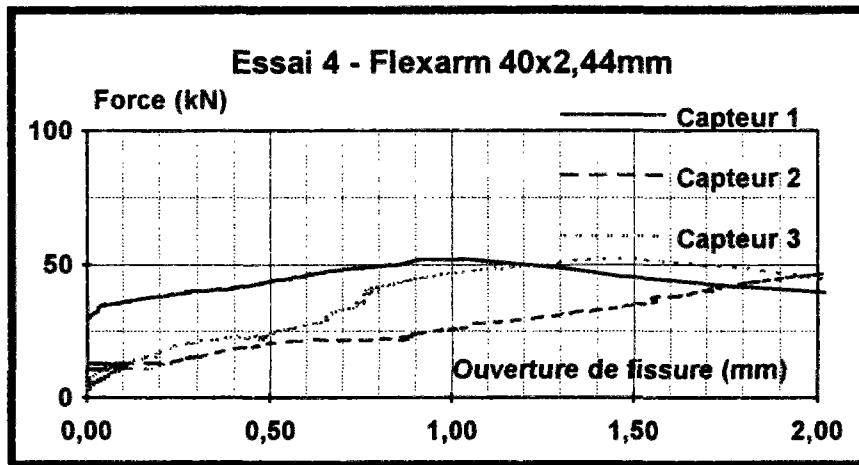


Figure 42 : Essai ABA sur Flexarm 40 x 2,44
(Détail début de courbe de la figure 40)

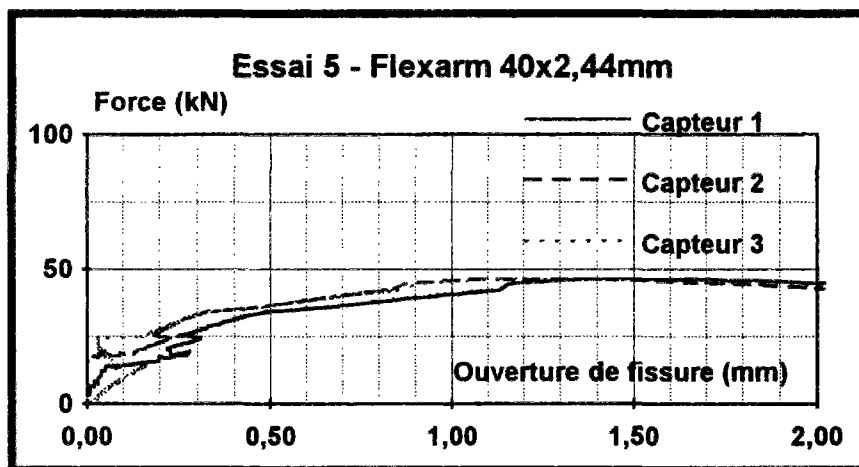


Figure 43 : Essai ABA sur Flexarm 40 x 2,44
(Détail début de courbe de la figure 41)

e) Comparaison des résultats

	Essai 2 HA 16 n°1	Essai 3 HA 16 n°2	Essai 4 Flexarm 1	Essai 5 Flexarm 2
F maximale (N) armature seule	149702		83793	
F maximale (N)	144000	143400	52200	46400
Ouverture à F max. (mm)	9,5	8	1,7	1,5

Pour cette série contrairement à la série N°3, la résistance mécanique du béton employé répondait aux exigences d'un béton pour chaussée de roulement. Les résultats des essais ABA sont anormalement inférieurs aux résultats issus de la série N°3 or, le béton mis en oeuvre avait une résistance supérieure au béton de la série N°3. De plus, si on se réfère à l'étude menée par l'Université de l'Oregon (annexe G) sur l'influence de la résistance en

compression du béton utilisé pour les essais ABA (cas du Flexarm), on réalise que le coefficient de mobilisation de l'acier augmente avec la résistance en compression. Ainsi, pour le béton FLORE, le coefficient de mobilisation devrait être voisin de 100 %. On en déduit que la liaison entre l'acier et le béton a sans doute été endommagée, probablement pendant le transport des éprouvettes, si un objet pesant appuyait sur les éprouvettes avec le Flexarm.

Annexe G : Essais d'adhérence sur plats Flexarm (novembre-décembre 1993)
 Essais d'adhérence sur plats Flexarm (octobre 1994)
 Essais d'adhérence de l'université de l'Oregon

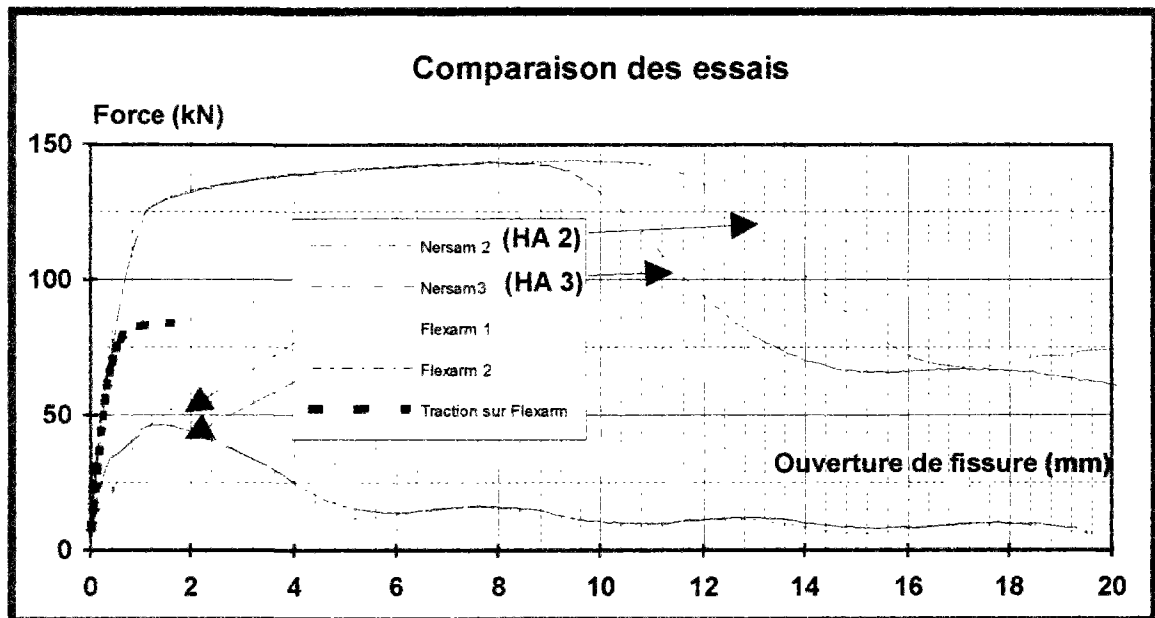


Figure 44 : Essai ABA comparaison entre le Flexarm et HA 16

II.2. Analyse des résultats

Les essais d'adhérence sont très répétitifs et les résultats sont homogènes. Pour chaque armature testée, on décèle pour une ouverture donnée un faible écart entre les efforts de traction sur les trois éprouvettes sollicitées.

Les courbes présentant la sortie d'acier en fonction de la force présentent trois phases successives :

- une faible zone linéaire, caractéristique d'un comportement élastique de la structure. Cette phase s'observe d'autant mieux que le diamètre de l'armature est faible.
- une zone non linéaire, caractéristique d'une perte de rigidité et d'une dégradation locale progressive de l'interface acier-béton.
- un palier, qui semble avoir pour origine la plastification de l'acier, dans le cas de dépassement de la limite élastique de l'acier.

Pour chaque série d'essai, l'enrobage de la barre donne une très bonne adhérence entre l'acier et le béton. On peut constater, pour les éprouvettes traversées par des armatures de 16 mm de diamètre, l'apparition de fissures longitudinales dans le béton. Ceci traduit alors une dégradation progressive du béton. De ce fait, l'adhérence entre les deux matériaux ne sera que peu affectée.

On peut observer que l'ouverture de la fissure est une fonction linéaire croissante du diamètre des armatures. Ceci confirme l'existence d'une relation linéaire entre le glissement et le périmètre de contact.

III. Solution analytique à l'essai d'adhérence ABA

En se reportant aux formules générales définies en annexe, nous allons développer un calcul analytique présentant une solution des essais d'adhérence.

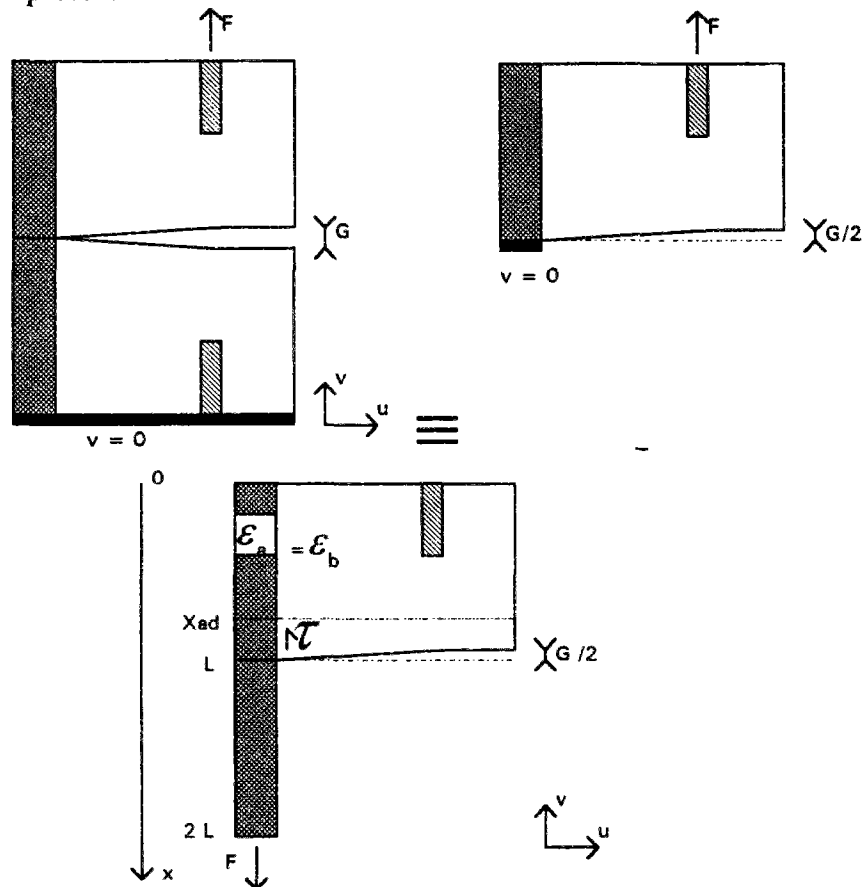


Figure 1

Les trois croquis schématisent le même problème. Les conditions aux limites seront posées avec les notations du croquis N° 3.

Sur la section $x = L$, il s'exerce une force $F_1 = F_a + F_b$ telle que :

$$\begin{aligned} F_b(x = L) &= 0 \\ F_a(x = L) &= F_1 \\ \sigma_a(L) &= \frac{F_1}{A_a} \\ \varepsilon_a(L) &= \frac{\sigma_a(L)}{E_a} = \frac{F_1}{A_a E_a} \end{aligned}$$

La contrainte d'adhérence s'exprime par la relation :

$$\tau_b(x \geq x_{ad}) = \frac{A_a}{\phi \pi} \frac{d\sigma_a}{dx} = \frac{\phi}{4} \frac{d\sigma_a}{dx}$$

Le soulèvement s'écrit : $G(x = L) = \int_{x_{ad}}^x \varepsilon_a(x) dx - \int_{x_{ad}}^x \varepsilon_b(x) dx$

En notant P : Périmètre de l'armature,
 B : Aire de la section du béton,
 A : Aire de la section d'acier

En supposant τ constant,

$$\begin{aligned} \sigma_b(x \geq x_{ad}) &= \frac{P}{B} \tau(L - x) = E_b \varepsilon_b \\ \sigma_a(x \geq x_{ad}) &= \frac{F_1}{A} - \frac{P\tau}{A}(L - x) = E_a \varepsilon_a \end{aligned}$$

Dans l'intervalle $[0, x_{ad}]$ et précisément en $x = x_{ad}$, on a l'égalité des déformations dans l'acier et dans le béton. Cette condition permet d'écrire :

$$\begin{aligned} x_{ad} &= L - \frac{F_1}{P\tau} \frac{E_b B}{E_a A + E_b B} \\ \sigma_a(x = x_{ad}) &= \frac{F_1}{A} \left(1 - \frac{E_b B}{E_a A + E_b B}\right) \end{aligned}$$

En supposant que la contrainte dans l'acier soit une fonction linéaire de l'abscisse, dans l'intervalle $[0, x_{ad}]$, on écrit :

$$\sigma_a(x \leq x_{ad}) = \frac{F_1}{A} \left(1 - \frac{E_b B}{E_a A + E_b B}\right) \frac{x}{x_{ad}}$$

et d'en déduire :

$$\varepsilon_a(x \leq x_{ad}) = \frac{F_1 P \tau}{LP \tau (E_a A + E_b B) - F_1 E_b B} x$$

On déduit alors le soulèvement (sortie d'acier) :

$$G = \frac{F_1^2 E_b B}{PE_a A (E_a A + E_b B)} \left(1 - \frac{E_b B}{2(E_a A + E_b B)} \right) \left(\frac{1}{\tau} \right) + \frac{F_1 PL^2 \tau}{2LP \tau (E_a A + E_b B) - 2F_1 E_b B} + \frac{F_1^3 E_b^2 B^2}{2LP \tau (E_a A + E_b B) - 2F_1 E_b B} \frac{1}{(E_a A + E_b B)^2 P \tau} - \frac{F_1^2 E_b BL}{LP \tau (E_a A + E_b B) - F_1 E_b B} \frac{1}{(E_a A + E_b B)}$$

Application numérique : (Pour une contrainte de 500 MPa)

Série N° 1 - Date de gâchage 01/1993 - Essais ABA				
Φ (mm)	F (N)	G/2 (mm)	τ (MPa)	x _{ad} (mm)
4	6300	0,08		
6	14150	0,125	7,2	96
8	25150	0,165	7,25	62
10	39300	0,2	7,45	34
12	56550	0,233	7,65	7
16	100550	si 0,35	7,65	non déterminée
16	100550	si 0,5	6	non déterminée

IV. Conclusion

L'essai "ABA" (Adhérence Béton-Armature) a été développé en 1992 en coopération avec le LCPC, SOLLAC et son consultant G. GUERIN à partir d'une idée développée à l'INSA de Toulouse.

L'essai ABA est le plus fiable et le plus représentatif pour caractériser le fonctionnement des phénomènes d'adhérence et la liaison entre une armature et un béton.

Ce nouvel essai a permis les conclusions suivantes :

- Dans un béton routier, pour les armatures rondes crantées en FeE 500 dont le diamètre est inférieur ou égal à 12 mm, le coefficient MORE0,02 est égal à 100 %.
- Dans un béton routier, pour le Flexarm, le coefficient MORE0,02 était initialement voisin de 60 %, une optimisation des déformations de surface était indispensable pour atteindre les 100 % et mobiliser toute la résistance mécanique de l'armature. Cette optimisation a donné naissance au Flexarm +.
- Il existe une relation linéaire entre le diamètre de l'armature et l'ouverture de la fissure qui correspond à une contrainte de 500 MPa.
- Il existe une courte zone de longueur 40 mm environ où l'armature est entièrement décollée du béton et il ne subsiste dans cette zone qu'un contact de type frottement. La taille de cette zone a peut être déterminée par la pénétration d'un liquide fluide et colorant (Rouge Organol) dans les lèvres de la fissure médiane dans l'essai ABA et confirmée par les essais ABA couplés avec la localisation de l'endommagement par émission acoustique.
- Pour les armatures rondes crantées en FeE 500 dont le diamètre est supérieur ou égal à 10 mm, les dimensions de l'éprouvette de l'essai ABA devrait être augmentées.

La modélisation numérique en éléments finis est effectuée à l'aide du progiciel CESAR-LCPC, au moyen des éléments spéciaux d'interface. Elle a été réalisée sur la base des essais de la série N° 1.

I. Discrétisation de la structure

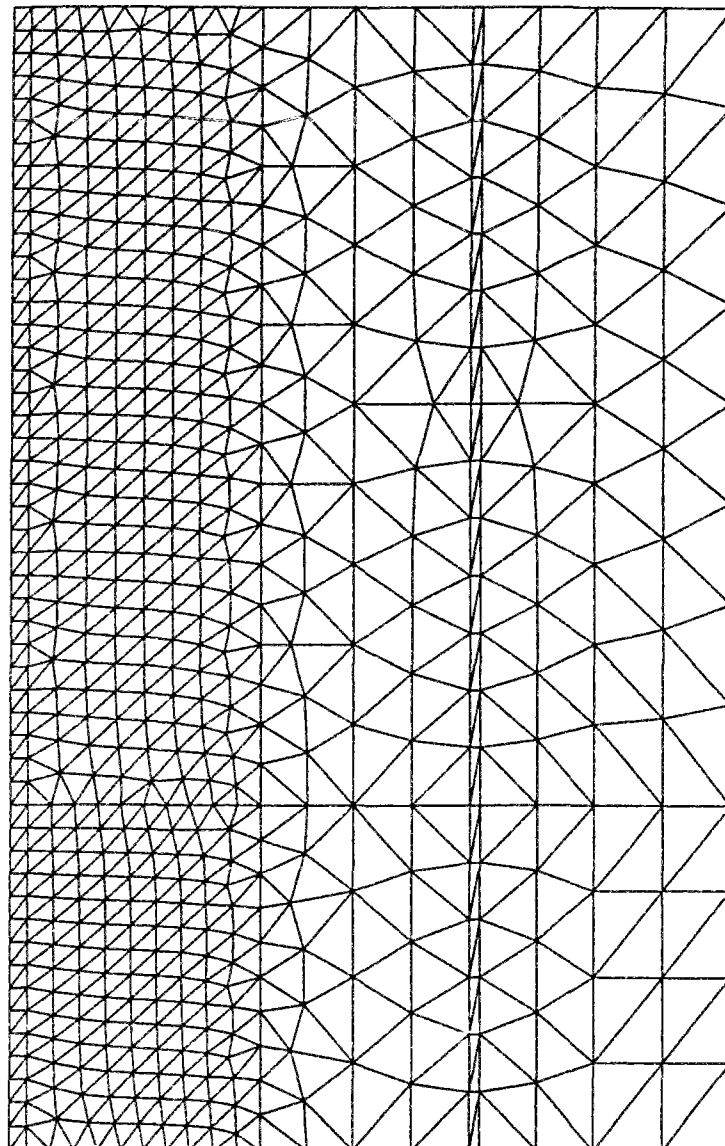
Dans cette étude, on définit des maillages qui reproduisent la géométrie des éprouvettes sollicitées. Pour chaque diamètre d'armature ronde ($\phi 6$, $\phi 8$, $\phi 10$, $\phi 12$) en acier, une discrétisation de la structure est effectuée. La géométrie cylindrique des pièces permet de faire des calculs bidimensionnels en axisymétrie et de ne modéliser que le quart de la structure ($X = 125$ mm, $Y = 200$ mm). Les éléments finis sont des éléments triangulaires à 6 noeuds et des éléments de contact également à 6 noeuds (Figure 1).

Figure 1

rond $\phi 6$ mm

2527 noeuds

1211 éléments



	ϕ 6 mm	ϕ 8 mm	ϕ 10 mm	ϕ 12 mm
noeuds	2527	2527	2537	2673
éléments	1211	1211	1215	1283
MBT6	1132	1132	1136	1204
FDQ6	79	79	79	79

Cet essai d'adhérence entre l'acier et le béton a le mérite de limiter la dispersion des résultats et de produire des champs de contrainte assez voisins de ceux qui résultent des retraits rencontrés dans les chaussées en béton armé continu. C'est pourquoi la modélisation en axisymétrie sera effectuée dans deux cas de figure.

1.1. Liaison acier-béton

Pour ce premier modèle simulé, on en déduira une détermination de la liaison acier-béton en s'appuyant sur les courbes expérimentales.

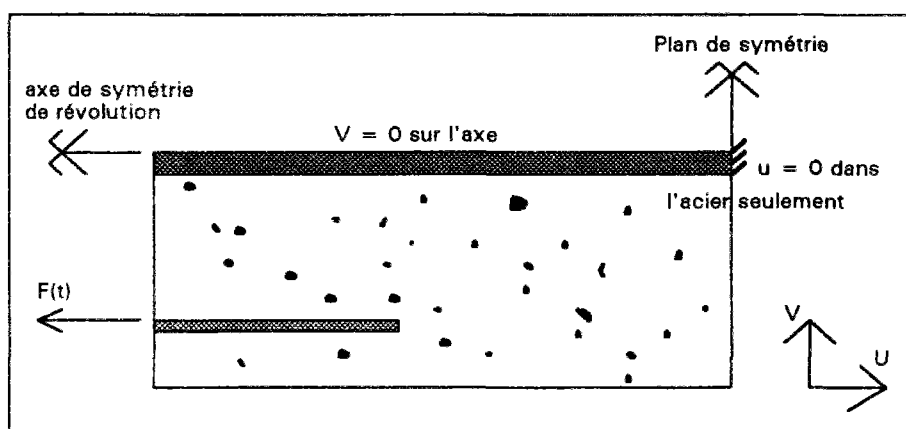


Figure 2

La force $F(t)$ appliquée sur les tirants en acier croît de façon monotone. Un tel essai permet d'analyser la liaison entre l'acier et le béton. Cette analyse conduira à la détermination, pour l'interface, des paramètres spécifiques (C, Φ) dans une loi de frottement de type Coulomb.

Les conditions aux limites sont issues des conditions de symétrie. Sur l'axe de l'acier représentant l'axe de symétrie de révolution, la composante radiale du déplacement est implicitement nulle.

De même, comme le plan de la fissure est un plan de symétrie, le déplacement latéral dans l'acier est nul dans celui-ci.

Les armatures rondes crantées sont assimilées, géométriquement, à des ronds lisses. On remplace la présence des 8 tirants sur lesquels on exerce la force de traction par une couronne équivalente, ayant les mêmes caractéristiques statiques et cinématiques que la structure réelle.

On fait l'hypothèse que la sollicitation appliquée à l'armature est uniaxiale, ce qui est justifié dans notre problème puisque les armatures dans la zone d'ancrage travaillent principalement en traction.

La force exercée sur l'ensemble de ces 8 tirants est reprise sur la couronne équivalente; l'équilibre statique se traduit par la relation :

$$8 \mathcal{E}_t E_t A_t = \mathcal{E}_c E_c A_c$$

où A_t , E_t , \mathcal{E}_t , A_c , E_c , \mathcal{E}_c désignent successivement l'aire, le module d'Young, la déformation dans les tirants puis dans la couronne.

L'équivalence cinématique traduit le fait que les déformations dans les tirants soient égales à celles dans la couronne équivalente. L'égalité $\mathcal{E}_t = \mathcal{E}_c$ en découle.

En supposant que la hauteur de la couronne soit la hauteur des tirants, et en choisissant de poser $E_t = E_c$, on aboutit à la relation suivante : $8 A_t = A_c$.

Pour traduire cette relation, on émet l'hypothèse que le plan médian de la couronne passe par les axes des 8 tirants. En notant b l'épaisseur de la couronne, on obtient la relation :

$$b = 2 \frac{\Phi_t^2}{L}$$

Φ_t : diamètre du tirant (12 mm)

L : longueur du tirant (140 mm)

application numérique : $b = 1,8$ mm

1.2. Détermination du retrait

Pour ce second modèle simulé, on utilisera la loi de frottement caractérisée précédemment et on substituera à la force de traction F des essais d'adhérence, un retrait isotrope et uniforme.

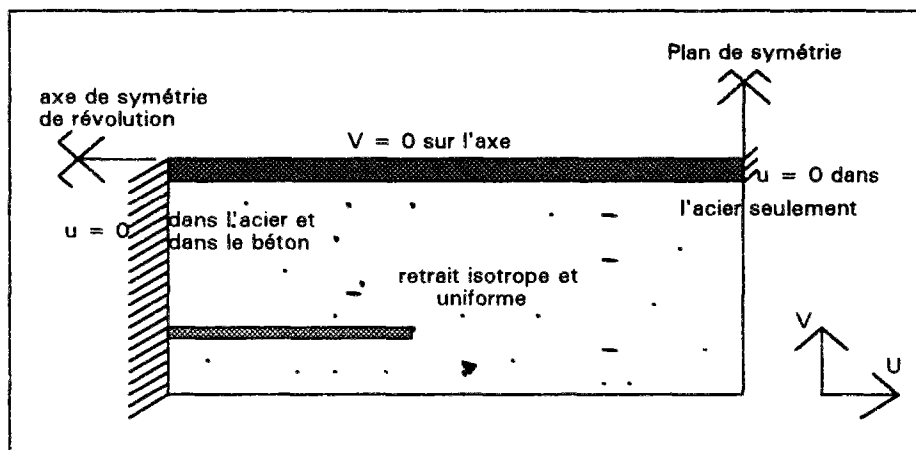


Figure 3

L'analyse des résultats de cette seconde simulation devrait permettre de vérifier que les deux champs de contrainte, celui issu de l'essai d'adhérence et celui dû au retrait soient suffisamment voisins pour que les essais ABA puissent être considérés comme représentatifs.

II. Paramètre du modèle

Un premier calcul numérique par éléments finis a été effectué en considérant la liaison acier-béton comme une liaison totalement adhérente. Les résultats numériques qui

découlent de cette hypothèse ont donné des valeurs de sortie d'acier très inférieures aux valeurs expérimentales.

Cela mène tout naturellement à la conclusion que le champ de contrainte qui se développe conduit à des valeurs de contrainte en traction suffisamment élevées, supérieures à la limite en traction du béton de 3 MPa environ pour générer un processus de dégradation de l'interface.

Nous considérons séparément l'acier et le béton comme des matériaux élastiques isotropes, ayant pour paramètres d'élasticité les valeurs suivantes :

béton	module d'élasticité	$E =$	39 000 MPa
	coefficient de Poisson $\nu =$		0,17
acier	module d'élasticité	$E =$	210 000 MPa
	coefficient de Poisson $\nu =$		0,3

Plusieurs séries de calcul ont été réalisées. Elles constituent une étude paramétrique qui permet de déterminer les paramètres spécifiques intervenant dans la loi de frottement de Coulomb.

Nous disposons d'un ordre de grandeur des valeurs de ces paramètres de comportement de l'interface acier-béton. La cohésion peut être estimée à une valeur proche de la résistance à la traction du béton et l'angle de frottement Φ avoisine les 10° .

L'angle Ψ (paramètre de dilatance) du contact sera pris égal à Φ .

Une identification pas à pas est menée sur la base du comportement global. La seule donnée disponible pour le calage de cette première série d'essai est la courbe donnant la sortie d'acier en fonction de la charge.

III. Application numérique

III.1. Premier modèle simulé

Les calculs numériques successifs conduisent aux paramètres de contact suivants :

cohésion	$c =$	6,5 à 7,5 MPa
angle de frottement	$\Phi =$	3 à 5 °

De manière à éviter tout décollement au niveau de l'interface, et maintenir un contact de frottement entre les deux matériaux, nous avons artificiellement porté la résistance à la traction des éléments de contact à une valeur infinie.

Les différents paramètres de la loi de frottement ont été successivement ajustés en prenant appui sur les courbes (F-G) pour les éprouvettes ayant une armature de 6 mm de diamètre.

Nous pouvons vérifier que :

si la cohésion augmente, l'ouverture de la fissure diminue. Connaissant celle-ci pour une charge expérimentale donnée, on peut donc obtenir un encadrement de la valeur numérique de la cohésion et l'évaluer à 7,5 MPa (Figures 4 et 5).

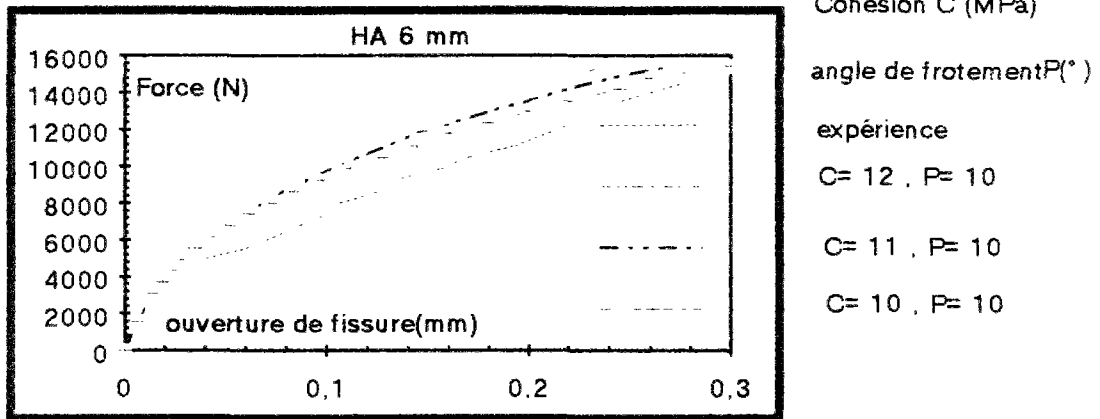


Figure 4 : Simulation de l'essai de traction sur un rond cranté de 6 mm

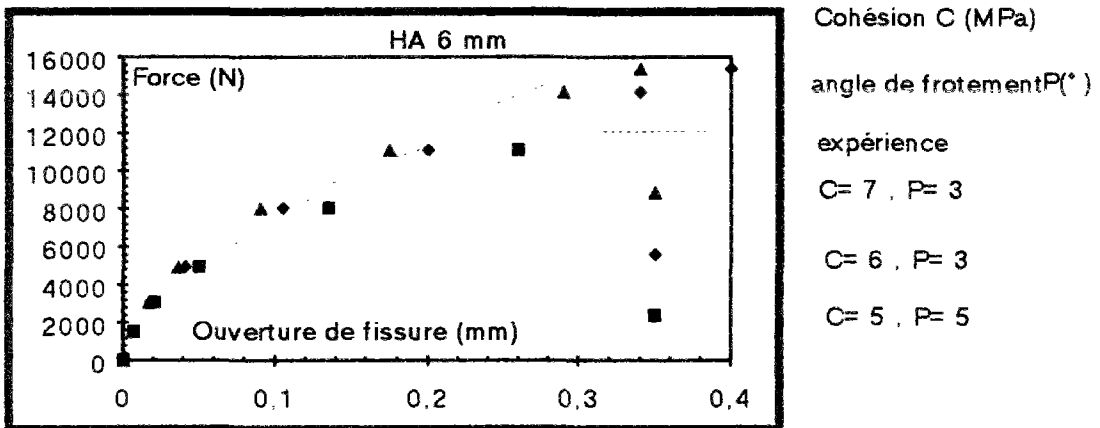


Figure 5 : Simulation de l'essai de traction sur un rond cranté de 6 mm

faire varier l'angle de frottement Φ consiste à intervenir directement sur le couple Force-ouverture de la fissure. En effet, une valeur trop élevée pour Φ entraîne une instabilité numérique plus précoce (Figure 6).

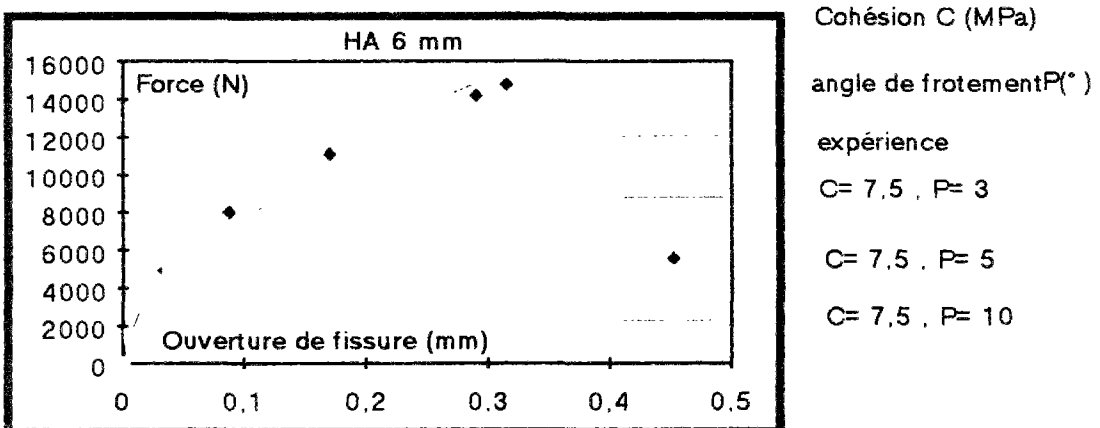
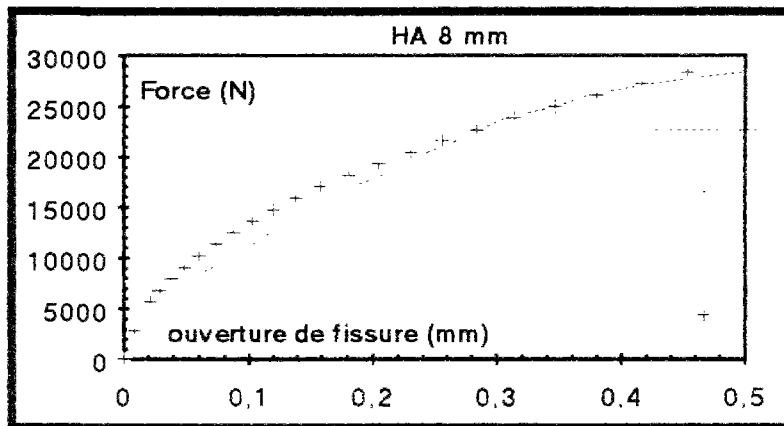


Figure 6 : Simulation de l'essai de traction sur un rond cranté de 6 mm

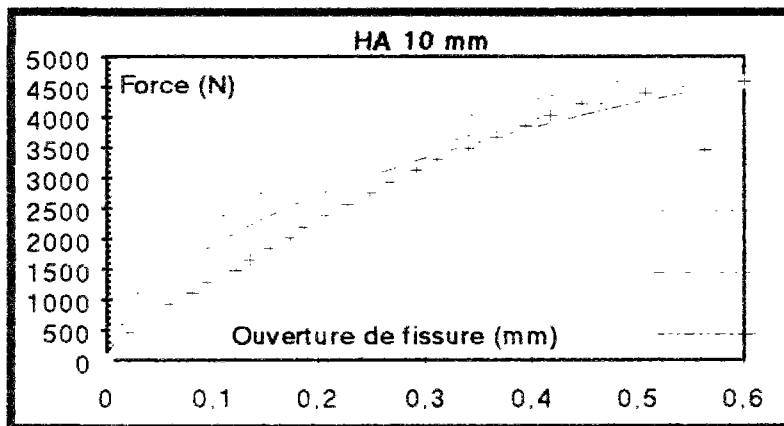
Le manque d'instrumentation du mode opératoire restreint la quantité de renseignement. C'est ainsi que les valeurs attribuées aux paramètres de comportement ne sont pas forcément les mieux adaptées.

La courbe expérimentale de comportement permet donc de déterminer un couple des paramètres locaux ($C = 7,5 \text{ MPa}$, $\Phi = 3^\circ$). Une comparaison entre les courbes de sortie d'acier est effectuée pour les essais avec des armatures de 6, 8, 10 et 12 mm (Figures 6, 7, 8 et 9).



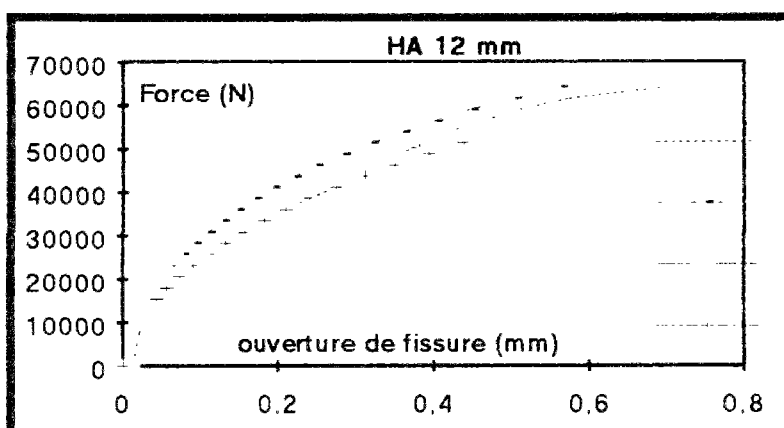
Cohésion C (MPa)
 angle de frottement $P(^{\circ})$
 expérience
 C= 15 , P= 20
 C= 10 , P= 10
 C= 7,5 , P= 3

Figure 7 : Simulation de l'essai de traction sur un rond cranté de 8 mm



Cohésion C (MPa)
 angle de frottement $P(^{\circ})$
 expérience
 C= 15 , P= 20
 C= 10 , P= 10
 C= 7,5 , P= 3

Figure 8 : Simulation de l'essai de traction sur un rond cranté de 10 mm



Cohésion C (MPa)
 angle de frottement $P(^{\circ})$
 expérience
 C= 15 , P= 20
 C= 10 , P= 10
 C= 7,5 , P= 3

Figure 9 : Simulation de l'essai de traction sur un rond cranté de 12 mm

La limite d'élasticité de l'acier égale ici à 500 MPa, étant une valeur garantie par le constructeur, nous présentons des résultats numériques pour des chargements qui produisent dans les aciers (ronds crantés $\phi 6$, $\phi 8$, $\phi 10$) des contraintes égales à cette limite. Cependant, comme la limite d'élasticité réelle de ces barres est supérieure (> 600 MPa) à cette valeur garantie, les calculs numériques pourraient être poursuivis pour des chargements qui dépassent ce palier expérimental jusqu'au début de plastification de l'acier. Le calcul de la contrainte de cisaillement le long de l'interface (Figures 10, 11 et 12) montre que le cisaillement qui existe sur toute la longueur de l'ancrage varie assez peu.

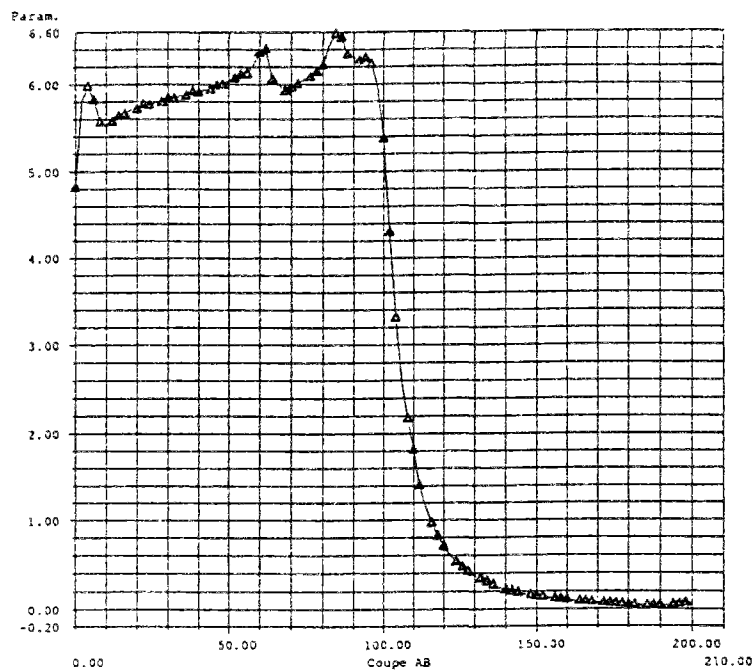


Figure 10 ($\phi 6$ mm)

Contrainte de cisaillement en MPa sur l'axe des ordonnées
le long de l'interface en mm sur l'axe des abscisses
pour une contrainte de traction de 500 MPa dans l'acier

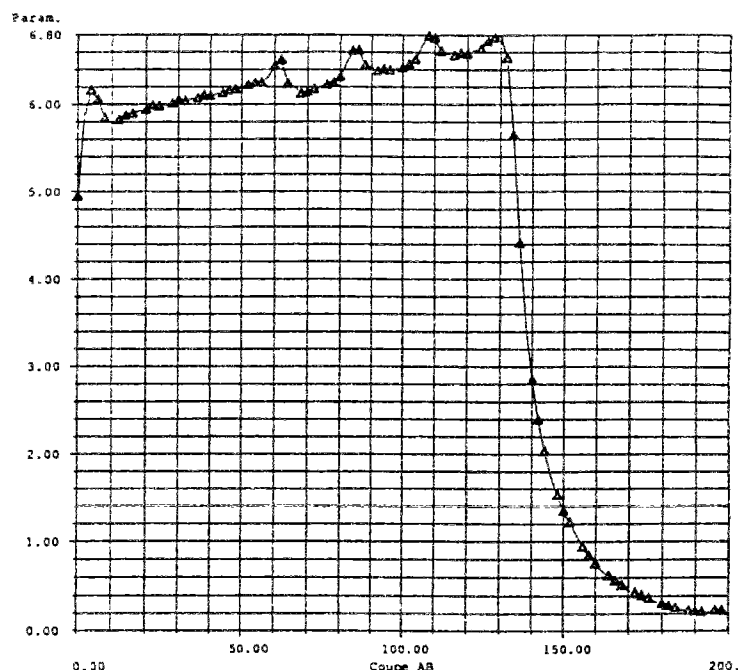
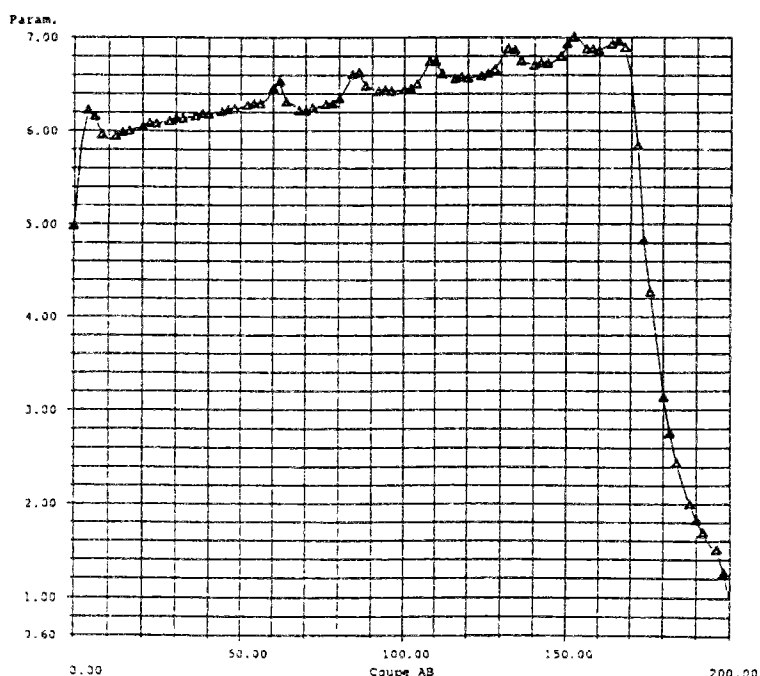


Figure 11 ($\phi 8$ mm)

Contrainte de cisaillement en MPa sur l'axe des ordonnées
le long de l'interface en mm sur l'axe des abscisses
pour une contrainte de traction de 500 MPa dans l'acier

Figure 12 ($\phi 10$ mm)

Contrainte de cisaillement en MPa
sur l'axe des ordonnées,
le long de l'interface en mm
sur l'axe des abscisses
pour une contrainte de traction
de 500 MPa dans l'acier



Plus la section de l'armature augmente, plus la force conduisant à la limite d'élasticité sera élevée, plus la longueur de cohésion X sera importante : $X = 100$ mm sur la figure 13, $X = 130$ mm sur la figure 14 et $X = 170$ mm sur la figure 15. Mais le cisaillement ne change guère de valeur.

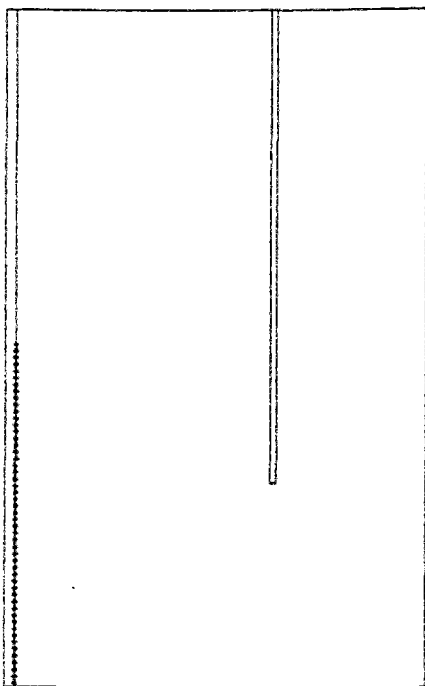


Figure 13 ($\phi 6$ mm)

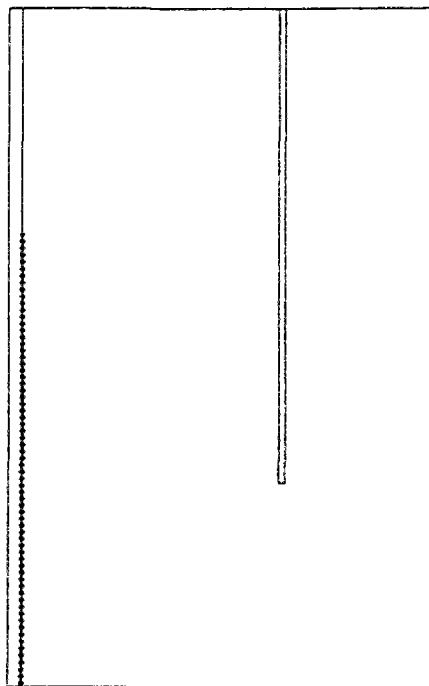


Figure 14 ($\phi 8$ mm)

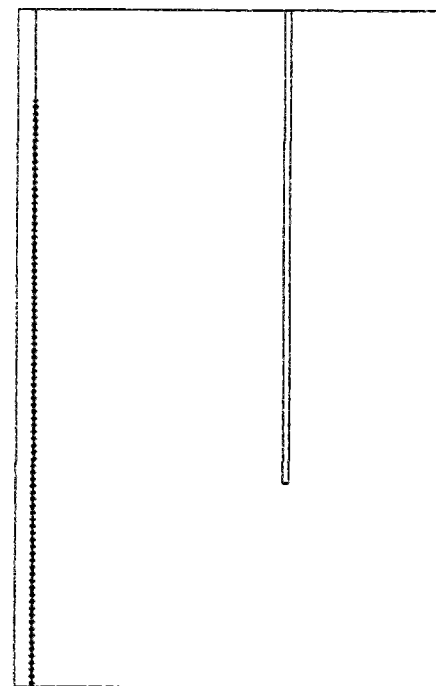


Figure 15 ($\phi 10$ mm)

Longueur de décohesion le long de l'interface acier-béton pour une contrainte de traction de 500 MPa dans l'acier

CISAILLEMENT SRZ

CISAILLEMENT SRZ

CISAILLEMENT SRZ

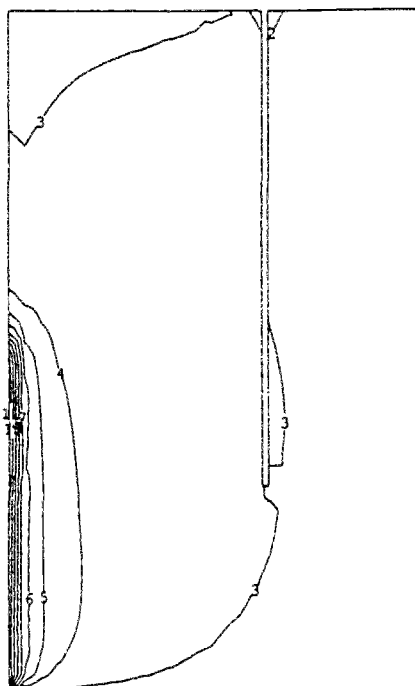


Figure 16 ($\phi 6$ mm)

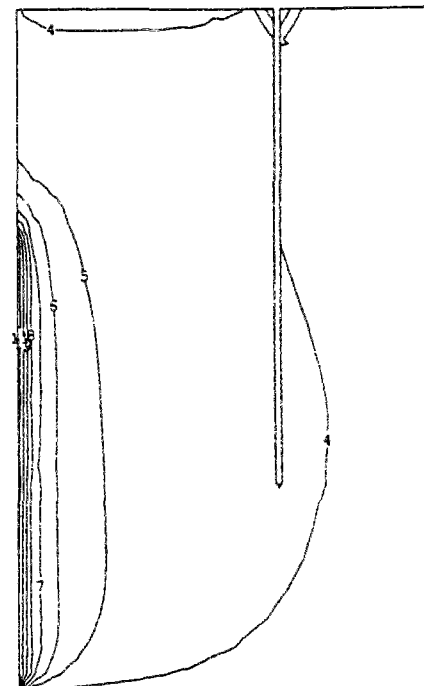


Figure 17 ($\phi 8$ mm)

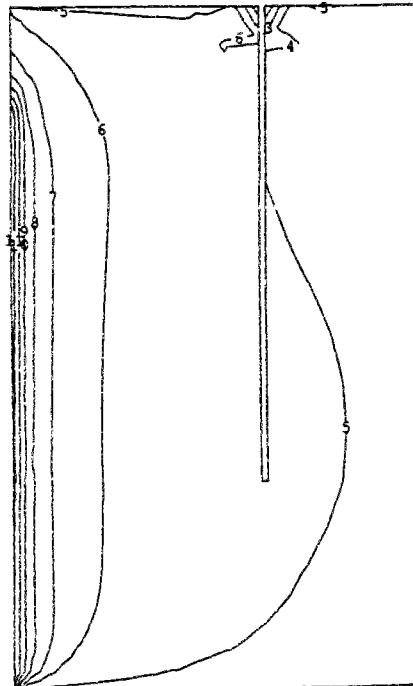


Figure 18 ($\phi 10$ mm)

contrainte de cisaillement en MPa dans le béton pour une contrainte de traction de 500 MPa dans l'acier

Le cisaillement est très localisé le long de l'armature centrale (Figures 16, 17, 18).

La longueur de décohesion, correspondant à la plastification de l'interface, varie avec le diamètre de l'armature (Figures 13, 14, 15).

Pour une demie éprouvette de 200 mm de hauteur, la longueur de décollement entre l'acier et le béton est donnée par le calcul numérique à 100, 130, 170 mm pour des diamètres d'armature respectifs de 6, 8, 10 mm .

On constate aussi que les contraintes normales qui se développent le long de l'interface sont des compressions qui restent très localisées dans le voisinage de celle-ci (Figures 19, 20, 21).

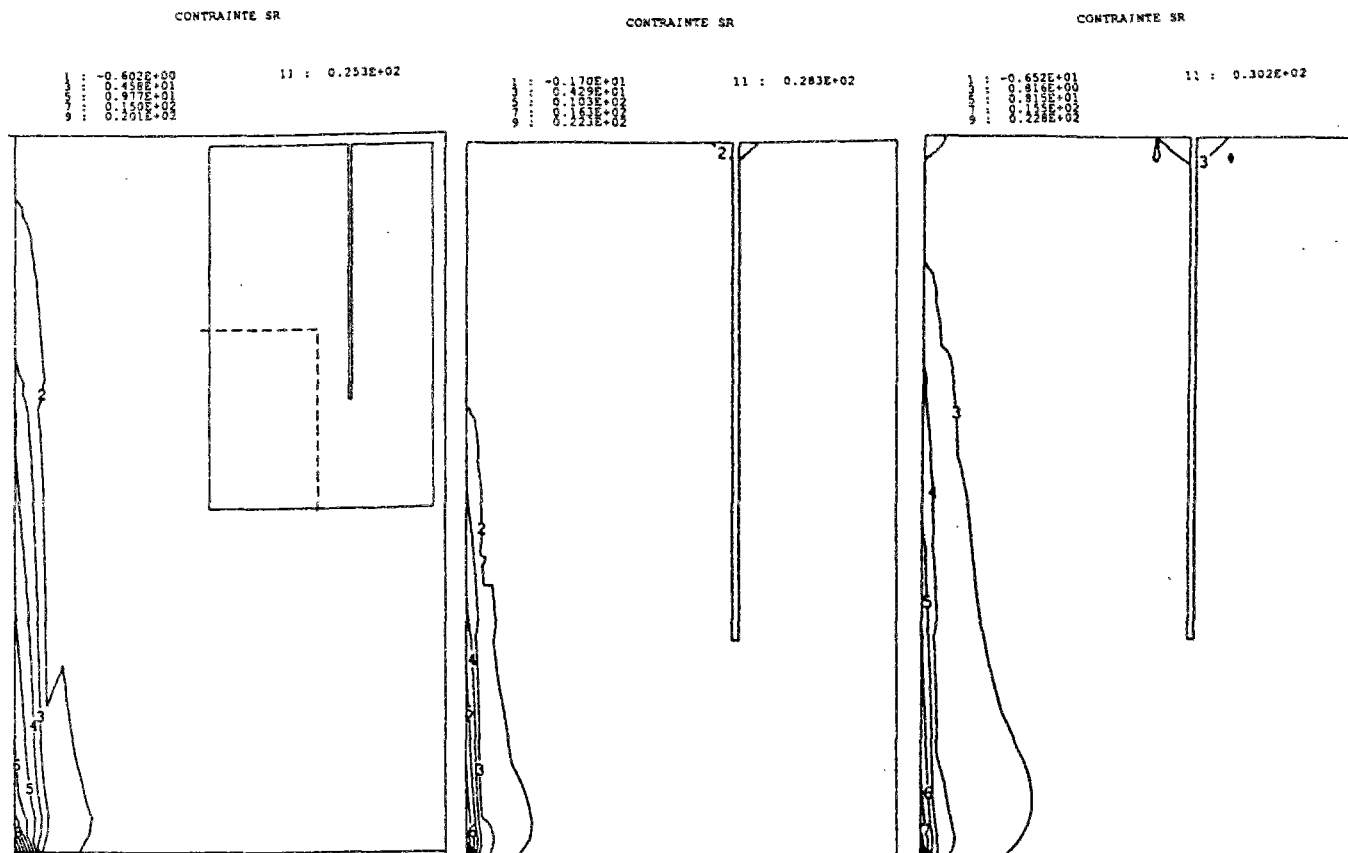


Figure 19 ($\phi 6\text{mm}$) Figure 20 ($\phi 8\text{mm}$) Figure 21 ($\phi 10\text{mm}$)
contraintes normales en MPa dans le béton pour une contrainte de traction de 500 MPa dans l'acier

Le pic que l'on peut observer sur les graphes au niveau de la fissure n'a pas de sens physique et correspond simplement à une imprécision numérique commise par le post processeur PEGGY pour l'interprétation des résultats sur écran graphique.

Les isovaleurs des contraintes longitudinales σ_Z montrent que les phénomènes mécaniques restent concentrés au voisinage de l'armature sur la longueur d'ancrage.

La mise en traction locale de la surface du béton au niveau du tirant ne conduit pas à une dégradation de celui-ci.

Le long de l'interface, en partant de la fissure, la contrainte longitudinale σ_Z dans le béton présente tout d'abord un profil de contrainte de compression (valeurs négatives) pour ensuite croître très rapidement vers un pic correspondant à la progression de la décohesion du contact et décroître finalement jusqu'à une valeur nulle (Figures 22, 23, 24). En comparant l'évolution de cette contrainte σ_Z dans l'acier (Figures 25, 26, 27) et dans le béton, on constate que les efforts libérés par le béton, lorsque la liaison entre les deux matériaux est rompue, sont repris par l'acier.

CONTRAINTE S_Z
SUIVANT UNE COUPE

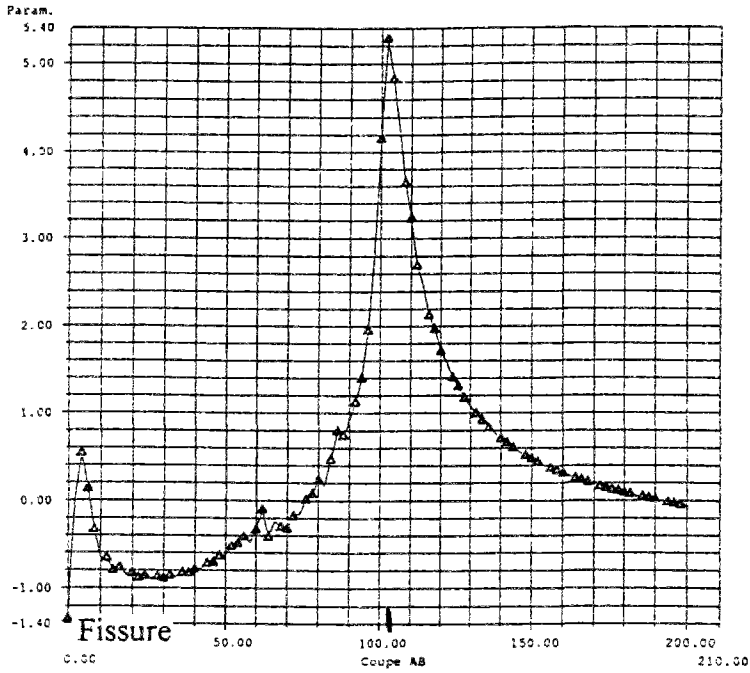


Figure 22 ($\phi 6\text{mm}$)

contrainte longitudinale σ_z en MPa dans le béton
au voisinage de l'interface en mm
pour une contrainte de traction de 500 MPa dans l'acier

CONTRAINTE S_Z
SUIVANT UNE COUPE

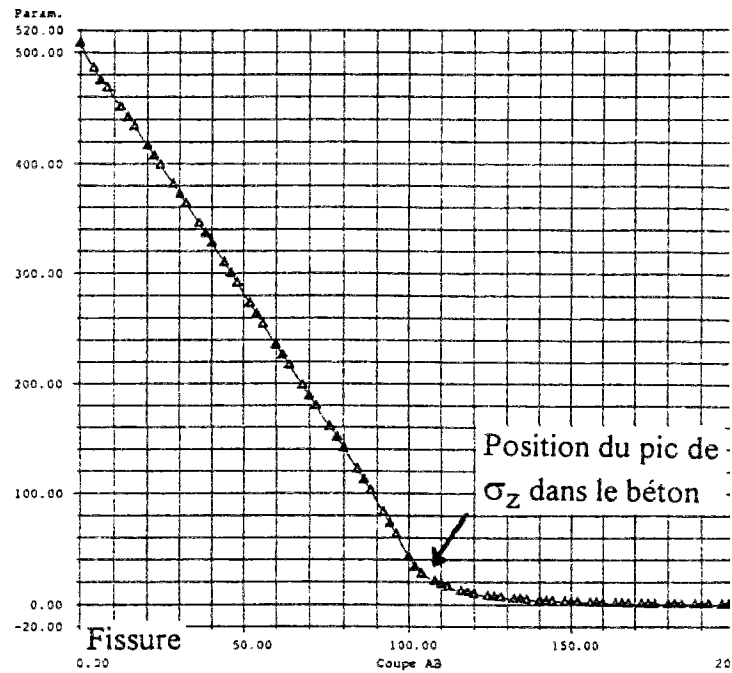


Figure 25 ($\phi 6\text{mm}$)

contrainte longitudinale σ_z en MPa dans l'acier
au voisinage de l'interface en mm
pour une contrainte de traction de 500 MPa dans l'acier

CONTRAINTE S_Z
SUIVANT UNE COUPE

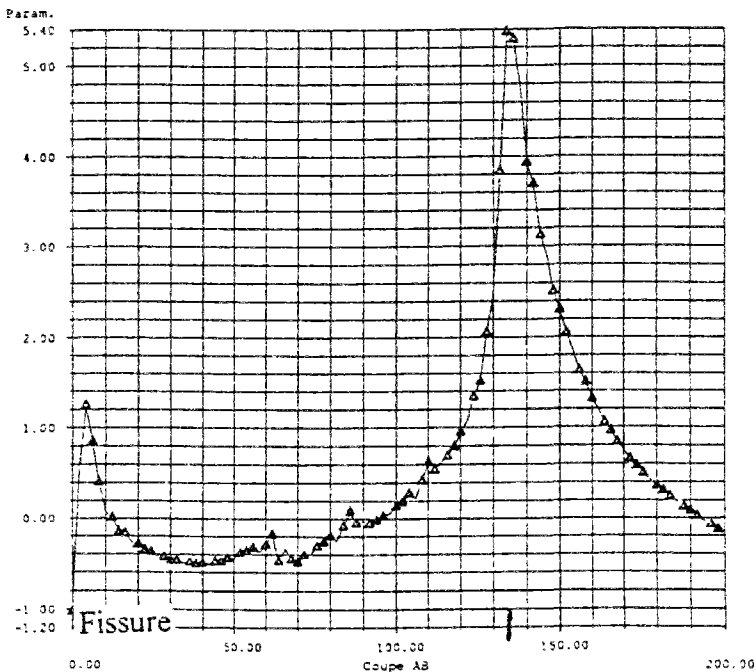


Figure 23 ($\phi 8\text{mm}$)

contrainte longitudinale σ_z en MPa dans le béton
au voisinage de l'interface en mm
pour une contrainte de traction de 500 MPa dans l'acier

CONTRAINTE S_Z
SUIVANT UNE COUPE

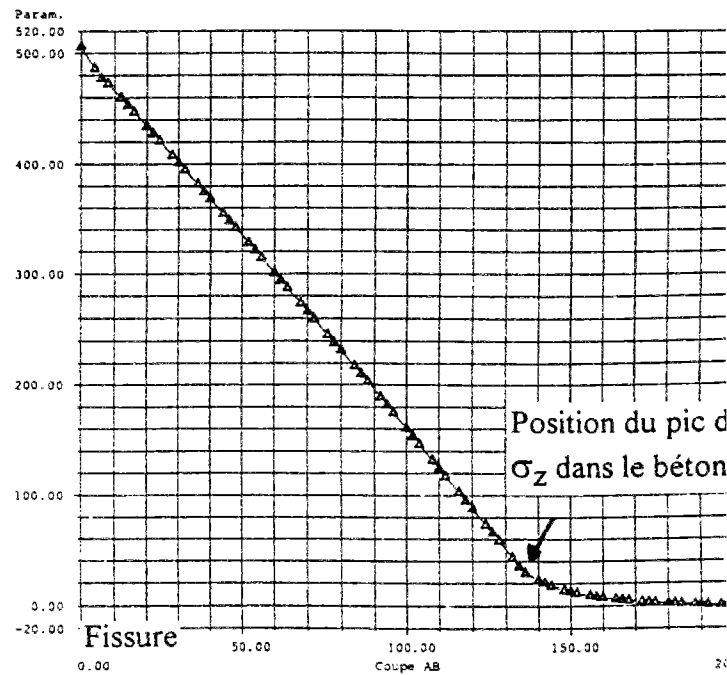


Figure 26 ($\phi 8\text{mm}$)

contrainte longitudinale σ_z en MPa dans l'acier
au voisinage de l'interface en mm
pour une contrainte de traction de 500 MPa dans l'acier

CONTRAINTE SZ
SUIVANT UNE COUPE

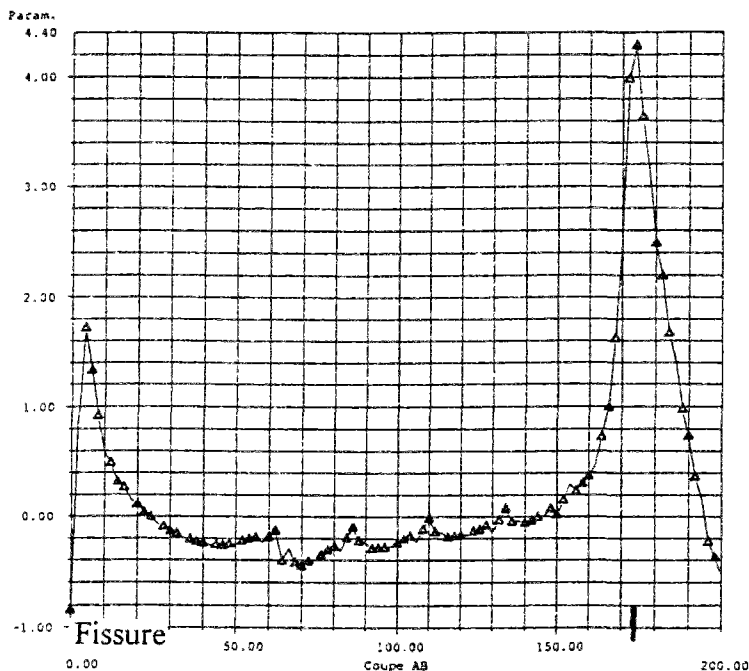


Figure 24 ($\phi 10\text{mm}$)

contrainte longitudinale σ_z en MPa dans le béton
au voisinage de l'interface en mm
pour une contrainte de traction de 500 MPa dans l'acier

CONTRAINTE SZ
SUIVANT UNE COUPE

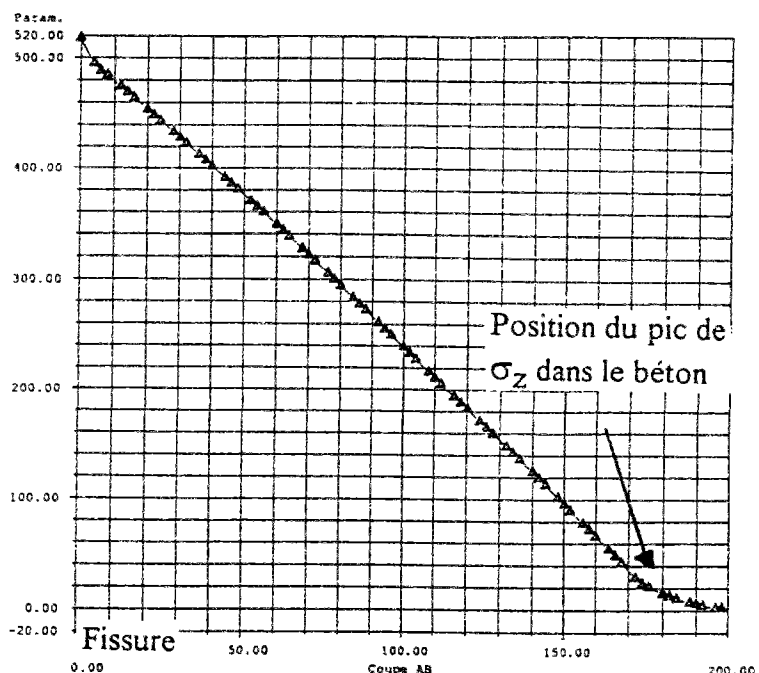


Figure 27 ($\phi 10\text{mm}$)

contrainte longitudinale σ_z en MPa dans l'acier
au voisinage de l'interface en mm
pour une contrainte de traction de 500 MPa dans l'acier

Ces considérations permettent de conclure sur la représentativité d'une modélisation bidimensionnelle (axisymétrique) pour notre essai d'adhérence. Les champs de contrainte mis en évidence se développent le long de l'armature centrale.

II.2. Second modèle simulé

L'objectif de cette seconde série de simulations est d'analyser les phénomènes mécaniques qui se développent dans une chaussée en béton armé continu soumise à un chargement thermique couplé avec un retrait.

Afin de caractériser le comportement, nous avons effectué des essais numériques sur l'éprouvette utilisée dans les essais d'adhérence.

On simule dans le béton un retrait isotrope et uniforme d'intensité ϵ_r croissant de manière monotone (Figure 3). En effectuant ce chargement par le biais d'une contrainte initiale isotrope et uniforme, comme on le fait de manière courante et classique pour l'analyse des effets mécaniques d'un champ de température, on souhaite obtenir une image des champs de contrainte issus des essais d'adhérence.

En conservant les mêmes caractéristiques mécaniques des matériaux, les mêmes paramètres dans la loi de frottement de type Coulomb, nous avons attribué à l'intensité ϵ_r du retrait une valeur qui entraîne une même ouverture de fissure que celle issue du chargement de l'essai d'adhérence.

Cette étude montre que les deux chargements développent le même profil de contrainte.

On constate cependant que l'acier semble être un peu moins sollicité dans le chargement en contrainte initiale ($\sigma_Z = 460$ MPa) que dans le chargement de l'essai de traction ($\sigma_Z = 550$ MPa).

Les contraintes de cisaillement sont plus importantes dans ce chargement en contrainte initiale mais la longueur de décohérence calculée numériquement n'a pas évolué.

Les contraintes radiales, de cisaillement, les points de glissement sont présentés sur les figures 28, 29, 30 pour les simulations numériques concernant le cas du retrait.

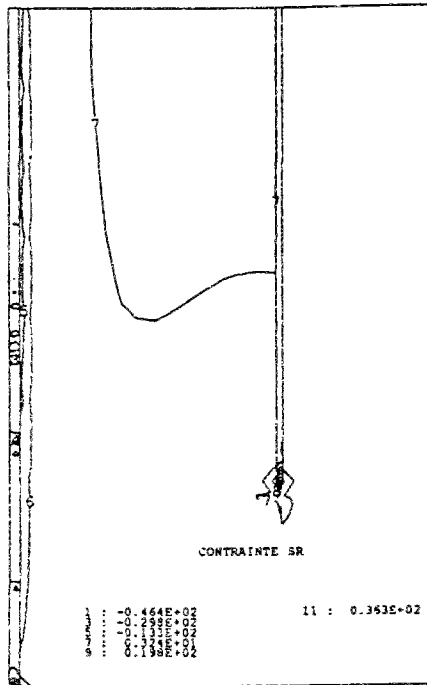


Figure 28 (ϕ 6mm)

Contrainte radiale en MPa dans le béton

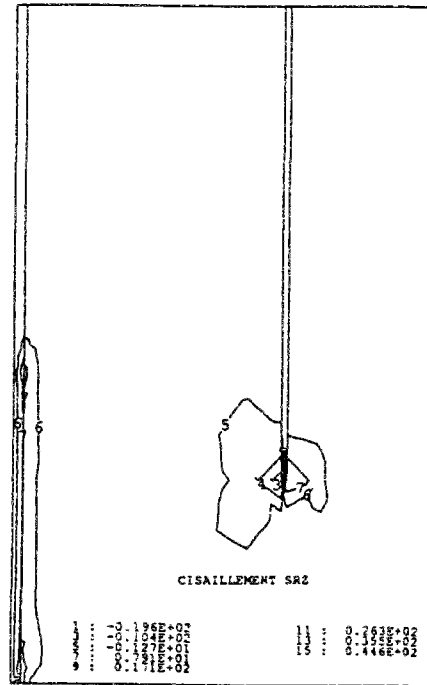


Figure 29 (ϕ 6mm)

Contrainte de cisaillement en MPa dans le béton

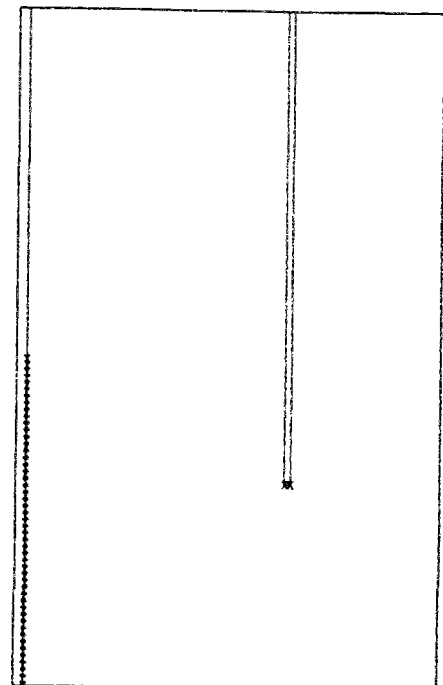


Figure 30 (ϕ 6mm)

Points de glissement pour une contrainte de traction de 500 MPa dans l'acier

III. Influence de la taille du maillage

(cas du premier modèle simulé)

Nous nous proposons d'étudier ici l'influence de la taille des éléments finis du maillage sur les résultats numériques obtenus.

L'étude est effectuée sur la pièce de béton parcouru par un rond de 8 mm de diamètre. Nous avons réalisé quatre discrétisations (Figures 31, 32, 33, 34) de la structure et créé un chargement en traction de l'essai d'adhérence.

maillage	éléments	noeuds	esp. μ (Mo)	Indicateur du temps de calcul
ba82	791	1668	1,745	20
ba83	531	1131	1,1	10
ba84	289	625	0,453	4
ba85	152	339	0,199	1

ba82

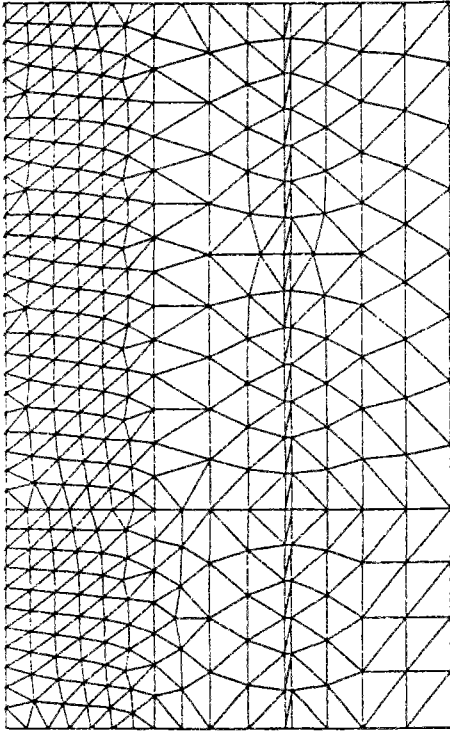


Figure 31 (1668 noeuds)

ba83

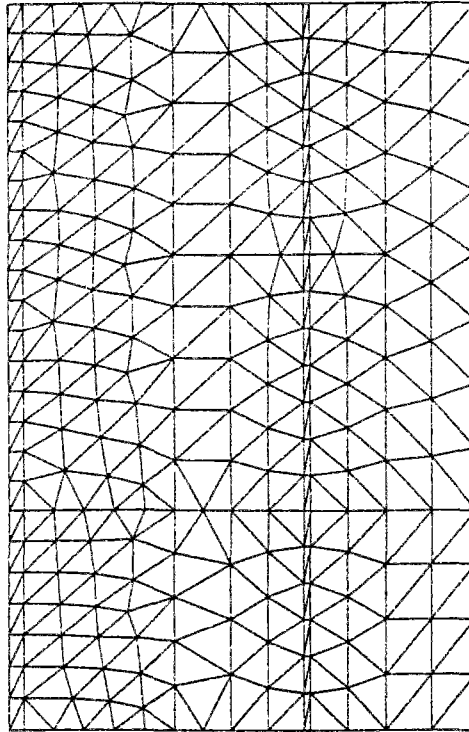


Figure 32 (1131 noeuds)

ba84

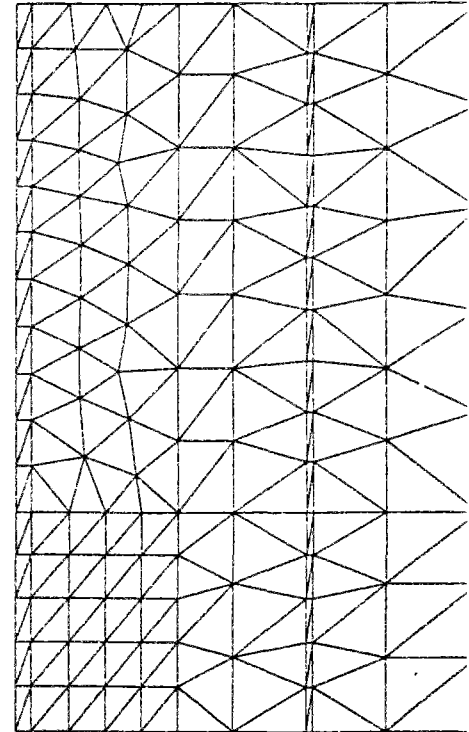


Figure 33 (625 noeuds)

ba85

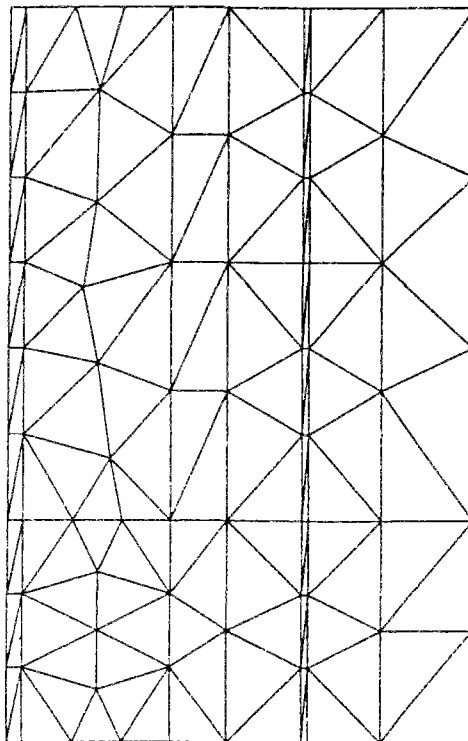


Figure 34 (339 noeuds)

Le tableau précédent présente la finesse des maillages utilisés dans les calculs. Pour des raisons de symétrie, les calculs sont effectués en axisymétrique sur un quart de l'éprouvette.

Pour chaque simulation, l'ouverture de la fissure ne varie pas. Pour la charge développant une contrainte égale à la contrainte limite d'élasticité dans l'acier, nous obtenons une ouverture de fissure de 0,326 mm. La longueur sur laquelle le contact acier-béton devient glissant reste identique.

Les résultats découlant de la loi de frottement (cohésion de 7,5 MPa, angle de frottement de 10°) ne sont pas dépendants de la finesse du maillage. En effet, les phénomènes mécaniques qui se développent dans cet essai sont localisés dans une zone très réduite le long de l'armature (Figures 35, 36).

Les contraintes ne se propagent donc pas dans toute la pièce en béton.

Quelle que soit la discrétisation effectuée, les courbes de comportement ont toujours les mêmes allures.

Après analyse, on a retenu le maillage le plus simple.

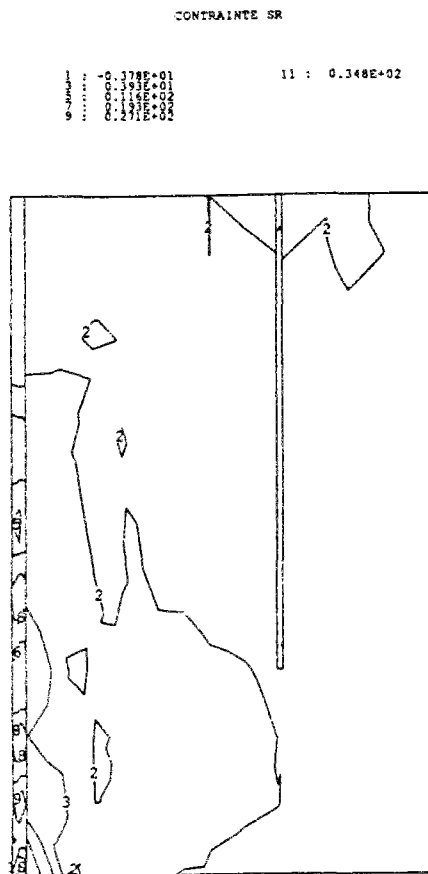


Figure 35 : (ϕ 8mm), 339 noeuds
contrainte radiale en MPa dans le béton
pour une contrainte de traction de 500 MPa dans l'acier

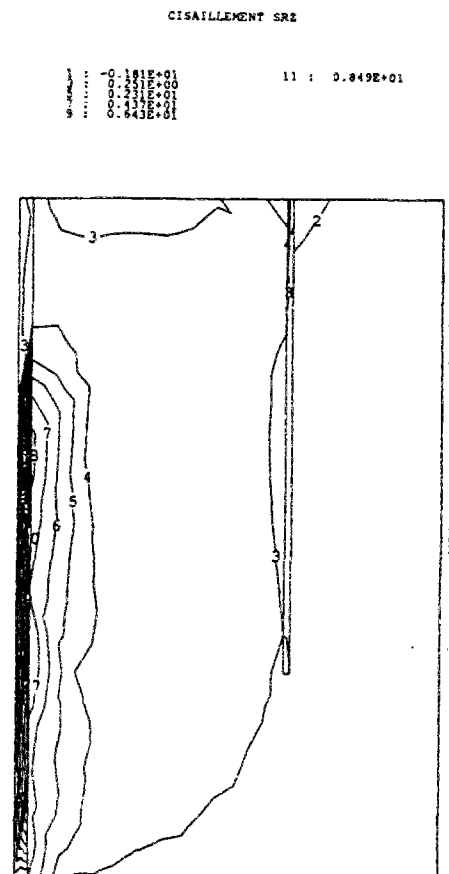


Figure 36 : (ϕ 8mm), 339 noeuds
contrainte de cisaillement en MPa dans le béton
pour une contrainte de traction de 500 MPa dans l'acier

CHAPITRE III Méthodes de calcul des chaussées en béton

Dans cette partie, on s'intéresse à la fissuration des chaussées en béton armé continu. On verra que l'analyse de Vetter fournit une solution analytique intéressante. Cependant, dans ce cas précis, les chargements en contraintes thermiques et les chargements issus du retrait sont pris comme étant constants.

I. Analyse de Vetter

L'analyse de Vetter [79] repose sur une hypothèse simplificatrice pour caractériser les variations de cisaillement à l'interface acier-béton :

- sur une distance X_{ad} contiguë à la fissure, le cisaillement est constant et égal à la cohésion τ ; dans cette région, les déplacements différentiels entre l'acier et le béton sont maximaux
- la dalle en béton est supposée pouvoir glisser sur son support (le contact lisse entre le BAC et le substratum implique un frottement nul et une cohésion nulle).

Cette analyse de Vetter permet de poser les hypothèses simplificatrices suivantes :

- à l'interface acier - béton :
 - le cisaillement est constant
 - la cohésion τ de contact est constante
 - le frottement est nul
 - la longueur de base est L.

$$\begin{array}{ll} x \leq L & \tau > \tau \\ x > L & \tau = 0 \end{array}$$

- à l'interface BAC - substratum :
 - le contact est parfaitement glissant
 - la cohésion est nulle
 - le frottement est nul.

L'ouverture des fissures est limitée par l'adhérence entre le béton et l'armature longitudinale.

Dans le plan de la fissure, le béton est en compression, puis il passe progressivement en tension dans le centre de la pièce.

La tension de l'acier est à son maximum dans le plan de la fissure puis diminue progressivement vers le centre de la pièce pour terminer en compression.

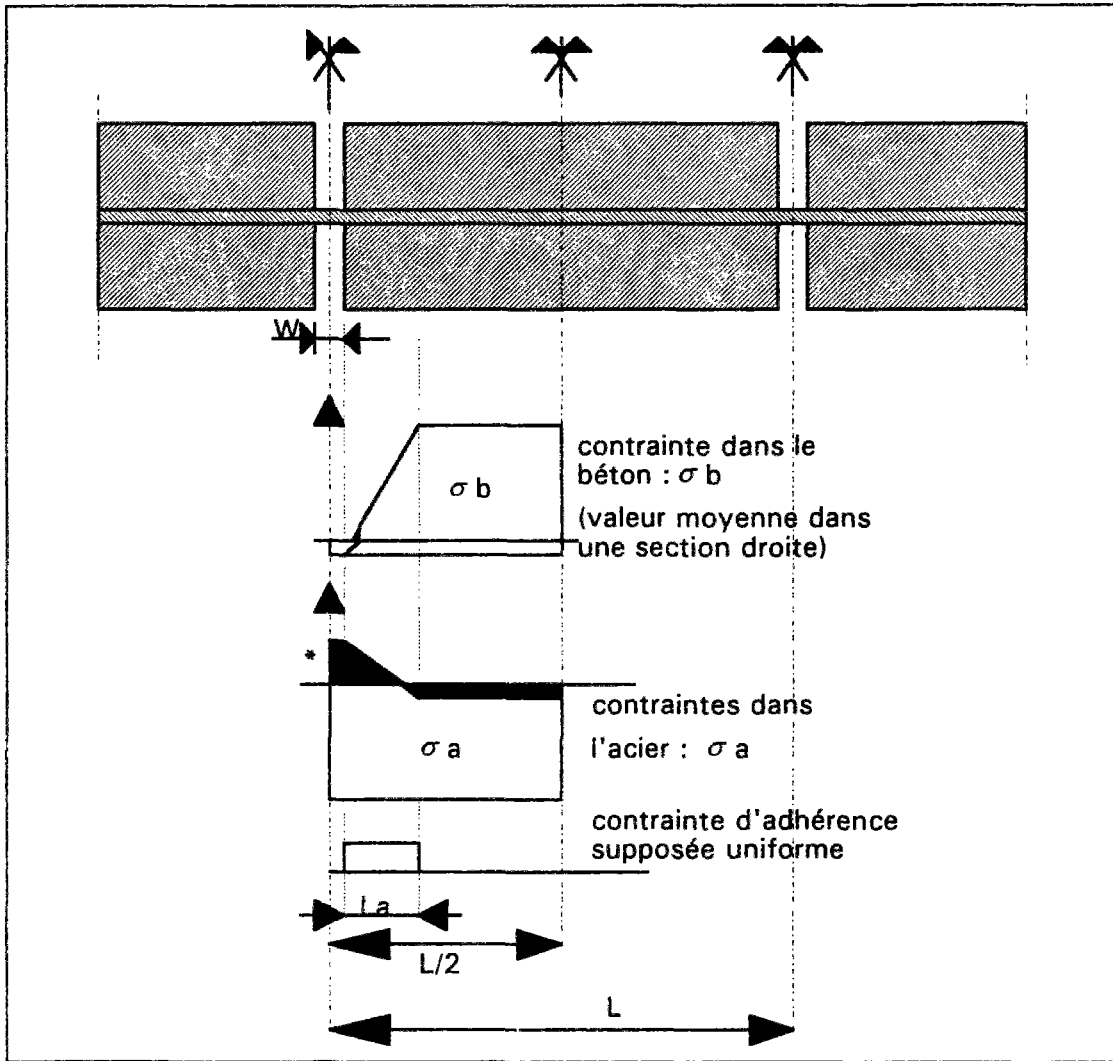


Figure 1 : Répartition schématique, selon l'analyse de Vetter, des contraintes entre deux fissures successives d'une dalle en BAC

Remarque :

L'intégrale de la surface hachurée (marquée d'une * dans la figure 1) est nulle.

$$\int_0^L \varepsilon_a dx = 0$$

Dans le cas isotherme, cela implique une traction de l'acier dans le plan de la fissure et une compression dans le centre de la pièce.

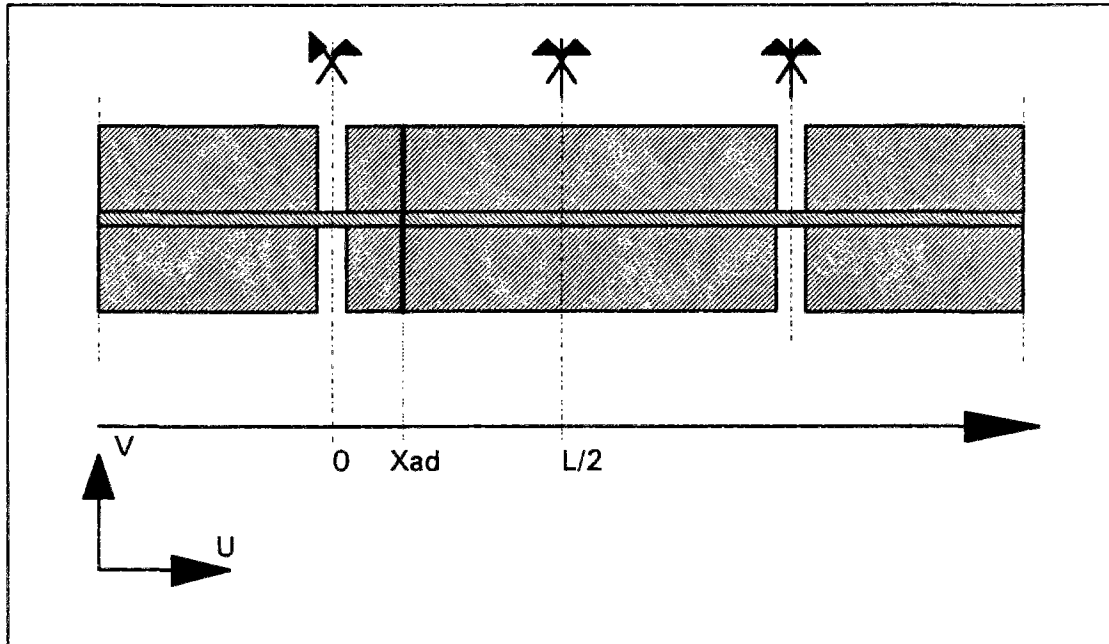


Figure 2 : Schéma simplifié de la fissuration selon la méthode de Vetter

Remarque : Les notations utilisées dans l'analyse de Vetter dérogent aux notations de la mécanique. Par convention, on considère que :

- les compressions sont positives et marquées d'un ' '
- les tractions sont positives et marquées d'un '~ '
- le retrait est positif

Pour $x \geq x_{ad}$, l'égalité des déformations entre l'acier et le béton se traduit par :

$$\varepsilon(\text{acier}) = \varepsilon(\text{béton})$$

$$\frac{\sigma'_a}{E_a} = \varepsilon_r - \frac{\tilde{\sigma}_b}{E_b} \quad (1)$$

$$\sigma'_a = \varepsilon_r E_a - n \tilde{\sigma}_b \quad (2)$$

avec les notations suivantes :

σ'_a	contrainte de compression dans l'acier	$(\sigma'_a > 0)$
$\tilde{\sigma}_b$	contrainte de tension dans le béton	$(\tilde{\sigma}_b > 0)$
E_a, E_b	module d'élasticité de l'acier, du béton	
$n = E_a / E_b$		
ε_r	intensité du retrait	$(\varepsilon_r > 0)$

Dans la région $0 \leq x \leq x_{ad}$, l'équilibre des forces s'exprime par l'égalité entre le cisaillement total le long de l'interface, la force de traction dans le béton et la variation de force dans l'acier.

Par définition, on exprime l'équilibre des forces en traduisant :

- la condition de frottement nul sur le sol

$$\Rightarrow A_b \tilde{\sigma}_b = A_a (\sigma'_a + \tilde{\sigma}_a) \quad (3)$$

- la condition de l'équilibre des efforts dans l'acier

$$\Rightarrow \sum \tau dx = A_a (d\tilde{\sigma}_a + d\sigma'_a) \quad (4)$$

Comme τ est une constante et en supposant que la contrainte dans l'acier soit une fonction linéaire, on en déduit :

$$\int_0^x \sum \tau dx = \sum \tau x \quad (5)$$

$$\int_0^x A_a (d\tilde{\sigma}_a + d\sigma'_a) dx = A_a (\tilde{\sigma}_a + \sigma'_a) \quad (6)$$

L'équilibre des forces s'exprime par les relations suivantes :

$A_b \tilde{\sigma}_b = \sum \tau x \quad (7)$	(7)
$\sum \tau x = A_a (\tilde{\sigma}_a + \sigma'_a) \quad (8)$	(8)

avec les notations suivantes :

- $\sum = \pi \phi$ périmètre de l'armature dans la section droite
- A_b, A_a aire de la section droite du béton, de l'acier
- $\tilde{\sigma}_a$ contrainte de traction dans l'acier dans le plan de la fissure.

Comme la longueur de l'acier reste invariante sur la longueur $L/2$, il suffit d'exprimer que la valeur de l'élongation est identique à la valeur du raccourcissement.

$$\frac{1}{2} (L - x_{ad}) \frac{\sigma'_a}{E_a} = \frac{1}{2} x_{ad} \frac{\tilde{\sigma}_a}{E_a} \quad (9)$$

$$\Rightarrow \boxed{L \frac{\sigma'_a}{E_a} = x_{ad} (\sigma'_a + \tilde{\sigma}_a) \frac{1}{E_a}} \quad (10)$$

Les relations (2), (7), (8), (10) permettent de déduire la longueur caractéristique L entre deux plans de fissure :

$$L = \frac{\tilde{\sigma}_b^2}{n p^2 q \tau (\varepsilon_r E_b - \tilde{\sigma}_b)} \quad (11)$$

avec $p = A_a / A_b$ pourcentage d'acier
 $q = \Sigma / A_a$

Le retrait maximal auquel peut résister la dalle en béton sans se fissurer, ne dépend pas dans cette analyse (c'est évident) du ferrailage. Ce retrait maximal est égal à :

$$\bar{\varepsilon}_r = \frac{\tilde{\sigma}_b}{E_b} \quad (12)$$

Pour un retrait $\varepsilon_r \geq \bar{\varepsilon}$ la dalle fissure
 $\varepsilon_r \leq \bar{\varepsilon}$ l'équation (11) n'a pas de solution

Les relations (2), (7) et (8) permettent d'exprimer le pourcentage P des armatures :

$$P = \frac{\tilde{\sigma}_b}{(\tilde{\sigma}_a + \varepsilon_r E_a - n \tilde{\sigma}_b)} \quad (13)$$

On obtient le pourcentage minimal d'armature quand la contrainte dans l'acier $\tilde{\sigma}_a$ est égale à sa limite élastique σ_{ae} et quand la contrainte dans le béton $\tilde{\sigma}_b$ est égale à la limite admissible de la contrainte de traction R_{tb} .

d'où l'expression : $P \geq P_{\min} = \frac{R_{tb}}{(\sigma_{ae} + \varepsilon_r E_a - n R_{tb})}$ (14)

On définit un majorant de P par l'expression du minorant de ε_r soit :

pour $\varepsilon_r = \bar{\varepsilon}_r = \frac{\tilde{\sigma}_b}{E_a} \Rightarrow P_{\max} = \frac{\tilde{\sigma}_b}{A_a}$ (15)

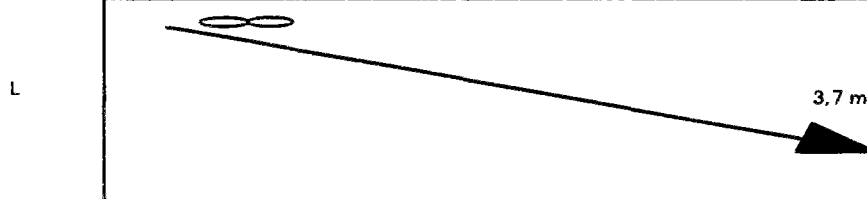
Application numérique :

L'armature préconisée dans l'analyse de Vetter est un acier de 16 mm de diamètre, répartie dans le béton tous les 15 cm. Le pourcentage est alors de 0,66 % .

La distance L entre deux fissures successives est évaluée à 3,7 m avec les données suivantes :

E_a	=		=	210000	MPa
E_b	=		=	11000	MPa
$\tilde{\sigma}_b$	=	R_{tb}	=	2,5	MPa
S_a	=		=	380	MPa
n	=		=	19	
P	=		=	0,657	
τ	=		=	2,1	MPa
q	=	Σ / A_a	=	250	m^{-1}

ϵ_r	$0,23 \cdot 10^{-3}$	$0,6 \cdot 10^{-3}$
	retrait limite avant fissuration	retrait final admis pour un béton routier



II. Solution de Vetter

La solution analytique de Vetter utilise un schéma élastique parfaitement plastique avec un critère de Tresca caractérisé par son paramètre de cohésion C . Cette solution est fondée sur des hypothèses simplificatrices. En effet, on suppose le champ de température et le retrait homogène, les contraintes dans le béton et l'acier constantes dans tout le plan vertical et le contact totalement glissant sur le substratum.

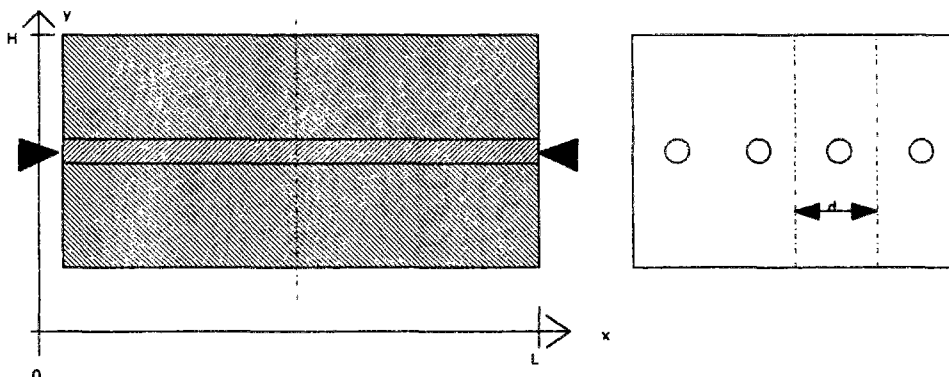


Figure 3 : Schéma simplifié d'une dalle en BAC Figure 4 : Distance entre axe d

$$L = 2,2 \text{ m} \quad H = 0,23 \text{ m}$$

$$\Phi_r = 2 * 6,35 \text{ mm} \quad d = 0,1 \text{ m}$$

acier	$E_a =$	206840	MPa	,	$\nu = 0,3$
béton	$E_b =$	20684	MPa	,	$\nu = 0,15$
interface	$\tau =$	2,5	MPa	,	$\Phi = \Psi = 0$
retrait	$\epsilon_r =$	5.10^{-4}			

Sous les conditions précédemment énoncées, la solution de Vetter permet d'évaluer la distance entre deux fissures successives.

Analyse de Vetter :

$$\tilde{\sigma}_b^2 + n p^2 q \tau L \tilde{\sigma}_b - n p^2 q \tau L \epsilon_r E_b = 0 \quad (16)$$

La détermination du discriminant et de la racine mène à la solution $\tilde{\sigma}_b = 2,1 \text{ MPa}$

Cette solution correspond à la traction maximale dans le béton.

Par définition, la longueur d'adhérence se détermine en résolvant l'égalité :

$$A_b \tilde{\sigma}_b = \Sigma \tau x_{ad} \quad x_{ad} = 480 \text{ mm}$$

a) En conclusion :

- Dans le béton :

dans la région $x \leq x_{ad}$ $\sigma_b = \frac{\Sigma \tau x}{A_b}$ alors $\sigma_b \leq \tilde{\sigma}_b$

dans la région $x \geq x_{ad}$ $\sigma_b \equiv \tilde{\sigma}_b$

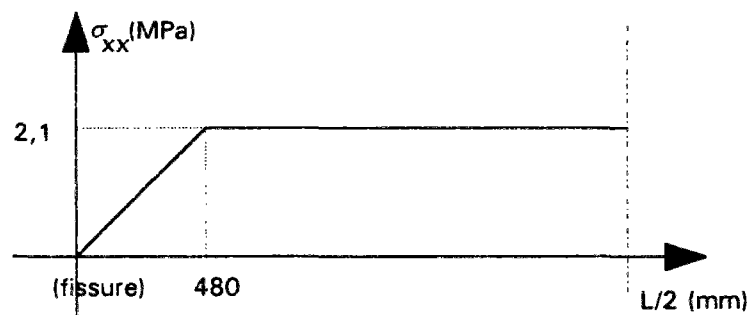


Figure 5 : Répartition des contraintes dans le béton selon le modèle de Vetter

avec $\tilde{\sigma}_b (xx)$ constant dans l'épaisseur.

- Dans l'acier :

Dans la région $x \geq x_{ad}$, l'acier est en compression $\sigma'_a = \varepsilon_r E_a - n \tilde{\sigma}_b$
 $\sigma'_a = 82,5 \text{ MPa}$

Dans la région $x \leq x_{ad}$, la contrainte de tension est maximale dans le plan de la fissure, son expression est donnée par la relation :

$$(L - x_{ad}) \sigma'_a = x_{ad} \tilde{\sigma}_a$$

$$\tilde{\sigma}_a = 295,5 \text{ MPa}$$

En tout point d'abscisse x, la contrainte dans l'acier s'exprime par :

$$\sigma_a(x) = \frac{-\sigma'_a - \tilde{\sigma}_a}{x_{ad}} x + \tilde{\sigma}_a$$

application numérique : $\sigma_a(x) = -0,787 x + 295,5$

$$\sigma_a(x=0) = \tilde{\sigma}_a$$

$$\sigma_a(x=x_{ad}) = -\sigma'_a$$

$$\sigma_a(x=375 \text{ mm}) = 0$$

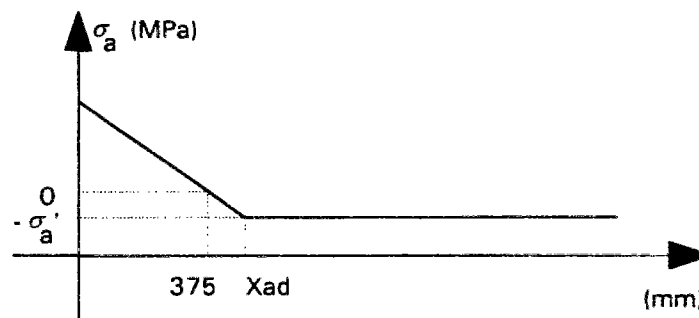


Figure 6 : Répartition des contraintes dans l'acier selon le modèle de Vetter

b) Etude de la sensibilité des paramètres

Dans ce qui suit, on procède à une analyse de sensibilité de solution de Vetter découlant de la relation (16) en fonction des paramètres mal connus. Dans cette démarche, on étudiera notamment l'influence de τ qui n'est pas constant, en lui attribuant différentes valeurs.

Tableau 1 : Influence du paramètre τ (les autres données sont invariantes par rapport à la solution de Vetter)

τ (MPa)	1,5	2	2,5	3	3,5
$\tilde{\sigma}_b$ (MPa)	1,65	1,9	2,1	2,25	2,45
X_{ad} (mm)	635	543	480	433	397
σ'_a (MPa)	86,8	84,5	82,5	80,75	79,2
$\tilde{\sigma}_a$ (MPa)	213	258	295	329	359

Lorsque la cohésion entre l'acier et le béton augmente, on constate que :

- la longueur X_{ad} sur laquelle se développe le cisaillement diminue
- la contrainte de traction $\tilde{\sigma}_a$ dans l'acier dans le plan de la fissure est croissante
- la contrainte de compression σ'_a dans l'acier diminue très peu
- la contrainte de tension $\tilde{\sigma}_b$ dans le béton est croissante.

Tableau 2 : Influence du pourcentage d'armature (seul le diamètre de l'armature change par rapport à la solution de Vetter)

ϕ acier (mm)	4	8	12,7	16	-
% acier	0,055	0,219	0,554	0,882	-
τ (MPa)	2,5	2,5	2,5	2,5	-
$\tilde{\sigma}_b$ (MPa)	0,4	1,1	2,09	2,85	-
X_{ad} (mm)	296	403	480	514	-
σ'_a (MPa)	100	92	82	75	-
$\tilde{\sigma}_a$ (MPa)	640	411	295	246	-

Lorsque le diamètre de l'armature augmente, le pourcentage d'acier dans le béton augmente aussi et on constate que :

- la longueur X_{ad} sur laquelle se développe le cisaillement est croissant
- la contrainte de traction $\tilde{\sigma}_a$ dans l'acier dans le plan de la fissure est décroissante
- la contrainte de compression σ'_a dans l'acier est décroissante
- la contrainte de tension $\tilde{\sigma}_b$ dans le béton est croissante.

Tableau 3 : Influence du pourcentage d'armature (seule la hauteur H de la dalle en béton change par rapport à la solution de Vetter)

ϕ acier (mm)	-	12,7	12,7	12,7	-
τ (MPa)	-	2,5	2,5	2,5	-
% acier	-	0,219	0,554	0,881	-
H (m)	-	0,58	0,23	0,145	-
$\tilde{\sigma}_b$ (MPa)	-	0,89	2,1	3,12	-
X_{ad} (mm)	-	514	480	449	-
σ'_a (MPa)	-	94,5	82,5	72	-
$\tilde{\sigma}_a$ (MPa)	-	310	295,5	281,5	-

Lorsque le pourcentage d'acier dans le béton augmente (le diamètre de l'armature est constant) en diminuant la hauteur H de la dalle de béton, on constate que :

- la longueur X_{ad} sur laquelle se développe le cisaillement est décroissante
- la contrainte de traction $\tilde{\sigma}_a$ dans l'acier dans le plan de la fissure est faiblement décroissante
- la contrainte de compression σ'_a dans l'acier est décroissante
- la contrainte de tension $\tilde{\sigma}_b$ dans le béton est croissante.

Tableau 4 : Influence du pourcentage d'armature (seule la distance d'entre axe d de la dalle en béton change par rapport à la solution de Vetter)

ϕ acier (mm)	-	12,7	12,7	12,7	-
τ (MPa)	-	2,5	2,5	2,5	-
% acier	-	0,216	0,554	0,882	-
d (m)	-	0,255	0,23	0,063	-
$\tilde{\sigma}_b$ (MPa)	-	0,88	2,1	3,12	-
X_{ad} (mm)	-	514	480	449	-
σ'_a (MPa)	-	94,5	82,5	72	-
$\tilde{\sigma}_a$ (MPa)	-	310	295,5	281,5	-

Lorsque le pourcentage d'acier dans le béton augmente (le diamètre de l'armature est constant) en diminuant la distance d séparant deux armatures dans la dalle de béton, on constate que :

- la longueur X_{ad} sur laquelle se développe le cisaillement est décroissante
- la contrainte de traction $\tilde{\sigma}_a$ dans l'acier dans le plan de la fissure est faiblement décroissante
- la contrainte de compression σ'_a dans l'acier est décroissante
- la contrainte de tension $\tilde{\sigma}_b$ dans le béton est croissante.

A pourcentage d'armature équivalent, les paramètres d et H développent la même solution analytique dans le modèle de Vetter.

Tableau 5 : Influence de l'intensité ϵ_r du retrait (les autres données sont invariantes par rapport à la solution de Vetter)

ϕ acier (mm)	12,7	12,7	12,7	12,7	12,7
τ (MPa)	2,5	2,5	2,5	2,5	2,5
% acier	0,554	0,554	0,554	0,554	0,554
$\epsilon_r * 10^{-4}$	3	4	5	6	7
$\tilde{\sigma}_b$ (MPa)	1,57	1,85	2,1	2,32	2,52
X_{ad} (mm)	360	424	480	531	578
σ'_a (MPa)	46	64	82,5	101	119,5
$\tilde{\sigma}_a$ (MPa)	237	269	295,5	317	335,5

Lorsque l'intensité ϵ_r du retrait augmente, on constate que :

- la longueur X_{ad} sur laquelle se développe le cisaillement est croissante
- la contrainte de traction $\tilde{\sigma}_a$ dans l'acier dans le plan de la fissure est croissante
- la contrainte de compression σ'_a dans l'acier est croissante
- la contrainte de tension $\tilde{\sigma}_b$ dans le béton est croissante.

III. Modélisation des effets du retrait sur les structures en BAC

Dans cette partie, on applique le logiciel César-LCPC à la modélisation des phénomènes de retrait (retrait thermique, retrait hydraulique) dans une structure en béton armé continu.

Le modèle numérique permet de lever les hypothèses simplificatrices du modèle analytique de Vetter.

Le contact acier-béton est sollicité en cisaillement lorsque la chaussée subit un chargement thermique (variation de la température) et un chargement en retrait. Pour modéliser ce contact, on utilise la loi élastique linéaire plastique dont les paramètres (dans la loi de frottement de type Coulomb) à identifier sont la cohésion C et le terme de frottement ϕ .

Les calculs en éléments finis permettent :

- de définir un gradient de température pour rendre compte des contraintes d'origine thermique
- de simuler un retrait plus rapide sur la face extérieure de la structure
- d'utiliser une loi de frottement avec un critère de Coulomb au niveau de l'interface entre le BAC et le substratum.

Selon les paramètres de comportement utilisés, on peut simuler toutes les interfaces possibles, représenter des contacts lisses, totalement rugueux ou bien intermédiaires.

III.1. Vérification de la solution de Vetter

a) structure étudiée

La structure BAC étudiée est celle choisie par Vetter (longueur 2,20 m, épaisseur 0,23 m). Les armatures sont des aciers ronds de rayon 6,35 mm et d'entre axe 0,10 m.

Lorsque la chaussée est fissurée, le plan de ces fissures est un plan de symétrie pour l'armature (Figure 1 page 2). A mi distance entre deux fissures, on observe aussi un plan de symétrie pour toute la structure en BAC. Compte tenu de ces symétries, on ne modélisera la chaussée que sur une moitié de sa géométrie réelle.

On désigne par u et v les déplacements horizontaux et verticaux aux noeuds.

On donne au béton et à l'acier une loi de comportement élastique linéaire. L'interface acier-béton est dotée de la loi de contact de type Coulomb. Les paramètres utilisés sont ceux pris par Vetter dans son exemple.

acier	: E = 206840 MPa	$\nu = 0,3$
béton	: E = 20684 MPa	$\nu = 0,15$
interface	: C = 2,5 MPa	$\phi = \psi = 0$

Les calculs numériques sont effectués en déformation plane (en 2-D). Cela nécessite la substitution à l'étude du milieu réel (ronds crantés) celle d'un milieu équivalent (plaque continue). Cette substitution est effectuée en conservant invariant le taux d'acier dans la structure.

On a choisi une modélisation 2-D malgré ses limites. Cela suffit dans cette validation de l'analyse de Vetter.

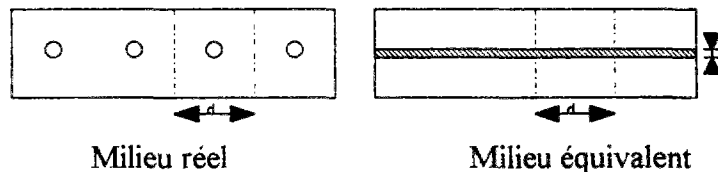


Figure 7 : Schématisation du milieu équivalent défini par une plaque continue

La conservation de la section d'acier se traduit par la relation : $e d = S_a$

- avec
- S_a section d'acier
 - d distance entre les axes de deux armatures
 - e épaisseur équivalente.

$$e = \pi r^2 / d = 1,27 \text{ mm}$$

Le calcul numérique en 2-D impose de recalculer les paramètres spécifiques à la loi de contact entre le béton et l'acier. Le fait d'avoir remplacé les barres d'acier par une plaque équivalente continue de même section, a entraîné une variation du périmètre de contact entre les deux matériaux.

- On note
- P : périmètre de contact
 - P_e : périmètre de contact équivalent
 - C_e : cohésion équivalente
 - ϕ_e : angle de frottement équivalent.

Comme on a accentué la surface de contact et donc, accru l'influence de la cohésion, il suffit alors de réajuster les paramètres spécifiques par le rapport inverse des paramètres de contact, c'est à dire :

$$C_e = C \frac{P}{P_c} = 2 C \pi r / 2 d = 0,5 \text{ MPa}$$

$$\phi_e = \arctg(\text{tg}(\phi) \pi r / d) = 0^\circ$$

Pour des raisons de symétrie de la structure et de son chargement, le maillage utilisé ne reproduit que la moitié de la structure réelle.

Les plans de symétrie conduisent à poser :

- en $x = 0$ $u = 0$ dans l'acier
- en $x = L/2$ $u = 0$ selon toute la hauteur
- en $y = 0$ $v = 0$

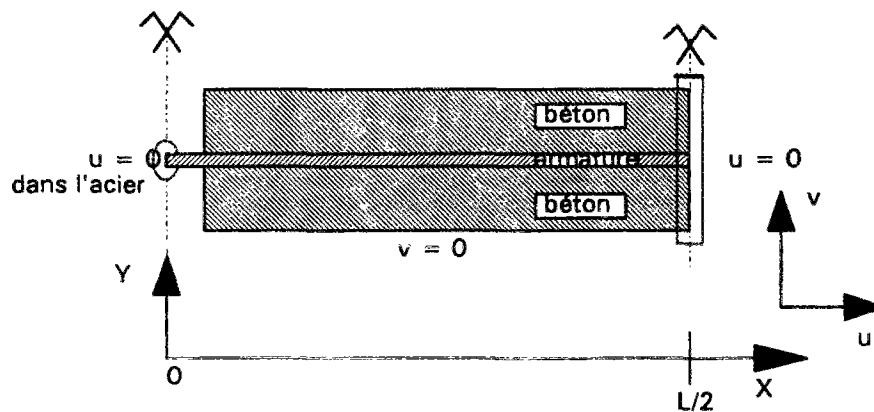


Figure 8 : Conditions aux limites de la solution de Vetter pour les calculs César-Lcpc

b) Chargement du modèle

Le champ de contrainte initial σ_r reproduit un retrait $\varepsilon_r = 5.10^{-4}$ dans le béton, soit un champ de contrainte imposé σ_{imp} :

$$\sigma_{imp} = \frac{E}{1 - 2\nu} \varepsilon_r / d = 14,8 \text{ MPa}$$

Le retrait ε_r homogène est la seule sollicitation prise dans le calcul.

c) Comparaison entre la solution analytique de Vetter et la solution numérique

Une telle étude a été réalisée récemment, par BENNANI [8], qui l'a présentée dans sa thèse. Dans ce paragraphe, nous illustrerons la comparaison entre la solution analytique de Vetter et la solution numérique par des figures mises en forme par BENNANI.

L'hypothèse de Vetter considère la contrainte σ_{xx} constante sur un profil vertical. Les calculs numériques sur César LCPC en 2D vérifient cette hypothèse avec précision entre les abscisses 0,15 m et 0,45 m (Figure 9). D'autres profils (0,1 m, 0,2 m et 0,6 m) présentent une très légère augmentation, inférieure à 10 % par rapport à la valeur moyenne de la contrainte σ_{xx} au voisinage de l'armature.

On explique :

- le profil $x = 0,10$ m de la Figure 9 par l'effet de bord près de la fissure
- les profils $x = 0,5$ m et $x = 0,6$ m par la discontinuité de la courbe de la contrainte longitudinale σ_{xx} dans le béton (Figure 10). Cette discontinuité est elle-même due au choix de la loi d'adhérence. En fond d'ancrage, il existe une discontinuité de la contrainte de cisaillement à l'interface acier-béton. Cette contrainte obtenue par le calcul numérique est constante jusqu'à 0,5 m puis décroît jusqu'à la valeur nulle entre $x = 0,5$ m et $x = 0,6$ m. au-delà de $x = 0,6$ m la contrainte de cisaillement est nulle (Figure 12).

La représentation bilinéaire posée par Vetter du profil des contraintes σ_{xx} dans le béton est vérifiée par le calcul numérique (Figure 10). Les deux solutions donnent la même valeur de contrainte de traction maximale dans le béton.

La solution analytique et le calcul numérique donnent le même profil de variation des contraintes $\sigma_a(x)$ dans l'armature (Figure 11).

Les profils des variations de la contrainte de cisaillement $\tau = f(x)$ obtenus par la solution analytique et par le calcul numérique sont identiques (Figure 12). Cependant, le calcul numérique permet d'avoir une variation continue de τ entre la valeur maximale C_e (dans le plan de fissure) et la valeur minimale 0 (dans le centre de la pièce). La solution analytique de Vetter présente une discontinuité.

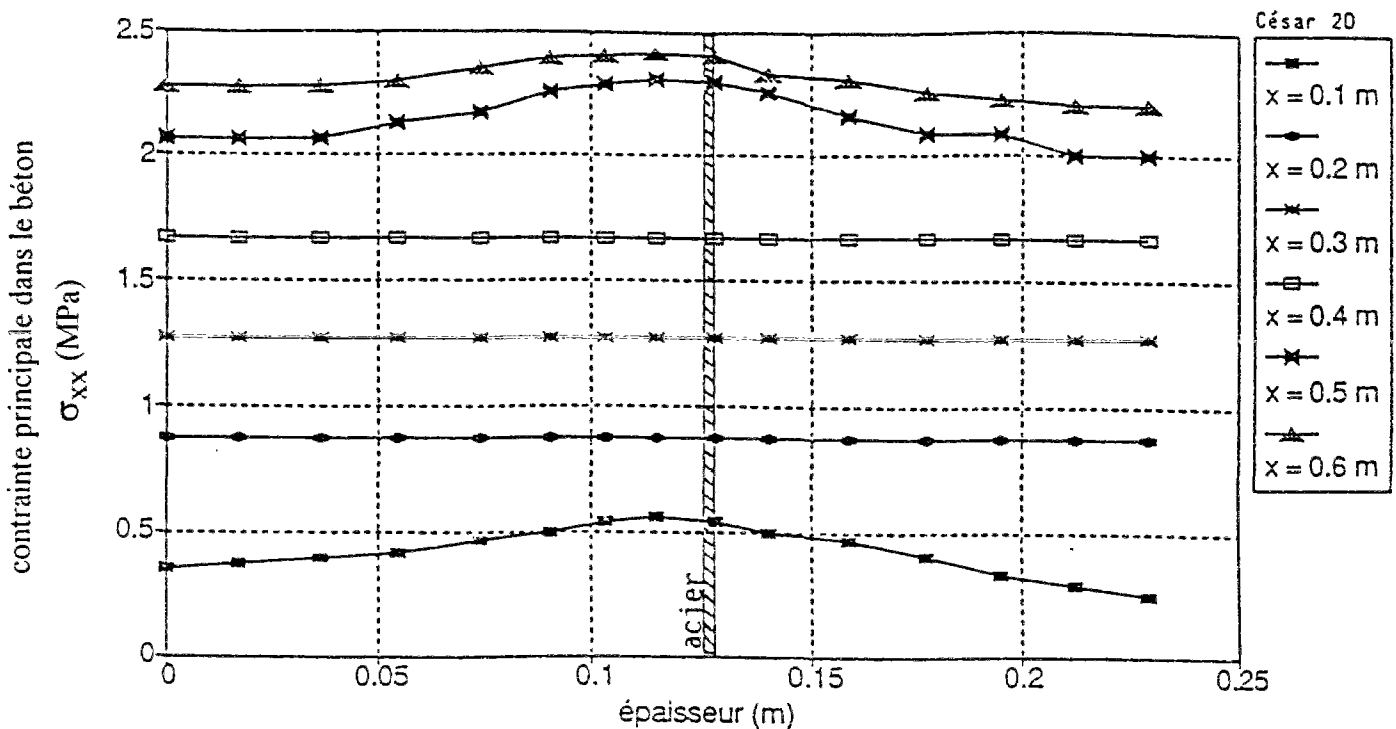


Figure 9 : Modélisation de la solution de Vetter : profil $\sigma_{xx} = f(y)$ obtenus par César 2D à différentes abscisses x [8]

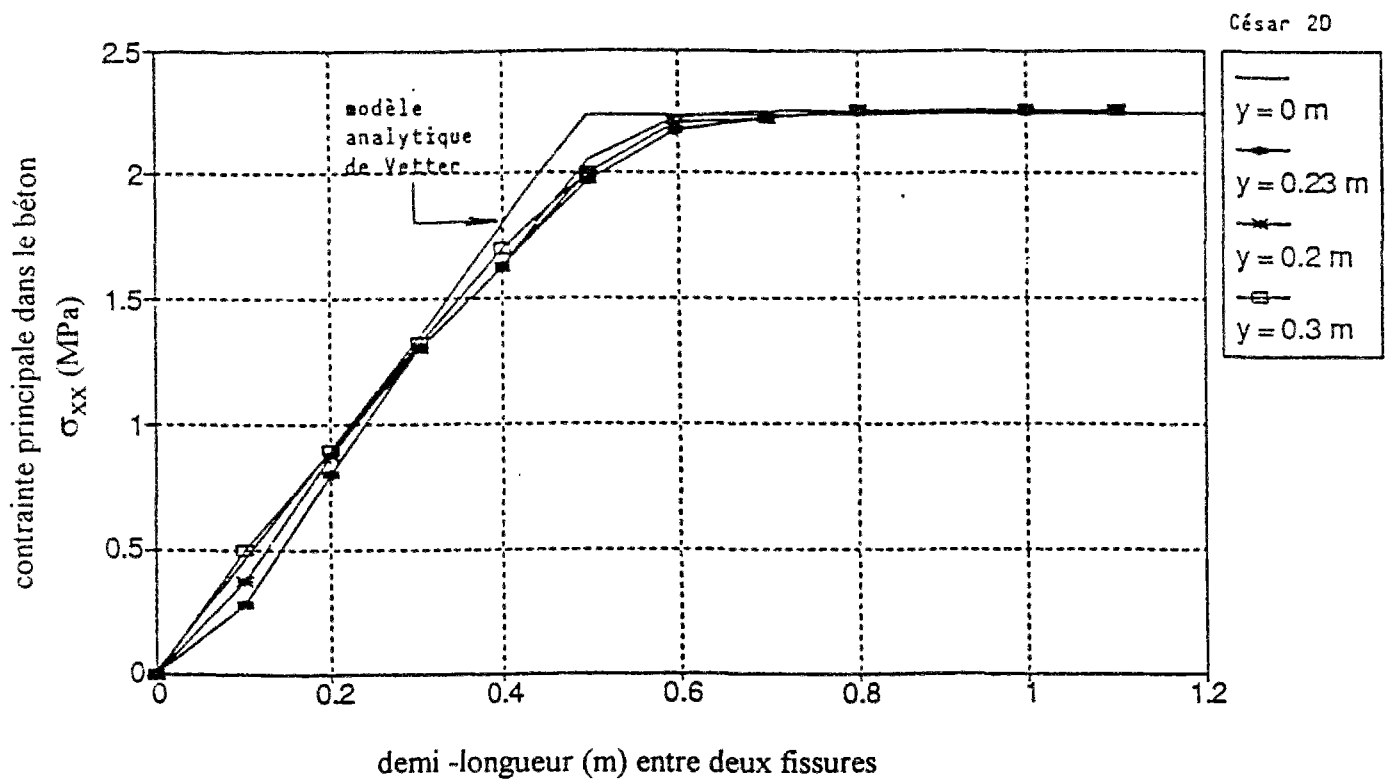


Figure 10 : Modélisation de la solution de Vetter :
 Profil $\sigma_{xx}=f(x)$ obtenus par César 2D à différentes profondeurs y [8]

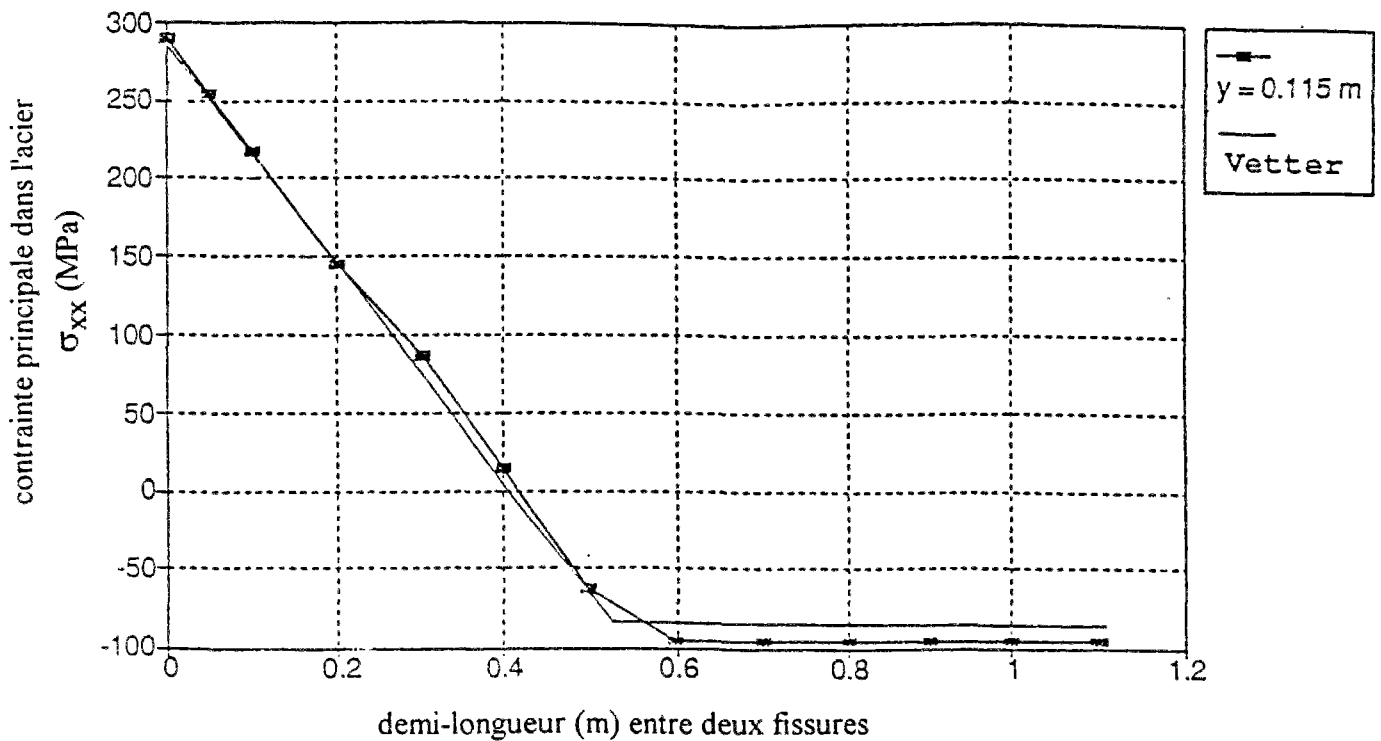


Figure 11 : Modélisation de la solution de Vetter :
 Comparaison des contraintes de traction dans l'acier obtenues par le modèle analytique et César 2D [8]

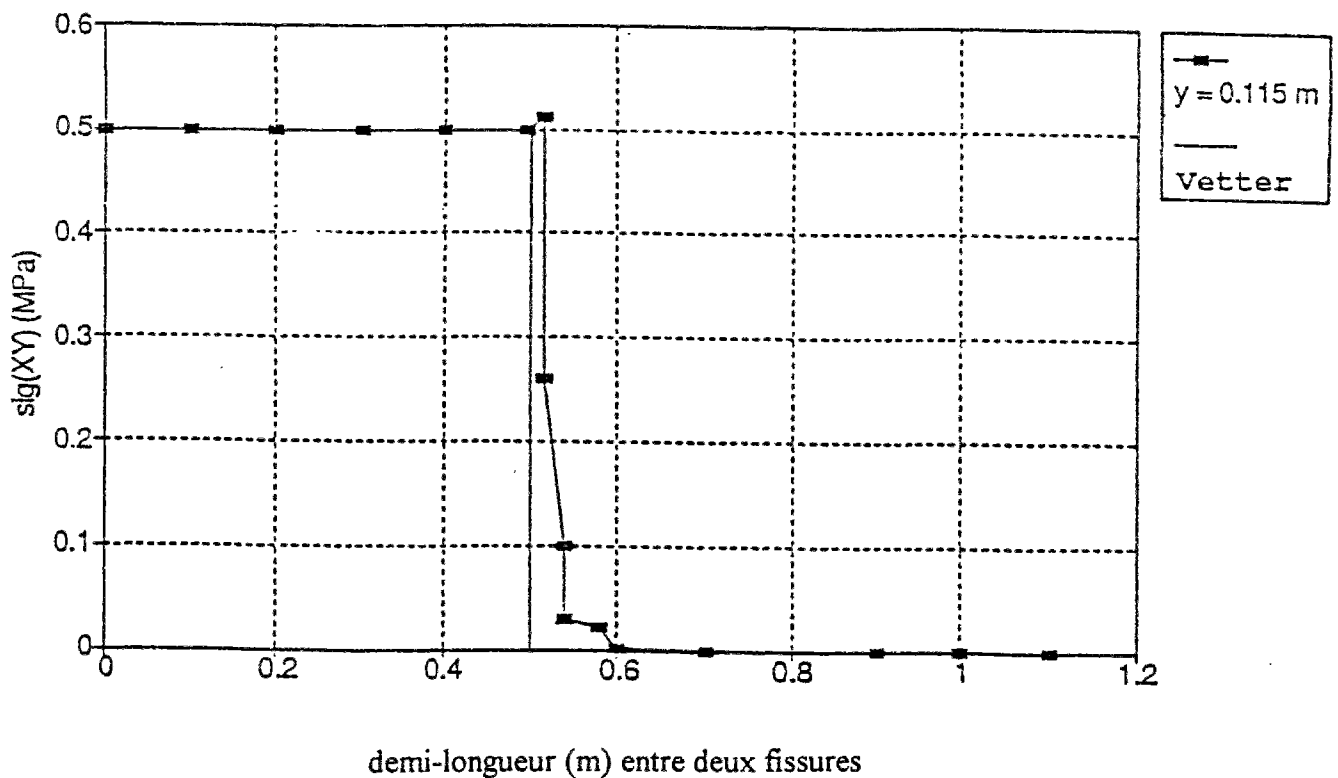


Figure 12 : Modélisation de la solution de Vetter :
 Comparaison des contraintes de cisaillement à l'interface acier-béton obtenues par le modèle analytique et César 2D [8]

Sur la figure 12, la valeur du cisaillement est imposée ($\tau = 0,5$ MPa d'après calcul de la cohésion équivalente) mais pas la longueur d'ancrage.

III.2. Application à un premier problème particulier de fissuration

Avec la modélisation par éléments finis, nous disposons d'un modèle d'analyse 2D permettant de traiter, a priori, tous les problèmes de fissuration des structures en béton armé continu.

Afin d'illustrer les possibilités de cette résolution numérique du problème de Vetter, nous allons appliquer ce modèle à l'explication d'un cas de fissuration de chaussée en BAC.

III.2.1. Conception de la chaussée

La structure en béton armé continu étudiée est définie par :

- une dalle en BAC de 20 cm d'épaisseur
- reposant sur une fondation de béton poreux de 20 cm d'épaisseur
- elle-même sur un sol de 3,6 mètres d'épaisseur.

Les armatures en acier sont des ronds de 16 mm de diamètre. La distance moyenne entre les axes est de 150 mm. Entre le BAC et la fondation, on intercale un film de polyane de manière à assurer une interface glissante en désolidarisant les deux matériaux.

III.2.2. Structure étudiée

Lorsque la chaussée est fissurée, le plan de chacune de ses fissures principales est, aux irrégularités près, un plan de symétrie pour l'acier, la fondation et le sol.

A mi-distance entre deux fissures, on observe aussi un plan de symétrie de toute la structure. Compte tenu de ces symétries, on n'étudiera la chaussée que sur la demie distance séparant deux fissures consécutives.

En désignant par u , v les déplacements horizontaux et verticaux aux noeuds, on représente sur le schéma suivant les conditions aux limites de ce problème :

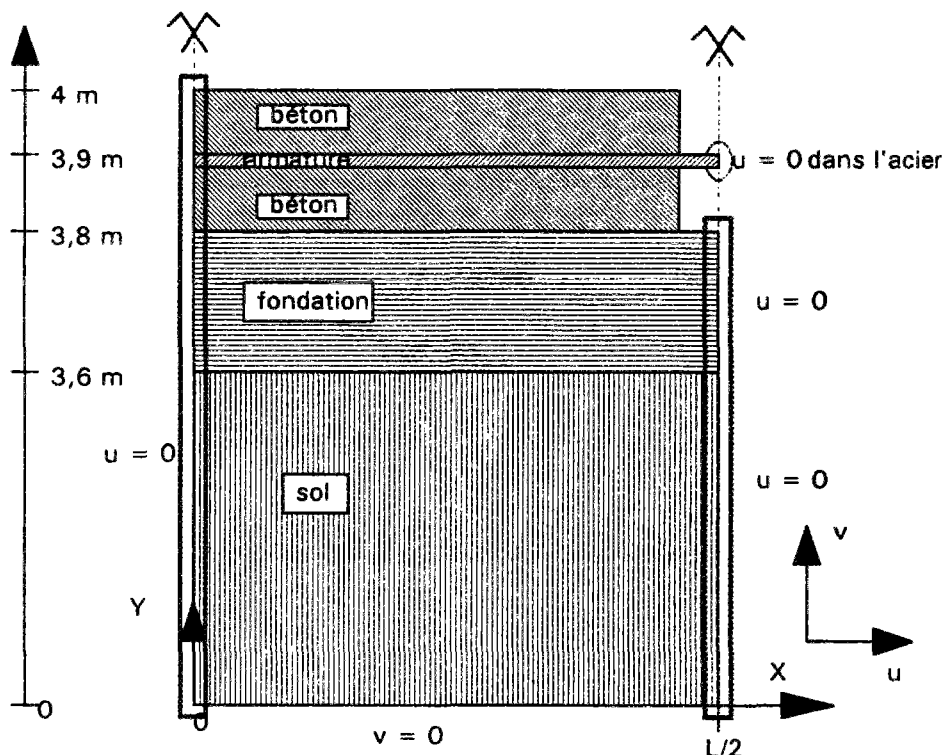


Figure 13 : Conditions aux limites pour le calcul Césari-Lcpc

Les plans de symétrie conduisent à poser :

- en $x = 0$ $u = 0$ selon toute la hauteur
- en $x = L / 2$ $u = 0$ dans l'acier, la fondation et le sol.
- en $y = 0$ $v = 0$ dans le sol

L'acier est placé dans le béton à 10 cm de la surface, l'axe de l'armature ronde de 16 mm de diamètre correspond avec la fibre neutre du BAC. Les calculs numériques seront effectués en 2-D. Cela entraîne la substitution à l'étude du milieu réel (acier rond) celle d'un milieu équivalent (plaque continue). Cette modification est effectuée en conservant le taux d'acier dans la structure. L'épaisseur équivalente est de 1,34 mm.

Pour cette chaussée en béton armé continu, le taux de ferrailage obtenu (rapport des sections transversales entre l'acier et la dalle) est de 0,67 %.

La chaussée modélisée a fait l'objet d'une étude expérimentale en Belgique. Le rapport du Centre national de Recherches scientifiques et techniques pour l'Industrie Cimentière met en évidence des distances moyennes de 1,36 m à 1,86 m entre les fissures selon les tronçons. Nous utiliserons ici une valeur moyenne de 1,5 m.

III.2.3. Modèle de comportement

Dans les calculs numériques qui font suite, les modèles de comportement sont ceux qui résultent de la modélisation des essais d'adhérence.

On prête à ces matériaux (béton, acier, fondation, sol) une loi de comportement élastique linéaire isotrope.

Les interfaces entre le béton et l'acier, entre le BAC et le substratum sont définis par une loi de contact du type frottement de Coulomb.

Les données essentielles au problème sont les modules d'Young, les coefficients de Poisson, les cohésions aux interfaces, les angles de frottement.

Béton	$E_b = 35000 \text{ MPa}$	$\nu_b = 0,17$
acier	$E_a = 210000 \text{ MPa}$	$\nu_a = 0,3$
fondation	$E_f = 28000 \text{ MPa}$	$\nu_f = 0,2$
sol	$E_s = 50 \text{ MPa}$	$\nu_s = 0,3$

interfaces :

Acier-béton	$C = 6 \text{ MPa}$	$\Phi = \Psi = 5^\circ$
BAC - substratum en polyane	$C = 0$	$\Phi = \Psi = 7^\circ$

Le calcul numérique en 2-D impose de recalculer les paramètres spécifiques à la loi de contact entre le béton et l'acier.

Dans la structure réelle, le périmètre de contact est de 50 mm. Dans la structure équivalente, il est artificiellement porté à 300 mm. Il faut donc réajuster les paramètres spécifiques par le rapport inverse des périmètres de contact; c'est à dire, pour l'interface acier-béton :

$$C_{eq} = \frac{\text{Périmètre de contact réel}}{\text{Périmètre de contact équivalent}} \quad C = \frac{2 \pi R}{2 d_a} C$$

$$\Phi_{eq} = \text{Arctg} \left(\text{tg} \Phi \frac{2 \pi R}{2 d_a} \right)$$

Ces valeurs équivalentes utilisées dans le modèle numérique sont alors de 1 MPa pour la cohésion et de 1° pour l'angle de frottement qui caractérisent l'interface acier béton.

La modélisation telle qu'elle est effectuée échappe aux hypothèses de l'analyse de Vetter. Le polyane placé à l'interface du BAC et de la fondation désolidarise les deux couches. Cependant, comme on estime que le contact ne peut être totalement lisse, on donnera une valeur nulle au paramètre de cohésion et une valeur non nulle au terme de frottement Φ . Par la présence du film de polyane, on diminue les contacts rugueux.

Ainsi, on évite la propagation des fissures dans toute l'épaisseur de la chaussée. S'il n'en était pas ainsi, tous les efforts seraient repris par les aciers, qui alors pourraient rompre.

Le comportement de l'interface entre la couche de fondation et le sol est pris comme étant totalement adhérent.

III.2.4. Sollicitation appliquée au modèle

On attribue au béton armé une contrainte limite en traction de 3 MPa. Le béton maigre, lui, est limité à 2 MPa en traction.

La sollicitation retenue dans les calculs avec César combine les effets du retrait et de la température.

On génère un champ de contrainte initiale dans le béton correspondant à un retrait ε_r de $1,4 \cdot 10^{-4}$, cumulé avec un abaissement de la température de 30 degré dans le béton et dans l'acier.

III.2.5. Résultats numériques

Les figures 14 et 15 présentent la contrainte longitudinale dans le béton suivant une coupe située le long de l'interface acier béton pour deux états successifs de chargement. Le premier est un chargement en contrainte initiale, qui représente le retrait du béton, le second est un abaissement de la température dans le béton.

Les courbes de traction situées au niveau de l'interface mettent en évidence un pic dans les valeurs numériques. Ce pic représente une concentration de contrainte, qui provoque une rupture locale de la liaison acier béton.

On retrouve le profil bilinéaire de la variation, selon une coupe longitudinale, de la contrainte longitudinale dans le béton (Figure 16). Pour une hauteur Y donnée dans le BAC, cette contrainte est constante sur une longueur $(L/2 - x_{ad})$. Sur cette longueur, la liaison entre le béton et l'acier n'est pas dégradée. Au-delà, la contrainte adopte une variation linéaire décroissante jusqu'à la valeur nulle dans le plan de fissure.

La longueur x_{ad} sur laquelle il y a glissement évolue de 160 mm, à l'issue du premier chargement, à 270 mm au terme du second.

Les figures 17 et 18 présentent, selon ces deux états de chargement, les isovaleurs du champ de contrainte σ_x .

Les contraintes de traction σ_y du béton dans le plan vertical restent inférieures à la limite en traction du béton (Figures 19 et 20 pour les deux chargements successifs). Nous n'observons donc pas de décollement du béton le long de l'interface.

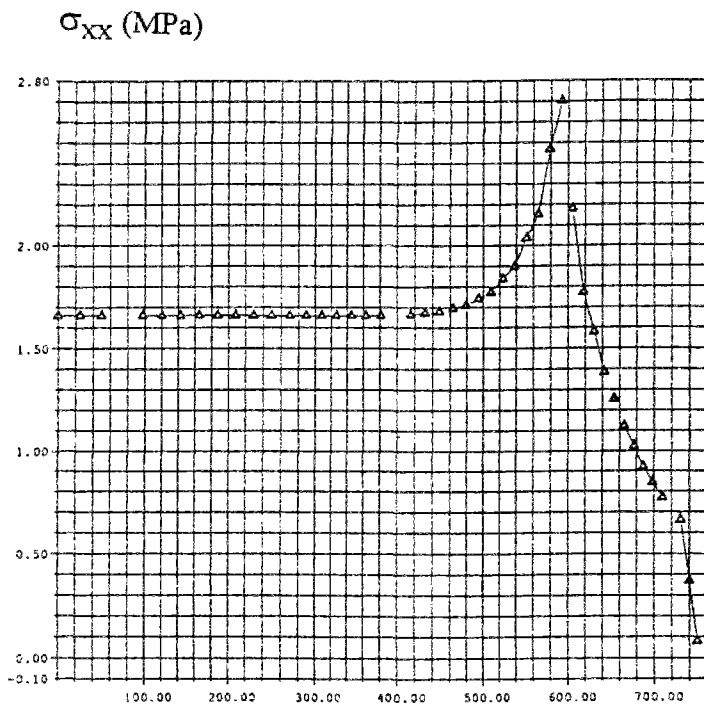
La longueur sur laquelle la liaison se dégrade correspond précisément à la longueur sur laquelle le cisaillement atteint ses valeurs extrêmes (Figures 21 et 22 pour les deux chargements successifs). La représentation graphique est conforme au modèle analytique de Vetter. Le cisaillement est nul depuis le plan de symétrie sur la longueur $(L/2 - x_{ad})$ puis atteint selon une variation continue la valeur de 1 MPa en module $(|\tau| \leq C_e - \sigma_n \cdot \tan \phi_e)$.

Comme la longueur totale L de l'armature est invariante, on observe une zone où l'acier est en traction et une zone où il est en compression. Pour les deux chargements successifs, la contrainte σ_x dans l'acier évolue de -30 MPa à -80 MPa dans le plan

médian (zone en compression) et de 220 MPa à 340 MPa (zone en traction) dans le plan de la fissure (Figures 23 et 24).

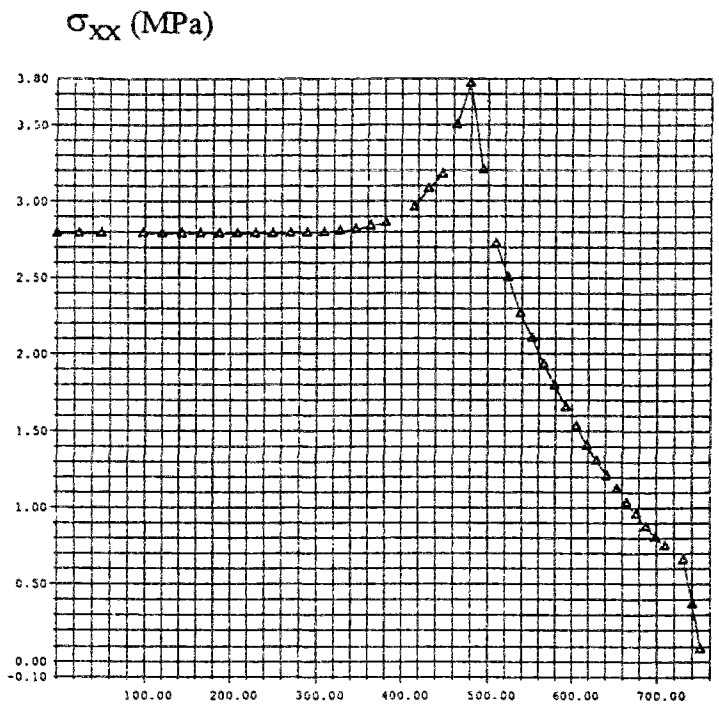
Lorsque l'acier subit en même temps un abaissement de la température, le chargement qui en découle modifie le profil de la contrainte σ_x dans l'armature (Figure 25).

Avec ce chargement d'un modèle représentatif d'une structure réelle, on peut obtenir une détermination des paramètres de la loi de comportement (cohésion, angle de frottement) de la liaison entre l'acier et le béton. On verra que la valeur que l'on obtient ainsi est très peu différente de celle issue des simulations numériques des essais d'adhérence.



demi-longueur (mm) entre deux fissures

Figure 14 : premier chargement
(en contrainte initiale représentant le retrait ϵ_r)
 $\epsilon_r = 1,4 \cdot 10^{-4}$

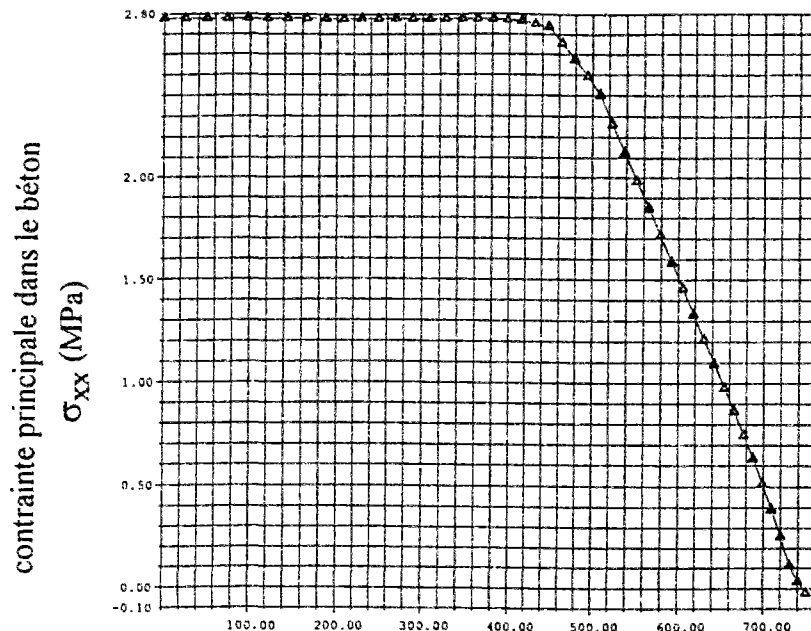


demi-longueur (mm) entre deux fissures

Figure 15 : second chargement
(abaissement de température dans le béton)
 $\Delta\theta = 30 \text{ K}$

Les figures 14 et 15 présentent la contrainte longitudinale dans le béton suivant une coupe située le long de l'interface acier béton pour deux états successifs de chargement

La longueur de l'interface rompue est de 160 mm (Figure 14), puis elle évolue à 270 mm (Figure 15)



demi-longueur (mm) entre deux fissures

Figure 16 : Profil bilinéaire de la contrainte principale σ_{xx} dans le béton suivant une coupe longitudinale située à 10 cm de la face supérieure du BAC
Le chargement est le chargement en contrainte initiale (correspondant à $\epsilon_r = 1,4 \cdot 10^{-4}$) cumulé avec un abaissement de la température de 30 degré dans le béton.

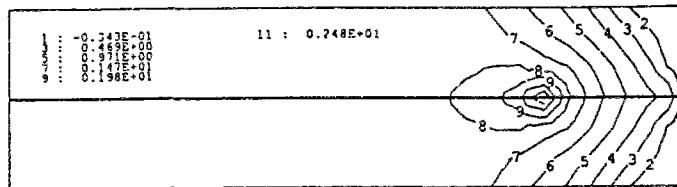


Figure 17

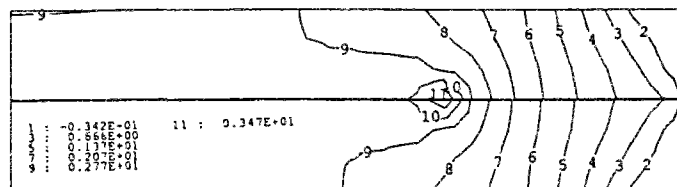


Figure 18

Figure 17: premier chargement
(en contrainte initiale représentant le retrait ϵ_r)
 $\epsilon_r = 1,4 \cdot 10^{-4}$

Figure 18 : second chargement
(abaissement de température dans le béton)
 $\Delta\theta = 30 \text{ K}$

Les figures 17 et 18 présentent les isovaleurs du champ de contrainte σ_{xx} dans le béton pour deux états successifs de chargement

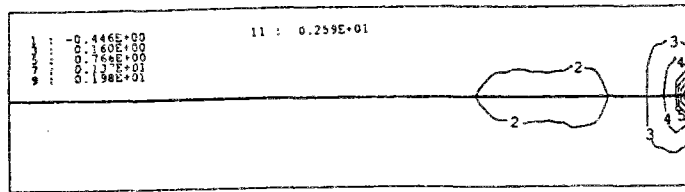


Figure 19

CONTRAINTE SY

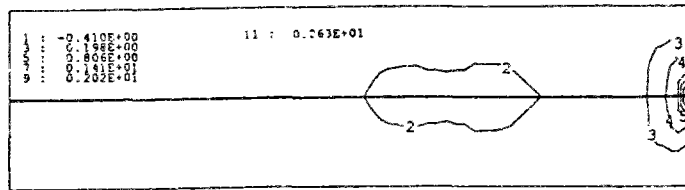


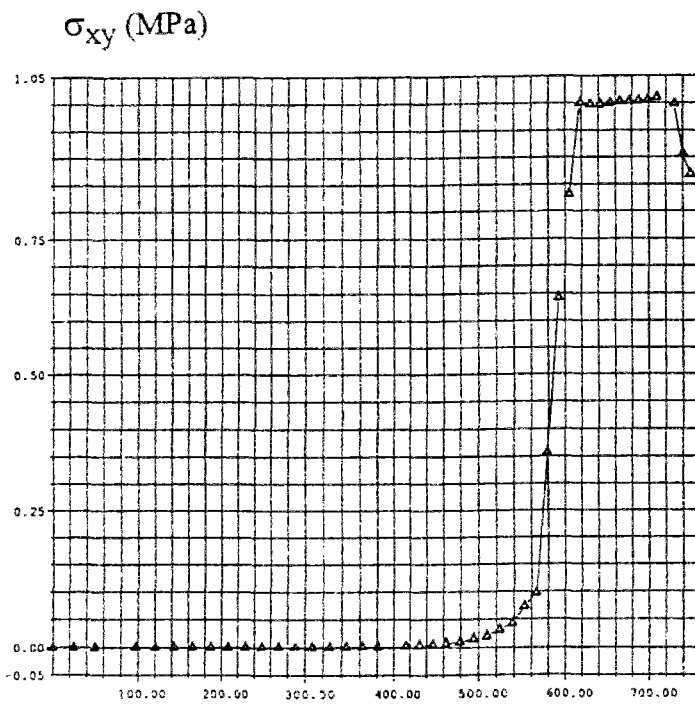
Figure 20

CONTRAINTE SY

Figure 19 : premier chargement
(en contrainte initiale représentant le retrait ϵ_r)
 $\epsilon_r = 1,4 \cdot 10^{-4}$

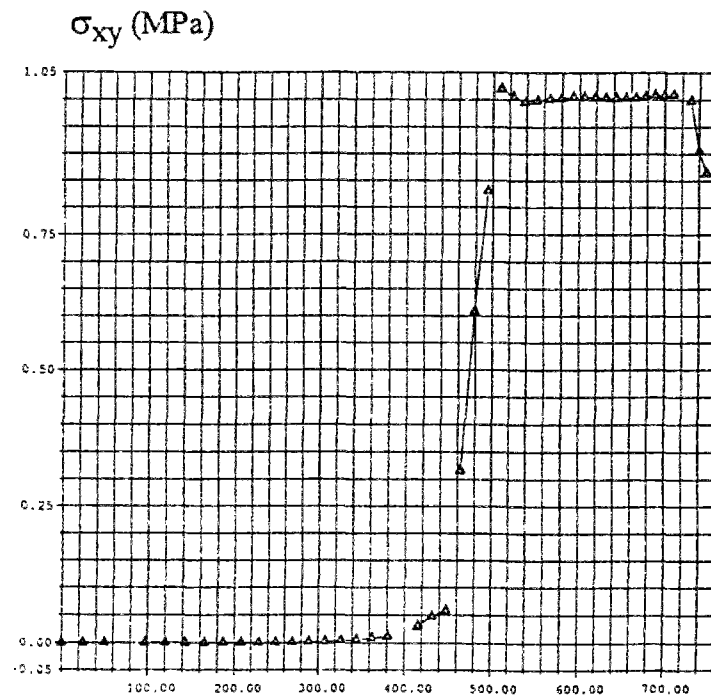
Figure 20 : second chargement
(abaissement de température dans le béton)
 $\Delta\theta = 30 \text{ K}$

Les figures 19 et 20 présentent les contraintes de traction σ_y du béton dans le plan vertical pour deux états successifs de chargement



demi-longueur (mm) entre deux fissures

Figure 21 : premier chargement
(en contrainte initiale représentant le retrait ϵ_r)
 $\epsilon_r = 1,4 \cdot 10^{-4}$

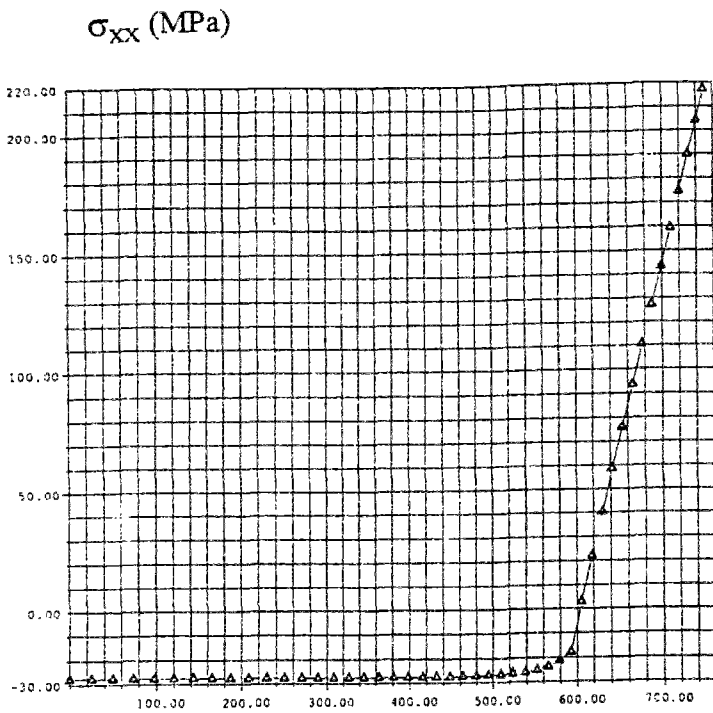


demi-longueur (mm) entre deux fissures

Figure 22 : second chargement
(abaissement de température dans le béton)
 $\Delta\theta = 30 \text{ K}$

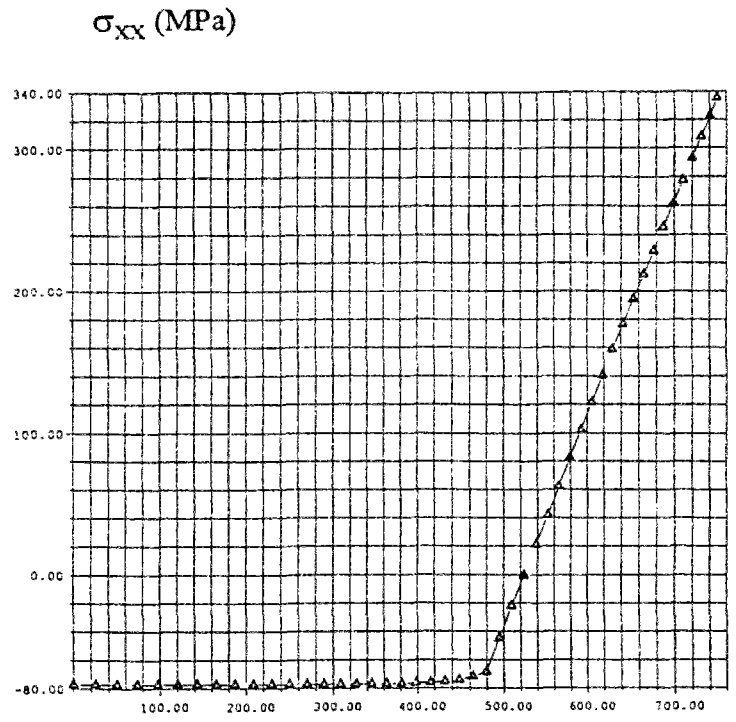
Les figures 21 et 22 présentent la contrainte de cisaillement σ_{xy} le long de l'interface acier béton pour deux états successifs de chargement

La longueur de l'interface rompue est de 160 mm (Figure 21), puis elle évolue à 270 mm (Figure 22)



demi-longueur (mm) entre deux fissures

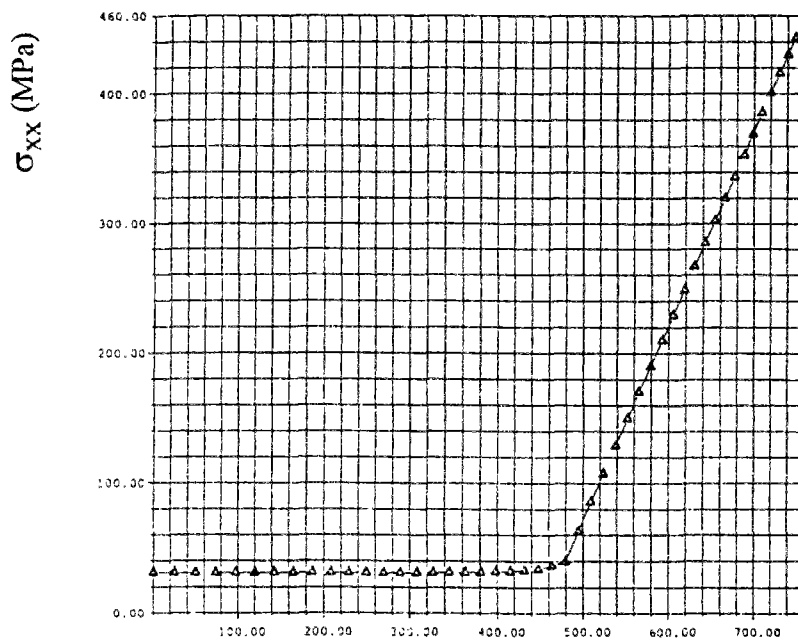
contrainte longitudinale σ_{xx} dans l'acier pour deux états successifs de chargement
 Figure 23 : premier chargement
 (en contrainte initiale représentant le retrait ϵ_r)
 $\epsilon_r = 1,4 \cdot 10^{-4}$



demi-longueur (mm) entre deux fissures

contrainte longitudinale σ_{xx} dans l'acier pour deux états successifs de chargement
 Figure 24 : second chargement
 (abaissement de température dans le béton)
 $\Delta\theta = 30 \text{ K}$

La longueur de l'interface rompue est de 160 mm (Figure 23), puis elle évolue à 270 mm (Figure 24)



demi-longueur (mm) entre deux fissures

Figure 25 : contrainte longitudinale σ_{xx} dans l'armature lorsque l'acier subit en même temps un abaissement de la température de 30 degré

*** Troisième partie ***

ETUDE EXPERIMENTALE

-APPLICATION NUMERIQUE-

Introduction

Le principal problème des chaussées en béton est que le fonctionnement mécanique de ces ouvrages est encore relativement mal compris et ne peut encore être correctement décrit par des modèles mécaniques.

Dans la pratique, on utilise des règles de l'art et des concepts (longueurs d'ancrage, taux d'armatures, etc.) qui ont un sens et sont opérationnels dans les éléments de structures de béton armé classiques, dans lesquels la sollicitation est un effort ou un système d'efforts extérieurs appliqués.

En réalité, dans les ouvrages en BAC, la première fissuration est due, avant tout, à des efforts internes (les retraits) et non aux efforts mécaniques extérieurs, même si les effets du trafic se traduisent par une augmentation ou une évolution de cette fissuration. Cela entraîne quelques différences avec le schéma mécanique bien connu du béton armé.

Par ailleurs, il est clair qu'une approche purement expérimentale ne pourra jamais aboutir à fournir les caractéristiques optimales du béton et de l'armature, tant que l'on ne saura pas plus précisément quelles sont les caractéristiques qui interviennent dans le mécanisme de fissuration et comment elles conditionnent la distance entre deux fissures.

La seule démarche possible (qui est celle que l'on utilise pour toutes les autres structures du Génie Civil) consiste, successivement, à :

1. comprendre le mécanisme
2. le modéliser mathématiquement (calcul analytique ou numérique)
3. le qualifier sur un essai pertinent (c'est-à-dire retrouver, au moins qualitativement, le comportement observé, les discontinuités, l'influence des principaux paramètres, ...)
4. faire "tourner le modèle" pour trouver la meilleure combinaison des caractéristiques du matériau. Dans la pratique, on sait que cela n'est pas très long car la compréhension physique du mécanisme guide efficacement l'ingénieur vers la solution optimale
5. trouver la formulation du béton et la géométrie d'acier qui fournissent ces caractéristiques aux matériaux.

Si l'on veut fournir à l'ingénieur les moyens d'une meilleure maîtrise de cette fissuration, c'est-à-dire la connaissance des paramètres déterminants, sur lesquels il pourra agir en toute connaissance de cause, il faut d'abord comprendre le mécanisme qui conduit au schéma de fissuration, notamment ce qui contrôle la distance moyenne entre deux fissures. Il est clair que si l'on maîtrise ce paramètre, en d'autres termes, si l'on sait comment procéder pour être assuré qu'il restera compris entre telle et telle valeurs, alors on contrôlera l'état complet de la structure BAC.

Pour comprendre, il faut réaliser une expérience qui soit à la fois, représentative d'une vraie structure, avec notamment les sollicitations principales qui agissent dans un BAC, mais aussi idéalisée, c'est-à-dire suffisamment simple et homogène pour que l'on puisse y mesurer les principaux paramètres (contraintes, déformations, températures,...).

Si une telle expérience est bien reproduite, dans ses principaux détails, par un modèle numérique, cela signifiera que le modèle est "pertinent", c'est-à-dire, qu'il est apte à décrire l'influence de chacun des paramètres intrinsèques au matériau (résistance, module d'Young, CDT, retrait,...) et à la structure (épaisseur, position et quantité d'acier), auxquels il faut ajouter un paramètre intermédiaire d'interface : l'adhérence acier-béton, qui dépend de la géométrie de surface de l'armature. Alors on pourra plus facilement optimiser la structure en utilisant les simulations numériques, puis développer l'approche matériau (trouver la formule de béton, constituants et dosages, qui fournit les caractéristiques optimales).

I. Etude paramétrique

I.1. Mesure du retrait libre

objectif :

La connaissance du retrait et de son évolution dans le temps est la première donnée nécessaire à la prévision de la fissuration. Cet essai permet de déterminer les variations dimensionnelles dues à la dessiccation du béton.

Les éprouvettes :

Les mesures de retrait libre sont effectuées sur des prismes 7 x 7 x 28 cm, munis de plots, conservés dans une enceinte à 20 °C et une humidité relative de 50 %.

On caractérisera sur différents prismes : - le retrait de dessiccation
- le retrait endogène.

Afin d'éviter tout échange d'humidité avec le milieu environnant, les prismes consacrés à la mesure du retrait endogène sont recouverts d'une feuille d'aluminium adhésif en deux épaisseurs. Le retrait endogène est lié aux réactions d'hydratation des constituants du ciment.

le matériel :

Les mesures des déformations longitudinales libres d'éprouvettes prismatiques sont effectuées au rétractomètre. L'origine des mesures se fait 24 heures après le coulage du béton et à des échéances définies. On effectue des pesées des éprouvettes pour suivre l'évolution des pertes de masse du béton à ces mêmes échéances.

Le rétractomètre sur lequel sont réalisées les mesures a une précision inférieure à une division, celle-ci valant 6 µm théoriquement.

Le déroulement des essais :

Les déformations libres (retrait de dessiccation, retrait endogène) ont été suivies pendant 28 jours selon les échéances de mesures de 1-1,5-2-2,5-3-4-7-14-21 et 28 jours.

I.2. Mesure du Coefficient de Dilatation Thermique (CDT)

Les prismes en déformation libre, protégés des échanges d'humidité avec l'extérieur permettront également de déterminer, à 28 jours, le coefficient de dilatation thermique linéaire.

L'appareil le mieux adapté pour faire cette mesure est le dilatomètre. La mesure est délicate car nous devons tenir compte de la dilatation propre de l'appareil de mesure. Le CDT peut toutefois être déterminé à l'aide d'autre appareil d'extensométrie.

Pour s'affranchir de cette difficulté de mesure et avoir une grande précision, nous avons utilisé le même rétractomètre que pour les mesures de retrait. Les éprouvettes placées dans une enceinte climatique préalablement maintenue à une température de 50 °C et une humidité relative de 50 % (soit une augmentation de température de 30 degré) seront mesurées une par une. Le laps de temps très court (3 à 4 secondes) entre l'instant où l'éprouvette est sortie de l'enceinte et l'instant où la mesure est réalisée ne fausse pas significativement cette dernière.

I.3. Critère de rupture

Objectif :

Le critère de rupture peut être déterminé en terme de déformation limite, à partir d'un essai de flexion 4 points. Ce critère est plus fiable, moins dispersé et moins dépendant de la maturité du béton que la résistance en traction.

Les éprouvettes :

Les éprouvettes sont des prismes de dimension 10 x 10 x 40 cm fabriqués en même temps. Démoulés 24 heures après le coulage, les corps d'épreuves sont transportés de la salle humide (20°C, 100 % HR) à la salle sèche (20°C, 50 % HR).

Les matériels :

Les essais de flexion 4 points ont été réalisés sur une presse hydraulique EUROMATEST supportant une pression maximale de 60 kN. Jusqu'à ce jour, ce matériel ne permettait que de délivrer la valeur de la charge à la rupture. Il a été adapté pour que l'on puisse acquérir les résultats automatiquement sur un micro-ordinateur.

Pour l'acquisition des données, le schéma d'installation prévoit :

- une carte convertisseur analogique numérique
- un socle d'extension bureau pour placer la carte
- un ordinateur portable
- des capteurs de déplacement LVDT de type AX5 et les conditionneurs OD5
- un programme de scrutation et d'enregistrement des données
- un programme de traitement des mesures.

Le déroulement de l'essai :

Les mesures de déformation sont réalisées à l'aide de deux capteurs de déplacement, maintenus chacun en sous-face du prisme par un support à une extrémité et allant palper une cible à l'autre extrémité.

Les supports sont soigneusement collés au milieu de la face inférieure des prismes. Leur position est repérée à l'aide d'un gabarit.

Pour l'étude paramétrique, l'essai est réalisé à l'âge de 48 heures. Pour les paramètres les plus significatifs, les prismes seront sollicités à différentes échéances (1-1,5-2-2,5 et 3 jours)

Pour chaque échéance, 3 éprouvettes seront chargées.

I.4. Résistance en compression - mesure du module d'Young

Objectif :

Cette étude expérimentale a pour objet de déterminer la résistance à la compression (NF P 18-406) et le module d'élasticité du matériau.

Les corps d'épreuves :

Les essais se font sur des éprouvettes cylindriques normalisées d'élanement 2 (diamètre de 16 cm, hauteur de 32 cm) et fabriquées en même temps. Le remplissage des moules se fait en deux couches successives vibrées à l'aiguille. Les temps de vibration sont conformes à ceux stipulés par la norme NF P 18.422.

Démoulés 24 heures après le coulage, les cylindres sont conservés dans la salle humide (20°C, 100 % HR) jusqu'à l'âge de l'essai. Les éprouvettes sont surfacées au soufre, au maximum une heure avant le début de l'essai.

Les matériels :

- Les essais de compression à rupture ont été réalisés sur une presse hydraulique PERRIER délivrant un effort maximal de 3000 kN. La vitesse de chargement est constante et égale à 0,5 MPa par seconde comme stipulé dans la norme.
- Les essais permettant de déterminer le module d'Young en compression ont été conduits sur une presse hydraulique LOSENHAUSEN de 600 kN d'étendue de mesure.

Le déroulement de l'essai :

L'essai de compression s'effectue sur des cylindres préalablement surfacés.

Le module d'élasticité statique (module d'Young) E est défini comme le rapport entre la contrainte appliquée $\sigma = N / A$ et la déformation linéaire $\Delta L / L$, où N est l'effort normal appliqué sur la surface A. Celle-ci est mesurée sur le tiers central des éprouvettes.

$$E_c \text{ (MPa)} = \frac{\sigma}{\Delta L / L} \quad \text{avec} \quad \sigma = \frac{N}{A} = \frac{\text{effort (N)}}{\text{Section (mm}^2\text{)}}$$
$$\frac{\Delta L}{L} = \frac{\text{déformation relative (mm)}}{\text{base de mesure (mm)}}$$

En utilisant des capteurs de déformations et un capteur de force, on enregistre sur une courbe X-Y l'évolution de la contrainte en fonction de la déformation. En déterminant la pente de cette représentation graphique, on en déduit la valeur du module d'élasticité statique en compression.

Deux valeurs de module sont calculées pour des contraintes correspondant respectivement à 30 % et à 50 % de la charge de rupture.

Pour l'étude paramétrique, l'essai de module est réalisé à l'âge de 48 heures, la résistance à la compression selon les trois échéances : 24, 48, 72 heures.

Pour les paramètres les plus significatifs, les mesures du module et de la résistance à la compression sont faites selon les cinq échéances (1-1,5-2-2,5 et 3 jours)

Pour chaque échéance, trois éprouvettes sont chargées par essai (module ou compression).

II. Essais en déplacement empêché du Béton Armé

II.1. Objectif

Ces essais ont pour objectif de fournir des données sur le comportement d'une structure en BAC dans des conditions représentatives.

La validité du modèle doit se faire sur le plus petit élément représentatif de la structure, en utilisant toutes les symétries.

Pour concevoir le banc en retrait empêché, on s'est attaché à définir :

- la géométrie de ce prototype, ses dimensions (4 mètres de long), sa forme, les matériaux constitutifs
- le cahier des charges en fonction des essais réalisés, des critères de rigidité, des conditions d'emploi
- l'ancrage du béton et des armatures à tester
- les dimensions de l'éprouvette étudiée
- les critères de mobilité d'un tel matériel
- la définition des mesures à effectuer (efforts appliqués, variations dimensionnelles).

II.2. Comprendre le mécanisme

La grande différence entre un BAC et une structure en B.A. classique réside dans la nature de la sollicitation mécanique qui engendre la fissuration :

- Dans la théorie du béton Armé (poutres, tirants, dalles), la fissuration est due, toujours, à une force mécanique d'origine extérieure à la structure (le poids propre est aussi une force extérieure), et qui par conséquent est maintenue tout au long du processus de rupture.

Dans cette théorie, lorsque le béton est fissuré, la totalité de cet effort extérieur est repris par les armatures, selon un schéma de transfert qui fait intervenir un processus d'ancrage bien connu et bien décrit par des modèles simples. Les règles de la mécanique statique permettent donc de décrire complètement le comportement, de le prédire à partir de la connaissance des caractéristiques des matériaux qui interviennent : essentiellement la résistance en compression du béton et la capacité à l'ancrage de l'armature.

- Dans une structure en BAC, c'est le retrait de l'un des deux matériaux qui intervient. Il n'y a donc pas d'effort extérieur. La sollicitation et tout le champ de contrainte qui l'accompagne sont totalement modifiés par le processus de rupture lui-même.

Pour comprendre le mécanisme, il faut d'abord le simplifier. Pour cela, supposons que tout soit très régulier et notamment, que toutes les fissures soient équidistantes.

On a alors le schéma de fissuration suivant :

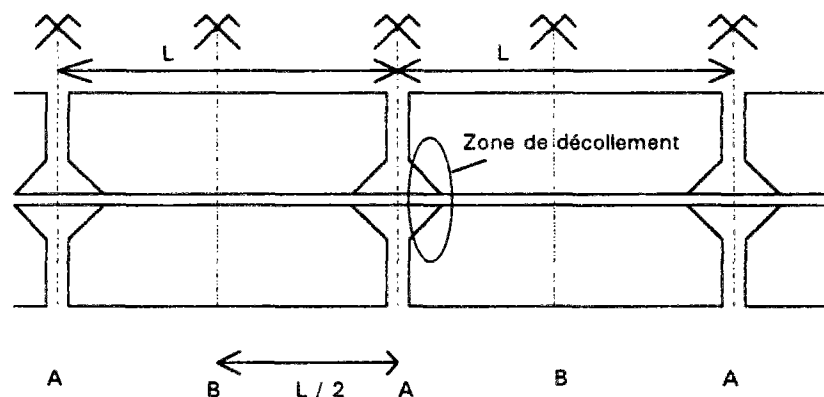


Figure 1 : Schéma de fissuration d'une chaussée en BAC

Lorsque la longueur de l'ancrage est grande devant celle de la distance entre deux fissures, alors toutes les sections A et toutes les sections B peuvent être considérées, sur le plan mécanique, comme des plans de symétrie.

Cela signifie notamment que ces sections **ne se déplacent pas** et constituent des points fixes. Sur le plan mécanique, cela signifie que le comportement est périodique et équivalent au comportement d'un élément **unique** correspondant à une demi-distance entre deux fissures, avec des conditions aux limites d'**encastrement** :

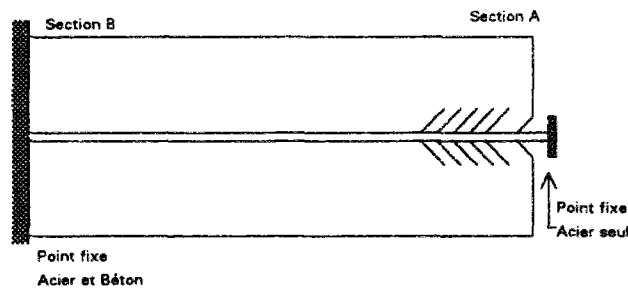


Figure 2 : Conditions aux limites d'encastrement d'une chaussée en BAC

Si on veut aller plus loin, il faut, ou bien faire des hypothèses sur le comportement de l'acier, ou bien faire une étude paramétrique. Pour donner un exemple, on poursuit ici l'analyse dans le cas où l'acier reste entièrement dans son domaine élastique, avec un frottement **très faible** par rapport au sol. Pour l'instant, on néglige le frottement sur le substratum (sous couche).

Dans ce cas, il est clair que, son allongement total étant nul, on a obligatoirement :

$$\int_0^{L/2} \varepsilon_a(x) dx = 0$$

Ce qui signifie que, si l'acier est **tendu** dans la zone fissurée, il est nécessairement **comprimé** ailleurs, donc dans la zone centrale d'un plan compris entre deux fissures consécutives. Dans cette zone, la contrainte dans le béton est donc une **traction** qui équilibre ces compressions.

On peut donc tirer de la statique (mais ici, il n'y a que des efforts intérieurs) les éléments **qualitatifs** suivants :

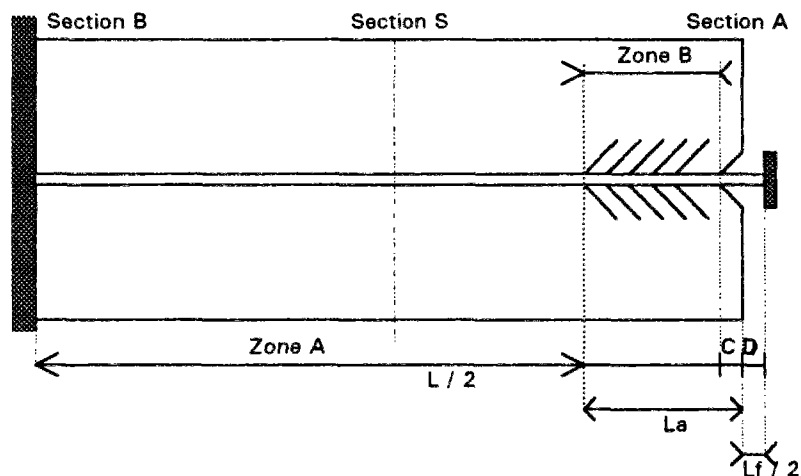


Figure 3 : Répartition des zones d'adhésion, d'ancrage, de décollement et d'ouverture de fissure
Cette figure n'est pas à l'échelle ($L_f \ll L_a \ll L$)

- Section B : déplacement horizontal imposé nul dans l'acier et béton
- Section A : déplacement horizontal imposé nul dans l'acier seul
- Zone A : zone d'adhésion totale entre l'acier et le béton
- Zone B : zone d'ancrage (le béton est fissuré, selon le schéma en "arêtes de poisson")
- Zone C : zone de décollement
- Zone D : ouverture de fissure

Aussitôt après sa mise en oeuvre, le béton armé continu est soumis à deux types de chargements volumiques susceptibles d'engendrer une fissuration : le retrait hydrique et le retrait thermique. Ces deux phénomènes sont totalement identiques sur le plan mécanique. Il s'agit de déformation empêchée que l'on appelle après par abus de langage "retrait".

On s'aperçoit que rien ne contrôle l'espacement entre fissure qui est un paramètre "indéterminé". Pour expliquer une valeur statistique, il faut admettre : soit une "fluctuation" de la résistance du béton, soit un frottement sur le sol. Dans la pratique, ces deux phénomènes existent.

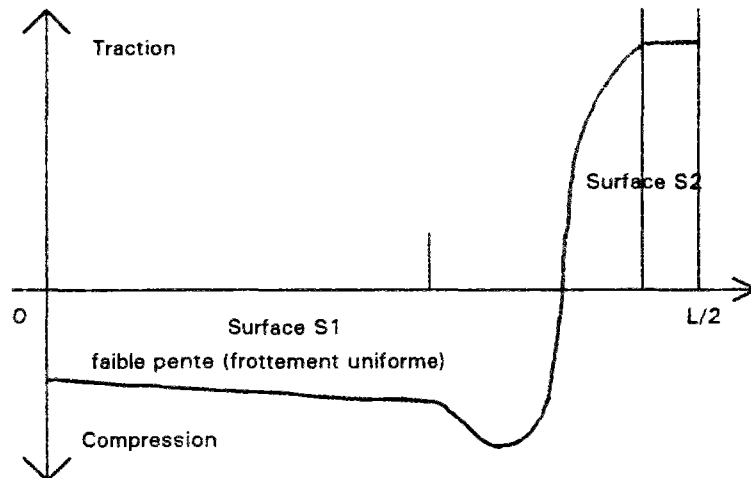


Figure 4 : Contrainte dans l'acier (cas du retrait hydrique seul) [4]

$$\sigma_a = E_a \varepsilon_a$$

Les deux surfaces S1 et S2 sont égales car la longueur totale de l'armature est invariante.

On a de ce fait:
$$\int_0^{L/2} \varepsilon_a(x) dx = 0$$

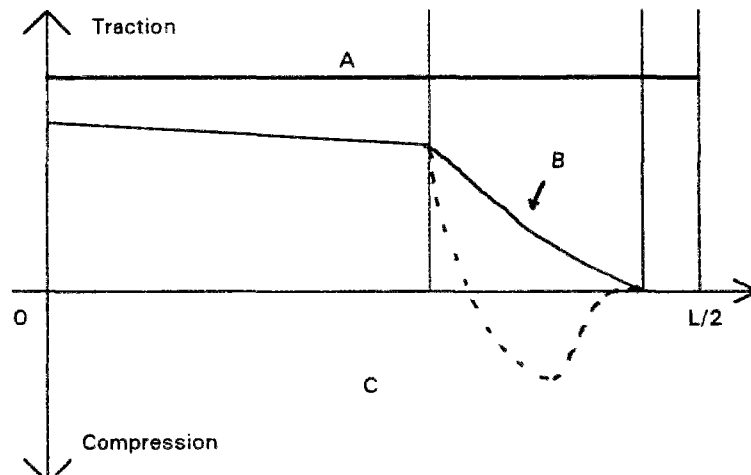


Figure 5 : Contrainte dans le béton (cas du seul retrait hydrique) [4]

- A = contrainte uniforme avant fissuration correspondant à la contrainte de retrait empêché donc à la résistance en traction au moment où la fissure se crée.
- B = contrainte longitudinale (en surface seulement)
- C = contrainte longitudinale au voisinage de l'armature

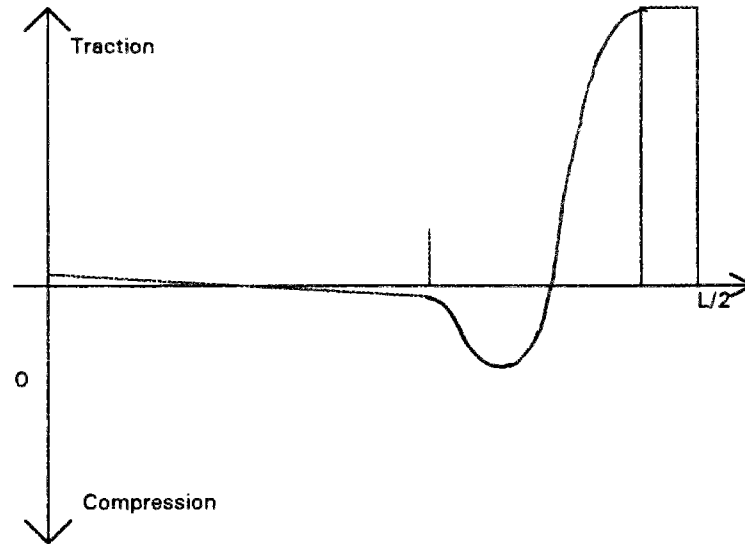


Figure 6 : Contrainte dans l'acier (cas de la superposition d'un retrait hydrique et d'une contraction thermique) [4]

Les contraintes thermiques dans l'acier sont égales à $E_a \alpha_a \Delta T$.

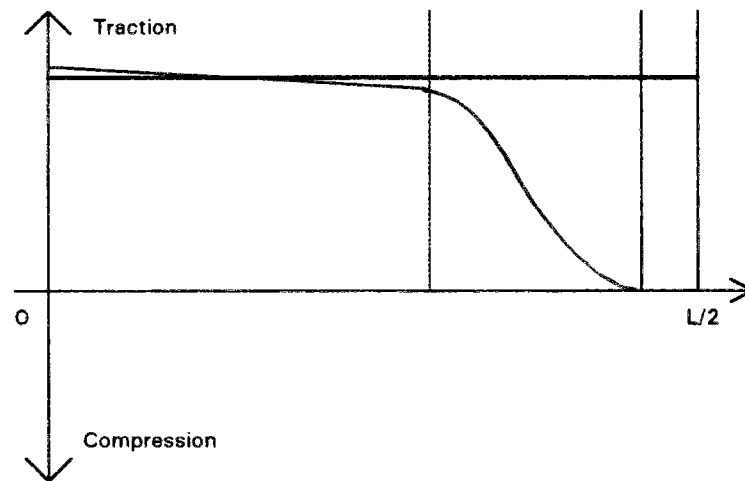


Figure 7 : Contrainte moyenne dans le béton (cas de la superposition d'un retrait hydrique et d'une contraction thermique) [4]

Avec ce schéma, on comprend que par frottement la contrainte dans le béton augmente lentement au-delà de la longueur d'ancrage jusqu'à atteindre la valeur égale à la résistance à la traction et cette distance, multipliée par deux, sera, statistiquement, la distance entre deux fissures (en réalité un ordre de grandeur, plus ou moins dispersé autour de cette valeur moyenne).

On voit ici que le frottement sur le sol agit comme un facteur qui régularise les distances entre fissures. En même temps cela signifie que l'espacement entre fissures sera très sensible à la valeur locale de ce frottement...

II.3. Choix du corps d'épreuve

Le plus petit élément **représentatif** de la structure peut être défini à partir des plans de symétrie de la structure, qui sont :

- le plan vertical médiateur entre deux fissures
- le plan central médiateur entre deux armatures
- le plan vertical médiateur entre les lèvres d'une fissure.

Ceci conduit au schéma suivant :

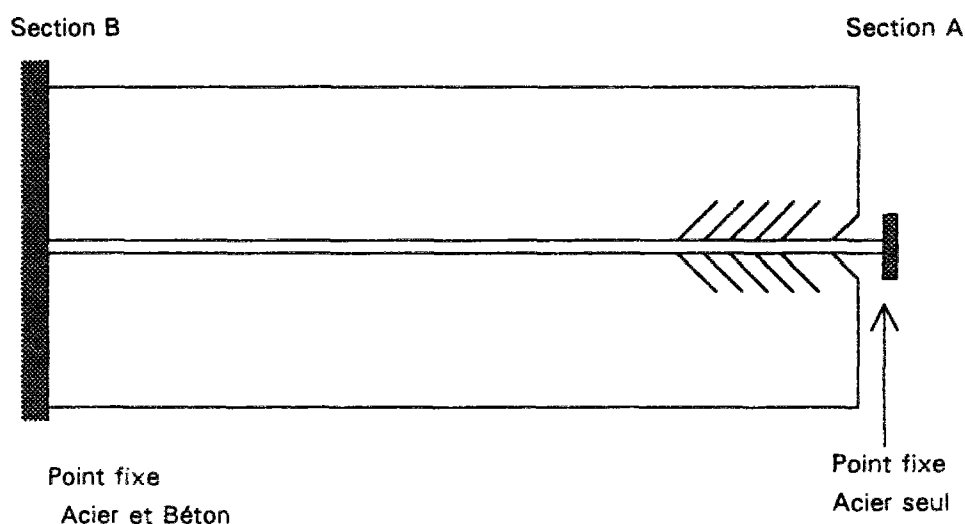


Figure 8 : Plus petit élément représentatif de la structure en BAC

En fait, on ne connaît pas la longueur L entre deux fissures. On est donc conduit à concevoir un corps d'épreuve de longueur supérieure, idéalement trois à quatre fois supérieure à L , de manière à entraîner l'apparition d'au moins deux fissures, de sorte que le comportement entre ces deux fissures soit indépendant des conditions aux limites du dispositif expérimental et donc bien représentatif d'un BAC.

Nous utiliserons la modélisation dont la condition d'encastrement impose un déplacement horizontal imposé nul dans l'acier et dans le béton (Section B). Dans ce cas, la probabilité d'apparition de la première fissure est uniforme puisque les déformations de l'éprouvette en béton sont nulles aux deux extrémités. Ainsi, les contraintes issues du retrait vont croître de manière uniforme dans le béton et la fissure peut apparaître à une distance faible de la section B. Mais si cette distance est inférieure à la longueur d'ancrage L_a , alors cette fissure n'aura pas un comportement objectif (dissymétrie de l'ancrage et du frottement).

Pour éviter cela, nous devons jouer sur la forme du moule afin de favoriser l'apparition de la fissure dans la zone centrale de l'éprouvette. Ceci nous amène à considérer une plus grande section de béton hors de cette zone (extrémités "en queue d'aronde").

II.4. Le matériel

Le banc de retrait empêché est un prototype comprenant :

1. un sous ensemble mécanique
2. un sous ensemble moule
3. un sous ensemble mesure des déplacements
4. un sous ensemble mesure de l'effort
5. un sous ensemble dispositif d'ancrage.

Ce matériel est destiné à pratiquer des essais de fissurabilité sur des éprouvettes de béton et de béton armé en vue de qualifier le matériau utilisé.

Cette machine permet de maintenir pratiquement constante la longueur d'une éprouvette dès son coulage dans le moule. Il s'agit de contrarier l'expansion ou le retrait du matériau en cours de vieillissement.

La rigidité du sous ensemble mécanique et le système d'ancrage aux deux extrémités du bâti seront les deux points fondamentaux permettant de limiter les variations de longueur de l'éprouvette.

a) Caractéristiques de fonctionnement

a1) Dimensions du moule

La profondeur du moule permet de couler une dalle d'étude de 15 cm de large en section courante. Les parois sont glissantes.

La longueur de l'éprouvette en béton est de 2,62 m. Celle-ci est prolongée aux deux extrémités par une zone d'ancrage de 0,365 m.

La hauteur est variable et permet de réaliser des essais :

de dalle épaisse :

$$H = 35 \text{ cm}$$

de béton armé :

sur un support glissant

$$H = 20 \text{ cm}$$

sur une moquette drainante

$$H = 20 \text{ cm}$$

sur un béton maigre (dont on définira la formule)

$$H = 35 \text{ cm}$$

Pour réaliser les hauteurs relatives à chaque essai, on compense avec des panneaux d'agglomérés superposés.

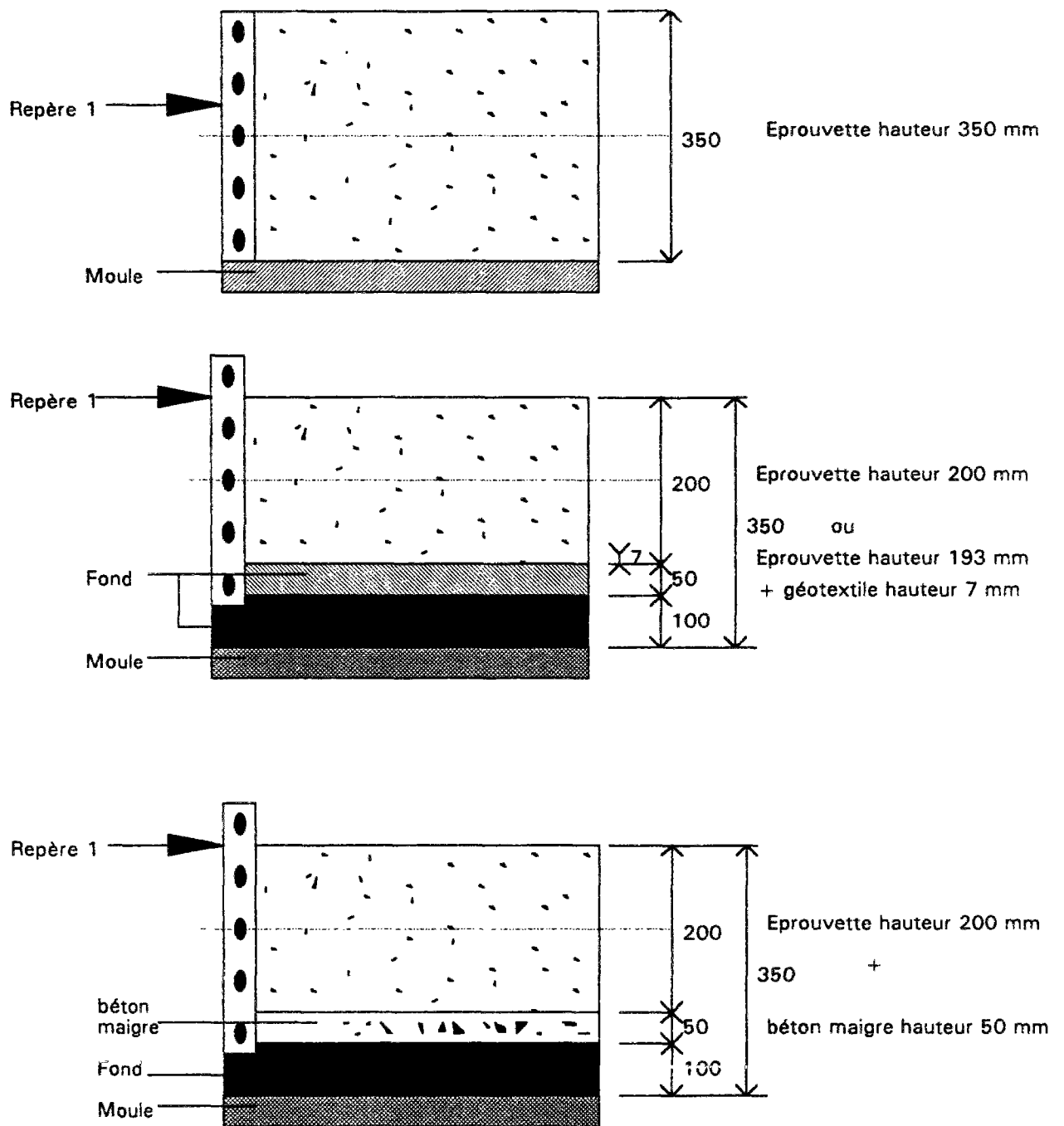


Figure 9 : Conception des différents types d'éprouvettes

a2) Forme du moule

Puisque les déformations de l'éprouvette en béton sont nulles aux deux extrémités, les contraintes issues du retrait vont croître de manière uniforme dans le béton. Nous avons alors une probabilité d'apparition de la fissure uniforme dans toute la zone de section constante.

On évite toute zone à angles vifs (générateurs de concentration de contrainte).

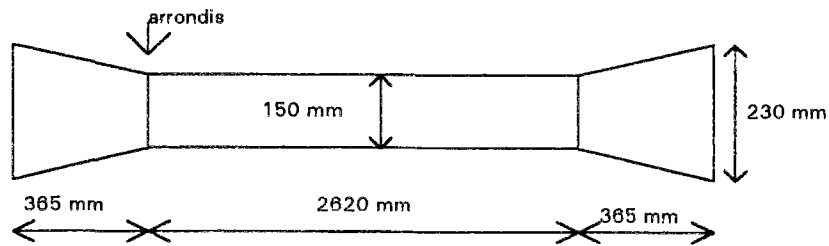


Figure 10 : Forme du moule (cette figure n'est pas à l'échelle)

a3) Forme des têtes d'ancrage

Photographie 3 : Têtes d'ancrage



Si l'on veut que la bande de béton (armé ou non) testée à l'intérieur du banc soit représentative d'un tronçon d'une bande infinie, il faut que les extrémités de cette bande soient maintenues parfaitement fixes

- quel que soit le retrait hydrique du béton
- quelles que soient les variations de température

- sans engendrer dans la zone de ces extrémités des concentrations de contraintes supérieures ou même égales à la contrainte moyenne pouvant exister dans la section courante.

Pour que l'essai soit représentatif, pour assurer le meilleur ancrage possible, il faut donc :

- que la section de ces extrémités soit amplifiée (largeur de 23 cm pour 15 cm dans la section courante de la bande de béton)
- que les liaisons de la plaque d'extrémité avec le béton soient aussi parfaites et homogènes que possible. Il faut donc ajouter aux plaques d'extrémité des éléments de liaison (internes au béton), à haute adhérence et à haute résistance élastique tels que des tiges filetées de diamètre 16 mm.

Il faut s'assurer que chaque liaison soit sans jeu et la plus rigide possible.

a4) Rigidité du bâti

Le principe de l'essai, on le rappelle, est d'assurer l'ancrage du béton (ou bien du béton et de l'armature testée) aux deux extrémités, de sorte à maintenir constante la longueur de l'éprouvette.

La rigidité propre du bâti ne peut être infinie, et nous avons fixé, à priori, qu'elle devra être telle que les déformations de celui-ci soient inférieures à 5% des déformations issues du retrait dans la structure en béton étudiée. Ceci correspond, pour un retrait hydrique complet d'environ 300 µm/m, et pour un banc de 4 m de long à une variation de 60 µm. On a alors dans l'éprouvette, un effort de traction de l'ordre de 150 000 N.

La conception du banc est basée sur la réalisation d'un bâti en blocs de béton à haute performance (BHP, de 140 MPa), post-contraints par des tirants de type "barres Dividag". La forme du prototype est donc celle d'un cadre constitué par l'assemblage d'éléments individuels fabriqués successivement.

Comme la structure rigide du banc est en béton H.P., en prenant pour celui-ci un module de 45 000 MPa, on peut calculer la section totale nécessaire de BHP par la relation :

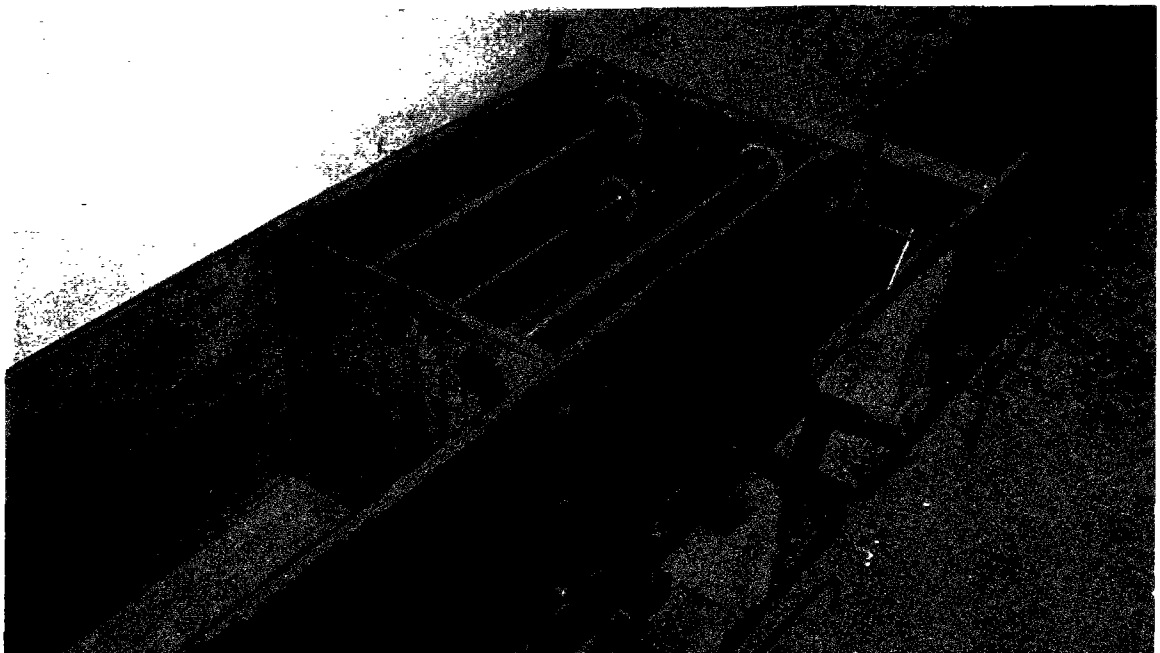
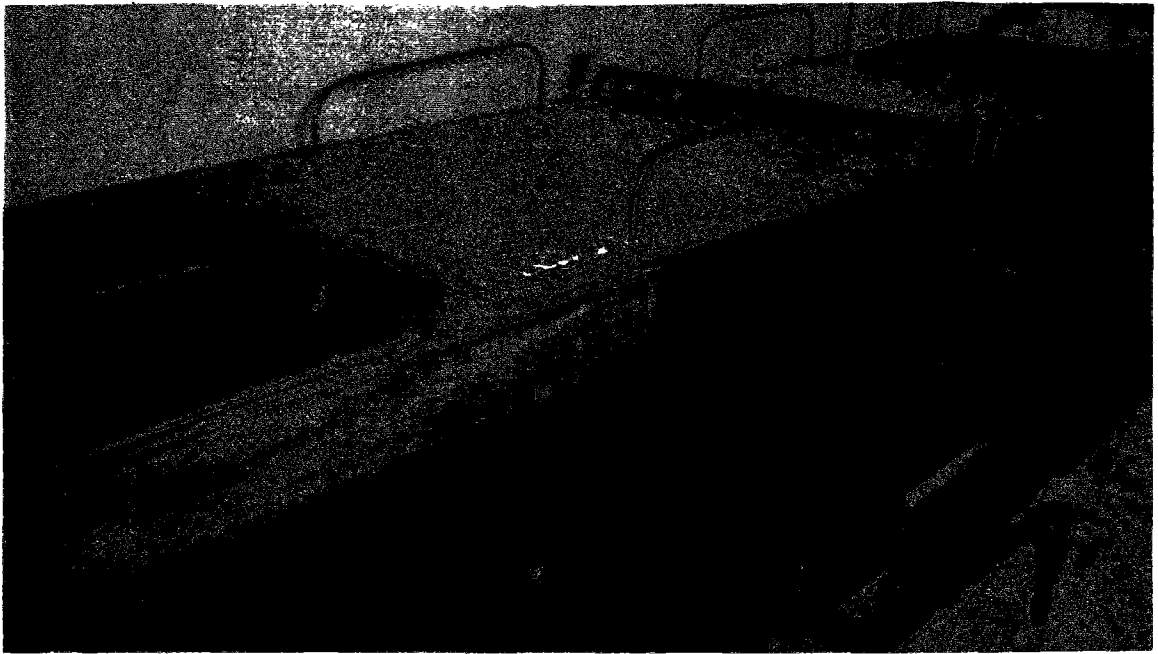
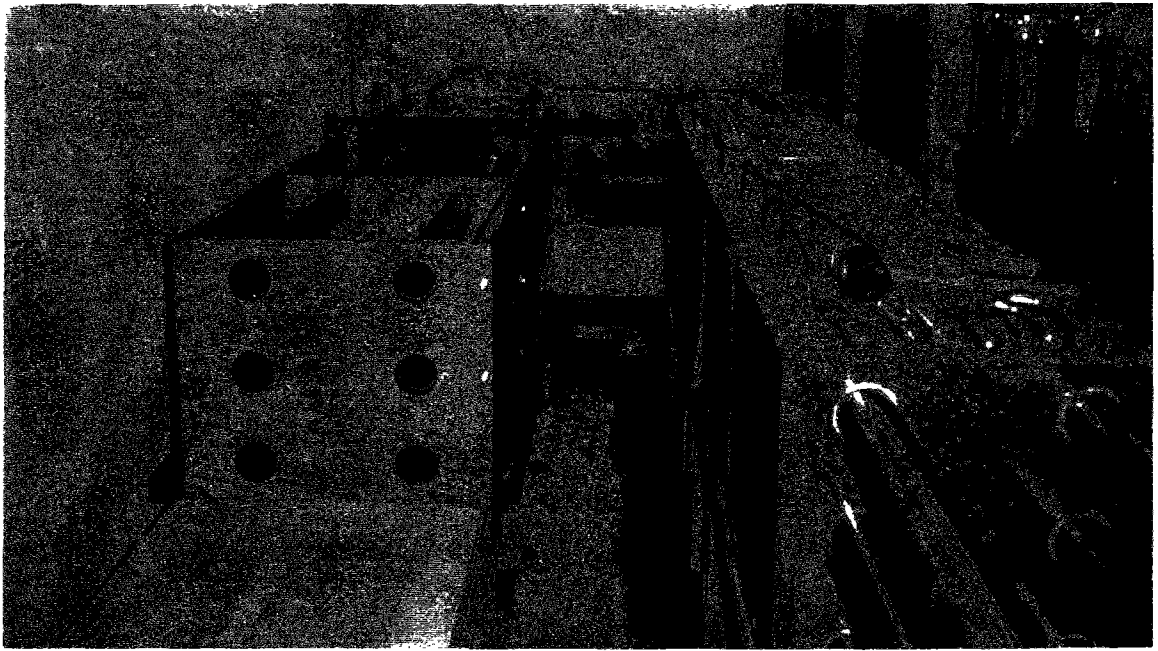
$$S = \frac{N L}{E \Delta L}$$

(déformation des blocs en BHP inférieure à 40 µm).

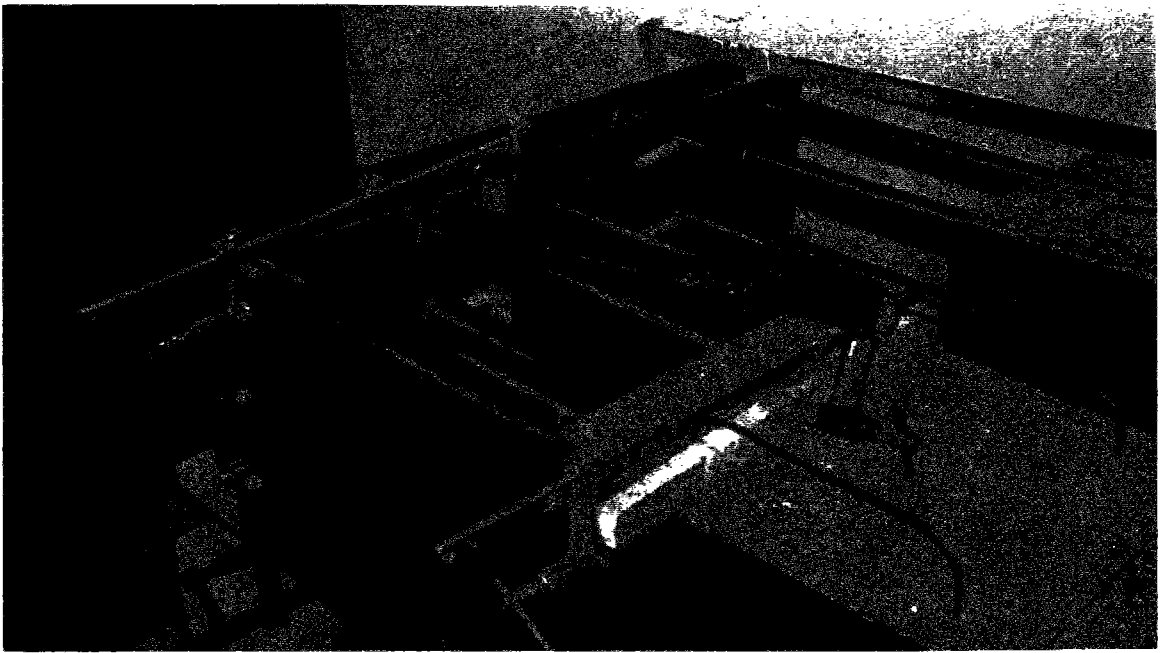
La section réelle S du banc doit donc être supérieure à 280 000 mm², soit pour un banc symétrique une section représentée par deux montants latéraux ayant chacun une section de plus de 140 000 mm². La section totale du banc en BHP est supérieure à 5 fois celle du béton à tester. La section apparente (de 168 000 mm²) est supérieure à la section réelle puisqu'elle tient compte de la surface des gaines de 63 mm de diamètre pour permettre le passage des barres de précontrainte de diamètre 35 mm, en acier traité à 800/900 MPa.

Ces montants seront constitués par l'assemblage de blocs de BHP coulés dans un moule de dimensions intérieures :

- 42 cm (largeur du bloc de BHP)
- 40 cm (hauteur du bloc de BHP)
- 120 cm (longueur d'un élément individuel constituant une paroi latérale par la juxtaposition de trois de ces blocs).



Photographie 4, 5, 6 : Construction des éléments en BHP - Coffrage glissant



Photographie 7, 8, 9 : Construction des éléments en BHP - Coffrage glissant

Remarque : la longueur d'un bloc élémentaire constituant le banc est choisie, pour des questions de fabrication et de manutention à 120 cm (et pour pouvoir installer le banc dans une salle climatique de 4,8 m de long).

A chaque extrémité de ces deux montants latéraux, on place une traverse rigide en acier.

La liaison de la plaque d'extrémité avec la traverse est assurée par 8 tirants de $\varnothing 30$ mm soit une section unitaire de 707 mm^2 . Chaque tirant est soumis à une force de traction qui ne dépasse pas 18 kN en moyenne. A noter que, comme l'on mesure les forces transmises par ces boulons à l'aide de jauges de contraintes collées, à une des extrémités du banc, chaque boulon est usiné par tournage avec une réduction de section (diamètre 12 mm) sur une longueur de 36 mm (légèrement supérieur à celle de la jauge). L'allongement correspondant sur la section réduite est de $27,3 \cdot 10^{-3}$ mm. Sur la section la plus importante, la longueur sollicitée est de 210 mm, l'allongement correspondant est de $25 \cdot 10^{-3}$ mm. A la seconde extrémité du banc, la longueur sollicitée des tirants est de 170 mm, la déformation est de $20 \cdot 10^{-3}$ mm.

Pour effectuer des mesures de retrait empêché selon différents environnements (température variable...), on a imaginé un dispositif qui permet de simuler un choc thermique sur le corps d'épreuve. On réalise un caisson isolant autour des blocs de BHP constituant le banc. Afin de reproduire l'incidence d'un abaissement de la température sur le barreau de béton, on dilate le banc par l'intermédiaire des résistances électriques disposées sur chaque barre de précontrainte.

Comme le BHP et l'acier ont des coefficients de dilatation thermique voisins ($12 \cdot 10^{-6}$ par degré), on réalise cet essai sans pratiquement modifier la précontrainte du banc.

Sur une structure en béton H.P. dont le coefficient de dilatation thermique (CDT) est de l'ordre de $12 \cdot 10^{-6}$ par degré, subissant une dilatation thermique de 40 K, on peut mesurer un allongement de $4,8 \cdot 10^{-4}$ soit pour notre structure de 3,6 mètres, une dilatation de $\approx 1,7$ mm. Si l'on envisage de rattraper cette dimension (1,7 mm) par une action sur les barres "dividag", il faut alors compenser la contrainte de compression équilibrée sur les 6 barres.

$$\sigma = E \times \varepsilon = 45\,000 \times 4,8 \times 10^{-4} = 21,6 \text{ MPa.}$$

Ceci conduit à une force de 3600 kN.

Pour une telle charge répartie sur les six barres de précontrainte, il résulte dans l'acier ($\varnothing 35$ mm) une contrainte de 630 MPa. Cette valeur est tout à fait acceptable si l'on fait l'usage d'un acier traité à 800/900 MPa.

Les variations de longueur du banc sont contrôlées par l'utilisation de capteurs de type LVDT. De manière à étendre la base de mesure, on juxtaposera au LVDT une tige d'un matériau homogène, ayant un coefficient de dilatation thermique parfaitement connu et constant (barre d'aluminium). Cette tige étant parfaitement caractérisée, il sera facile de calculer de façon très précise ses variations de longueur en fonction de la température, et d'en déduire la dilatation thermique du banc.

Chacune des extrémités de la tige sera solidaire du banc. Des supports intermédiaires (galets posés sur un montant du banc) reprennent le poids de la tige, tout en évitant les frottements.

b.) Contraintes d'exploitation

La mise en place des blocs de BHP doit se faire avec un alignement soigné des gaines de façon à garantir le passage des barres équipées de leur résistance chauffante.

Au terme de chaque essai, la sortie du corps d'épreuve devait être simple et facile d'emploi. Placé sur des cales suffisamment hautes, la hauteur laissée sous le banc permet l'extraction du barreau de béton. A l'aide d'un portique fabriqué pour l'usage, on reprend le poids du barreau. Les cales qui évitaient au béton de travailler en flexion par son poids propre peuvent être retirées et remplacées par des planches à roulettes. Par l'utilisation du palan sur le portique, on dépose le béton sur ces planches. Pour finir, il ne reste plus qu'à faire rouler l'ensemble.

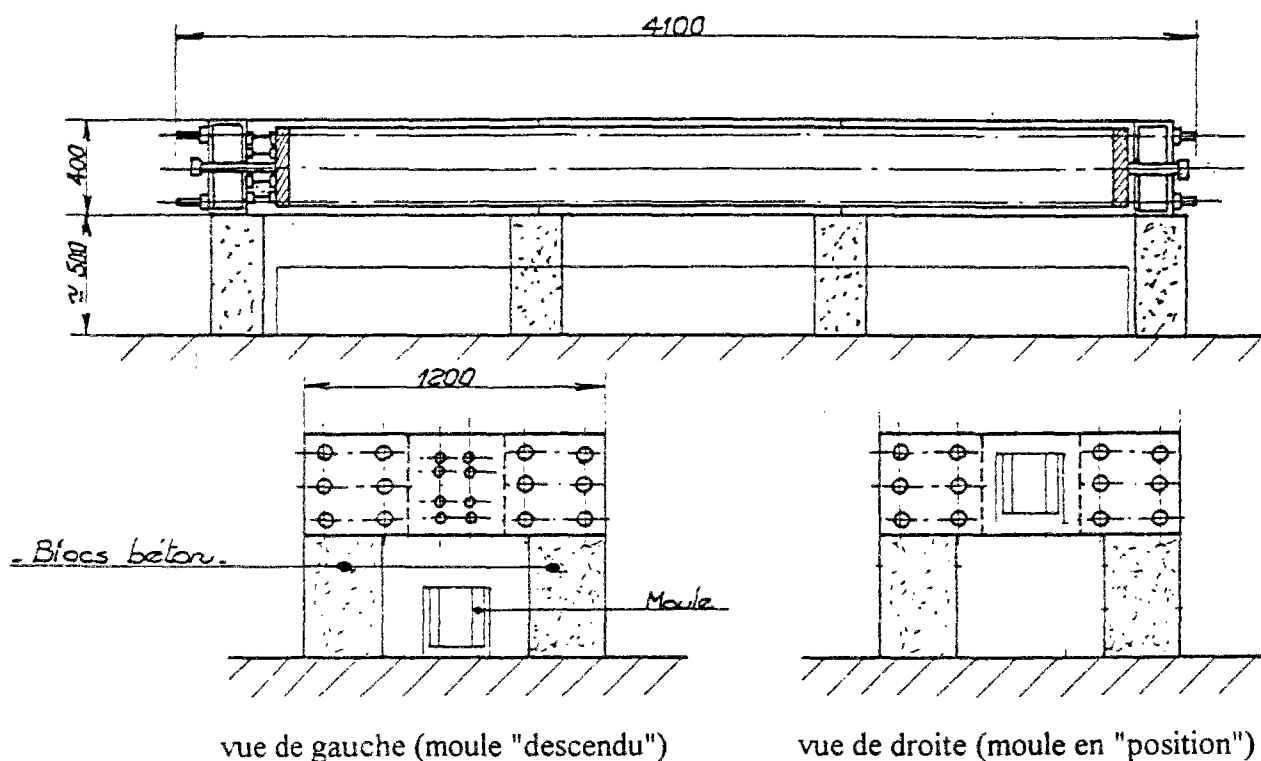


Figure 11 : Implantation du banc en retrait empêché

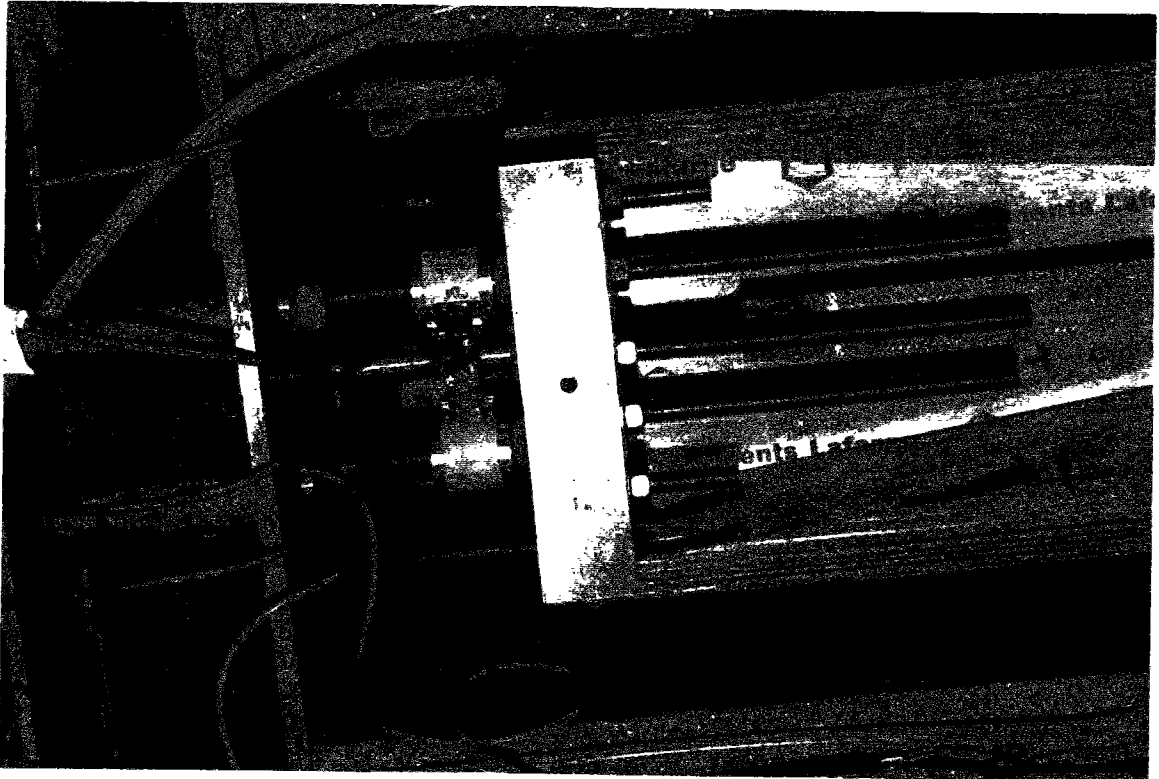
c.) Principe et fonctionnement

Le banc comprend aussi un dispositif destiné à mesurer les efforts développés par les déformations empêchées jusqu'à l'instant de la fissuration de l'éprouvette.

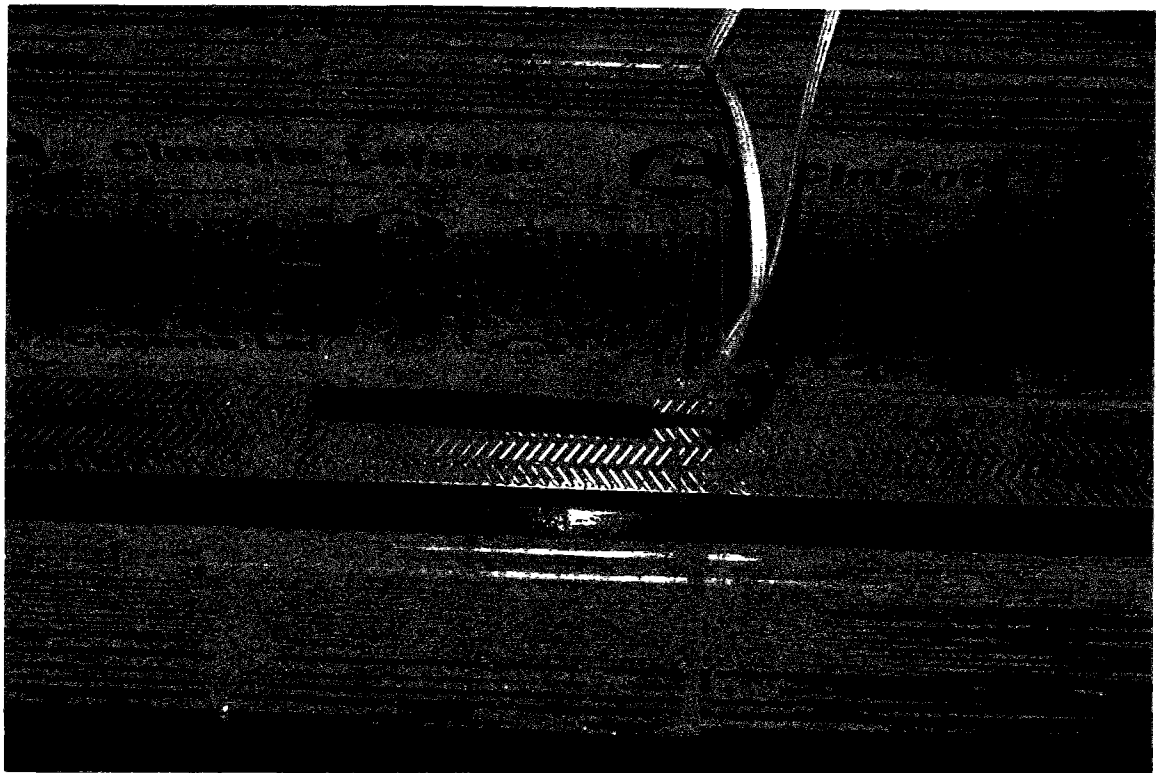
Les capteurs de force (photographie 10) et leur dispositif d'étalonnage ont été conçus au LCPC. Les efforts exercés sur les ancrages sont centrés, quelle que soit la hauteur (20 cm ou 35 cm).

Lors de la phase de gonflement du béton, ces capteurs de force sont soumis à une force de compression et lors de la phase de retrait, ils sont soumis jusqu'à rupture du béton, à une force de traction.

Cet essai permet d'observer le comportement d'un béton dès sa confection, c'est-à-dire dès le moment où il est collé aux têtes d'ancrage.



Photographie 10 : Capteurs de force



Photographie 11 : Jauges Noyées dans le béton - essai avec flexarm

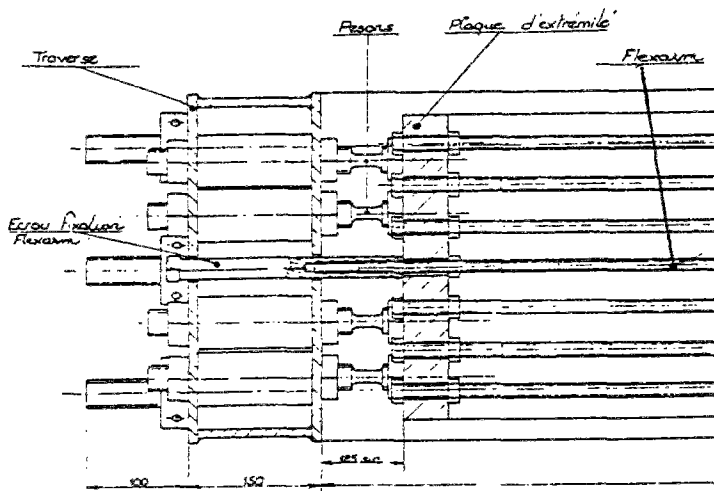


Figure 12 : Vue de face (coté gauche)

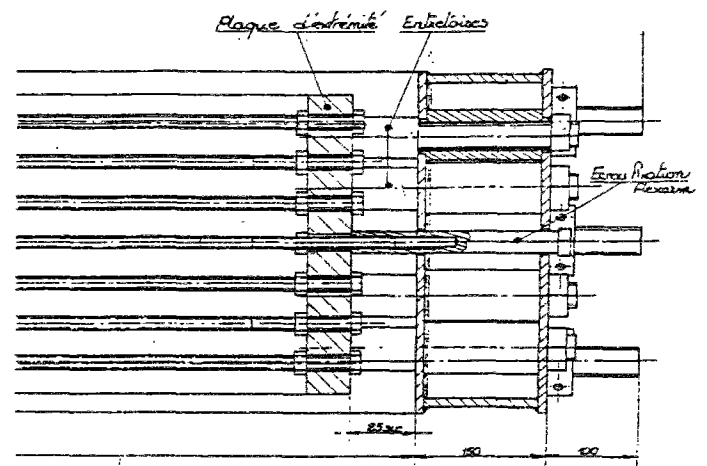


Figure 13 : Vue de face (coté droit)

Pour mesurer les déformations de l'éprouvette conservée à longueur constante, on utilise des jauges noyées unidirectionnelles (photographie 11). Celles-ci ont une longueur active de 12 cm et une section de 15 mm par 4 mm. Elles sont placées selon la direction longitudinale de l'éprouvette.

Chaque essai comporte 10 jauges occupant les positions indiquées sur la figure 14. Elles sont placées aussi proches que possible des surfaces supérieures et inférieures de la dalle au moment du coulage. Cinq couples de jauges sont répartis à intervalles réguliers, égaux au sixième de la longueur de la poutre. Chaque couple est placé à 20 % et 80 % de la hauteur totale H et au milieu de la dalle, en ordonnée $y = 75$ mm.

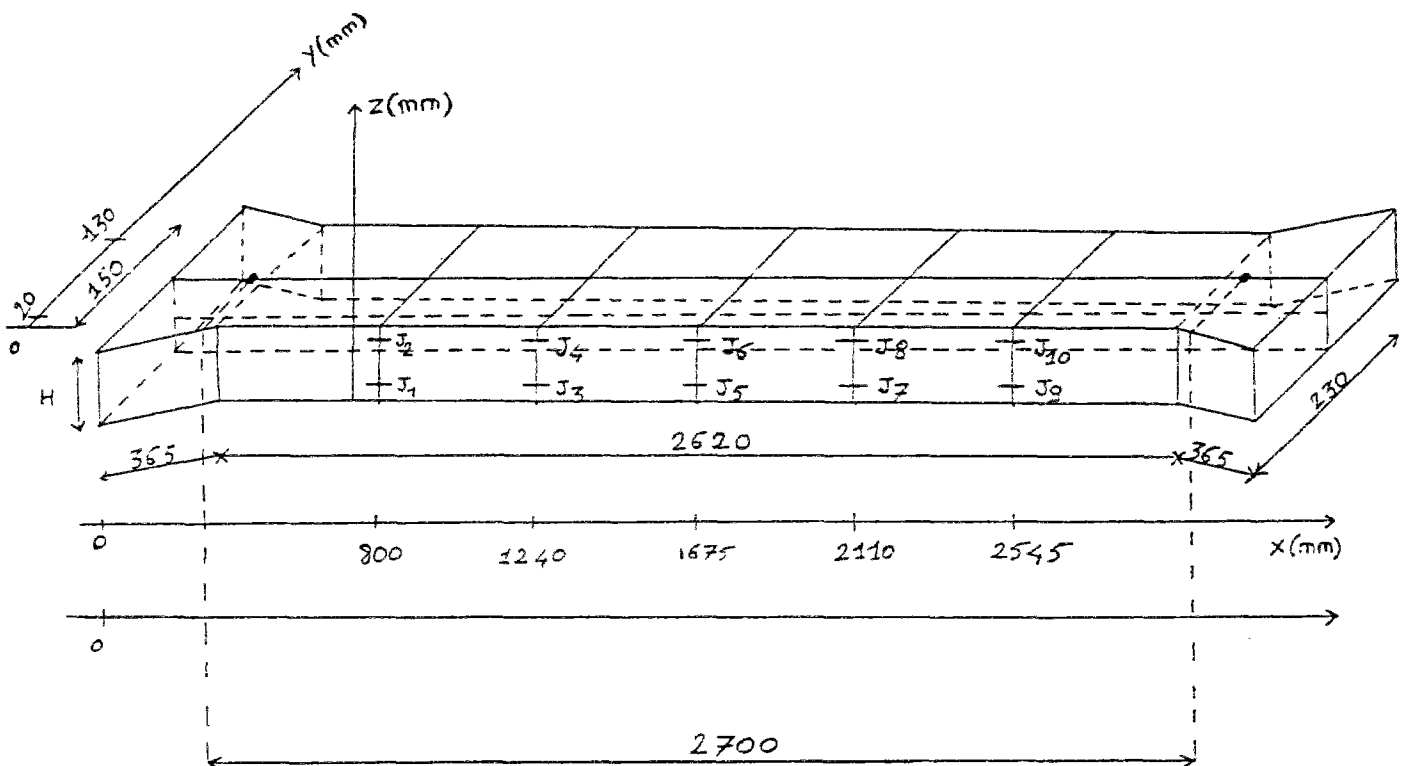


Figure 14 : Répartition des jauges noyées

La température du béton est enregistrée en même temps selon les deux hauteurs.

Si l'on veut étudier simplement les déformations du béton, il suffit de disposer de moules complémentaires permettant de mesurer le retrait libre du béton dès sa mise en place. Dans ce cas, on enregistre les variations dimensionnelles de gonflement et de retrait libre.

Une base de mesure de 2,7 mètre détermine la déformation globale de l'éprouvette. Cette mesure est faite par un LVDT et une allonge en rond aluminium de 8 mm de diamètre. Le poids de cette allonge est repris par des galets roulant sans frottement sur des plaques de verre. Les extrémités de cette base de mesure sont fixées à une tablette solidaire du béton par deux fines tiges filetées. L'axe défini par ces tiges filetées est perpendiculaire à l'axe longitudinal du corps d'épreuve.

II.5. Fabrication des éprouvettes

Les dimensions de la partie centrale prismatique de l'éprouvette sont de :

- 2620 mm pour la longueur, 350 mm x 150 mm pour la section dans le cas d'une dalle épaisse,

- 2620 mm pour la longueur, 200 mm x 150 mm pour la section dans le cas d'une dalle de béton traversée par une armature placée à la fibre neutre.

Les armatures utilisées peuvent être un rond cranté de 16 mm de diamètre ou bien un ruban de type Flexarm.

La formule du béton étudié est la suivante :

	kg/m ³
CPJ-CEM II/A 32,5 R (L) CP2 Lafarge	330
0/5 Mondragon	748
5/10 Estaque	202
10/20 Estaque	483
10/14 Mondragon	470
Cérygel	0,13 %
Cerplast	0,53 %
Eau	145

Soit des rapports $E/C = 0,44$
 $G/S = 1,55$

Après huilage soigneux du moule, le béton est mis en place à l'aiguille vibrante. La mise en place s'effectue par une vibration continue, en évitant de vibrer à proximité des jauges noyées.

La force nécessaire pour maintenir la longueur de la poutre est enregistrée dès cet instant en continu.



Photographie 12 : Mise en place du béton

II.6. Déroulement de l'essai

Les conditions d'environnement sont une température constante de 20°C et une humidité relative de 50 %.

La durée de l'essai est limitée à 7 jours. Au 7^{ème} jour, si la rupture ne s'est pas produite, on simule un choc thermique (du type nuit froide) en chauffant le banc (figures 15 et 16) préalablement isolé.

Les différentes mesures (4 ou 8 pesons, 10 jauges noyées, 2 sondes de température dans le béton, 1 capteur LVDT sur la base de mesure de 2,7 m, 2 capteurs LVDT solidaires du BHP) sont faites en automatique par l'intermédiaire d'une centrale d'acquisition reliée à un ordinateur (photographie 13). On scrute les différentes voies toutes les 5 minutes. Les enregistrements sont transférés et exploités sur un tableur.

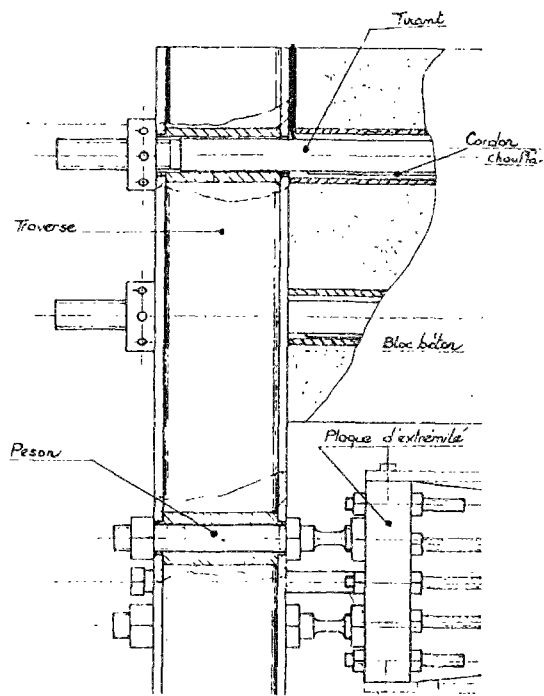


Figure 15 : Vue de dessus (coté gauche)

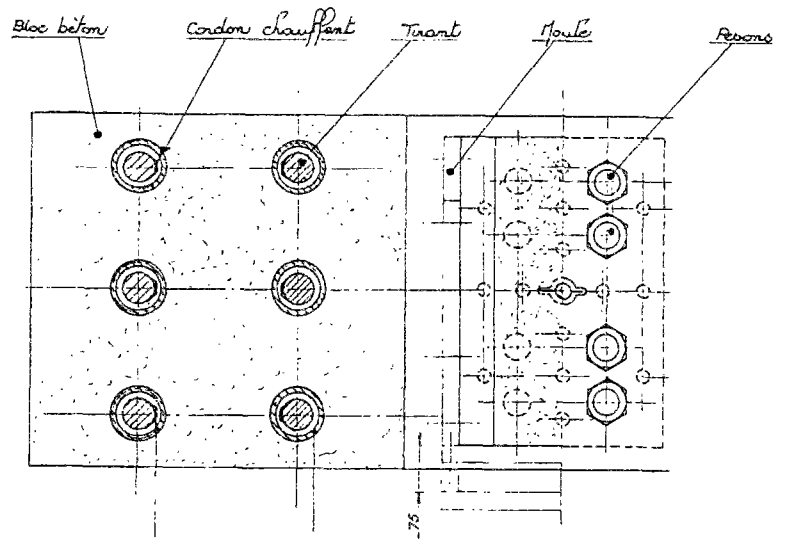
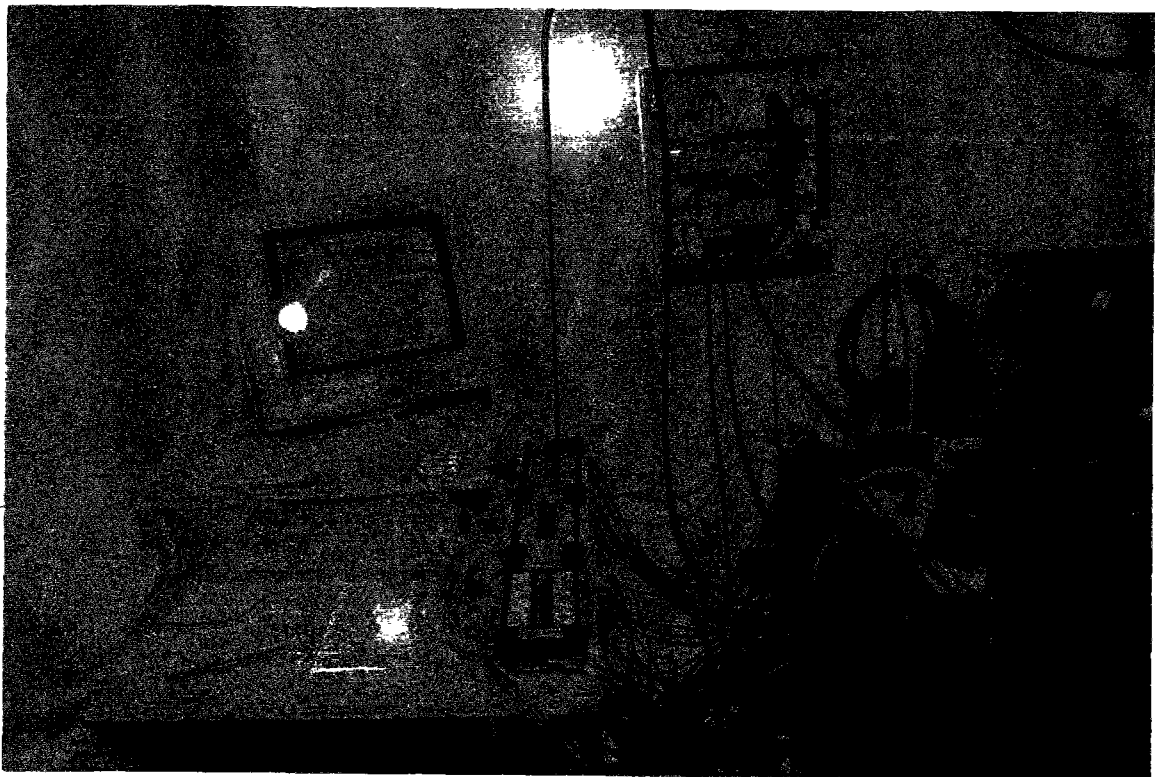


Figure 16 : Vue de gauche (partielle)



Photographie 13 : Chaîne d'acquisition

II.7. Programme d'étude

Les essais réalisés sur le banc sont les suivants :

- un essai sur dalle épaisse coulée sur un support glissant
- un essai de dalle de 20 cm de hauteur parcourue à la fibre neutre par un rond cranté de 16 mm et coulée sur un support glissant
- deux essais de dalle de 20 cm de hauteur parcourue à la fibre neutre par un flexarm et coulée sur un support glissant
- un essai de dalle de 16,4 cm de hauteur parcourue à la fibre neutre par un flexarm et coulée sur un support glissant
- un essai de dalle de 20 cm de hauteur coulé sur une moquette drainante
- un essai de dalle de 20 cm de hauteur coulé sur un béton maigre.



Photographie 14 : PROJET FLORE Implantation

CHAPITRE II : RESULTATS ET ANALYSE DE L'ETUDE PARAMETRIQUE

Présentation

Cette étude paramétrique s'inscrit comme une des trois principales étapes de la démarche scientifique qui a pour objet de mieux comprendre, prédire et optimiser le comportement des chaussées en béton du point de vue de la fissuration au jeune âge. Les deux autres étapes, conduites en parallèle avec celle-ci, consistent à mettre au point un modèle de calcul décrivant le processus de fissuration par retrait empêché, d'une part et de le valider sur une expérimentation pertinente, en laboratoire, d'autre part. Une fois ce modèle mis au point, les simulations numériques avec les jeux de paramètres obtenus ici devraient permettre de classer ces paramètres selon leur importance sur le plan de la fissuration, ce qui permettra alors de fixer des spécifications sur ces paramètres et de choisir les formulations de béton les plus intéressantes, donc d'améliorer la fiabilité des chaussées en béton et d'étendre leur domaine d'application.

Compte tenu des formulations usuelles de bétons routiers, on est parti d'une formule de référence classique.

Formule témoin utilisée (FLORE) :

	kg/m ³	Observation
Formule : CPJ-CEM III/A 32,5 R	330	Lafarge
0 / 5 M	748	Siliceux roulé de Mondragon
5 / 10 Est	202,44	Calcaire concassé de l'Estaque
10 / 20 Est	483,34	Calcaire concassé de l'Estaque
10 / 14 M	470,44	Siliceux concassé de Mondragon
Cérygel	0,429	soit 0,13 % du dosage en ciment, extrait sec 4 %
Cerplast	1,749	soit 0,53 % du dosage en ciment, extrait sec 25 %
Eau	145	

L'influence des différents paramètres de composition est obtenue par l'intermédiaire de formules de bétons qui ne diffèrent de cette formule de référence que par un seul paramètre, de la façon suivante :

- FLO1 + 10 litres d'eau au mètre cube
- FLO2 - 10 litres d'eau au mètre cube
- FLO3 + 25 kg de ciment au mètre cube
- FLO4 - 25 kg de ciment au mètre cube
- FLO5 + 10 % sur le rapport G/S (Granulats/Sable)
- FLO6 - 10 % sur le rapport G/S
- FLO7 0,25 % de Cerplast (influence de l'effet retardateur)
- FLO8 0,53 % de Cerplast (influence de l'effet retardateur)
et 0,30 % de Céritard
- FLO9 0,07 % de Cérygel (influence de la teneur en air)

FLO10	0,20 % de Cérygel (influence de la teneur en air)
FLO11	30 % d'hydrométrie relative (HR)
FLO12	CPA-CEM I 52,5 R Contes : fort C ₃ A
FLO13	CPA-CEM I 52,5 PM CP2 Contes : faible C ₃ A
FLO14	CPA-CEM I 52,5 CP2 Lafarge (influence de la classe du ciment)
FLO15	CPA-CEM I 52,5 R Lafarge (influence de la classe du ciment)
FLO16	CPJ-CEM II/B 32,5 R (L) CP2 Boussens (influence de la classe du ciment)
FLO17	100 % d'hydrométrie relative (HR)
FLO18	CPA-CEM I 42,5 R CP2 Boussens (influence de la classe du ciment)
FLO19	CPJ-CEM II/A 32,5 R (L) CP2 Lafarge + 30 kg (au mètre cube) de filler calcaire
FLO20	influence du choix des granulats (sable calcaire)

Ces travaux ont été menés en plusieurs étapes :

- optimisation de la formule témoin
- étude de l'influence des différents paramètres formulés ci-dessus
- étude de la formule témoin avec un autre lot d'adjuvant (Cérygel, Cerplast) dans les nouveaux locaux de Ciments Lafarge Viviers. L'efficacité maximum de ces adjuvants est garantie pour une durée de vie d'une année. Cette condition a conduit à renouveler les adjuvants.

CIMENTS - NOUVELLES DESIGNATIONS AU 01/10/94		
	<i>Désignation ancienne</i>	<i>Nouvelle Désignation</i>
LE TEIL	CPJ 45 CP2	CPJ-CEM II/A 32,5 R (L) CP2
	CPA HP CP2	CPA-CEM I 52,5 CP2
	CPA HPR	CPA-CEM I 52,5 R
CONTES	CPA HPR	CPA-CEM I 52,5 R
	CPA HP PM CP2	CPA-CEM I 52,5 PM CP2
MARTRES (Boussens)	CPA 55 CP2	CPA -CEM I 42,5 R CP2
	CPJ 45 R CP2	CPJ-CEM II/B 32,5 R (L) CP2

I. Influence du dosage en eau

A partir de la formule témoin, nous avons fabriqué deux bétons (désignés sous les termes FLO1 et FLO2) que l'on compare au témoin.

La composition des bétons est restée la même, seul le rapport E/C a été modifié. En ajoutant ou en soustrayant 10 litres d'eau à la quantité définie dans la formule témoin (145 litres), nous réalisons une variation du volume d'eau de plus ou moins 7 % environ.

Ces écarts sur le dosage du volume d'eau permettent de déterminer la sensibilité de la formule à la variation d'un constituant. Dans cette étude, nous souhaitons déterminer l'influence d'une erreur de dosage en eau sur les résistances du béton.

Cette modification du dosage nous a conduit à enregistrer des maniabilités variables.

L'examen des différents résultats expérimentaux présentés sous forme de courbes et de tableaux (annexe F) attire les commentaires suivants :

- En diminuant le dosage en eau, on accélère légèrement le retrait de dessiccation dans les premières heures, la différence reste faible dans le temps.
- Par contre, la perte de masse sur ces éprouvettes, qui traduit l'évaporation produite entre 24 heures et 72 heures, est différente. L'écart reste constant après 72 heures. Il est lié à l'évaporation de l'eau libre.
- Le retrait endogène est assez différent entre ces deux bétons, les écarts se produisent entre 1 et 3 jours, puis cet écart se stabilise.

On vérifie les constatations classiques suivantes :

- La teneur en air occlus a peu varié, on constate cependant que celle-ci tend plutôt à augmenter avec la quantité d'eau.
- La maniabilité du béton est fortement influencée, plus l'eau est abondante et plus le béton est fluide.
- Les résistances sont fortement modifiées. La résistance en compression chute fortement avec un rajout de 10 litres d'eau mais évolue peu dans le cas d'un dosage en eau plus faible de 10 litres. Cette remarque se vérifie aussi sur les variations du module d'Young.
- De même un excès d'eau diminue la résistance en flexion.

Conclusion :

En règle générale, le ciment a besoin pour s'hydrater de 25 % de son poids en eau (E/C=0,25).

Pour augmenter la maniabilité lors de la mise en oeuvre, on prend généralement des rapports E/C compris entre 0,4 et 0,6. La quantité d'eau libre est à l'origine d'une porosité résiduelle plus importante qui induit une chute très sensible des résistances.

Pour des rapports E/C plus faibles, le retrait de dessiccation est peu modifié. Avec un E/C de 0,47 (rajout d'eau), le retrait endogène diminue fortement et le retrait de dessiccation reste également peu changé.

On peut penser que l'aptitude à la fissuration de ces formules va être influencée par les rajouts d'eau dans la mesure où ceux-ci introduisent :

- une chute des résistances en compression
- une chute du module d'élasticité dont l'effet est opposé à la chute des résistances en compression
- une légère augmentation de l'air occlus
- un retrait endogène plus faible.

II. Influence du dosage en ciment

A partir de la formule témoin, nous avons fabriqué deux bétons désignés sous les termes FLO3 et FLO4.

La composition des bétons est restée la même. Seul le dosage en ciment a été modifié par rapport à la formule témoin. Nous avons obtenu des E/C de 0.41 et de 0.475, en ajoutant ou en retirant 25 kg de liant au mètre cube correspondant à une variation de 7.5 % par rapport à la formule témoin.

Ces écarts sur le dosage du volume en ciment permettent de déterminer la sensibilité de la formule à la variation d'un constituant. Dans cette étude, nous souhaitons déterminer l'influence d'une erreur de dosage en ciment sur les résistances du béton.

Cette modification du dosage nous a conduit à enregistrer des maniabilités variables.

L'examen des différents résultats expérimentaux présentés sous forme de courbes et de tableaux (annexe F) attire les commentaires suivants :

- Le retrait endogène étant lié à la combinaison de l'eau avec le clinker pour former les hydrates, on peut penser que plus la quantité de ciment est importante, plus on favorise ces combinaisons, donc plus on augmente la consommation d'eau et plus le retrait sera important et inversement.
- En diminuant le dosage en ciment, on augmente la porosité donc la quantité d'eau libre, ce qui favorise les pertes de masse.
- Des caractéristiques enregistrées, on constate que la teneur en air occlus varie légèrement avec le dosage en ciment (quantité de fines). Plus la quantité de liant diminue, plus la teneur en air augmente. Cette teneur en air évolue comme le rapport E/C. Pour un E/C obtenu en faisant varier soit le dosage en eau soit le dosage en ciment, nous mesurons une teneur en air identique. En augmentant la quantité d'air, on améliore la maniabilité.
- Les variations des résistances du béton évoluent de manière logique : un béton plus dosé en liant supporte des efforts plus importants.
- Un rajout de 10 litres d'eau se traduit de façon plus forte qu'une suppression de 25 kg de ciment. A l'inverse, le gain sur cette formule est plus important en ajoutant 25 kg de ciment qu'en supprimant 10 litres d'eau. Toutefois, les deux paramètres conduisent à des valeurs voisines et le paramètre important dans ces deux cas est la valeur du E/C.

- Seul le paramètre E/C semble piloter l'évolution des résistances mécaniques.
- En effectuant un rajout de ciment, on apporte une quantité de fines supplémentaires. Pour conserver la même ouvrabilité, il faudrait accroître l'apport en eau. Or ici, le dosage en eau reste constant ce qui conduit à un retrait de dessiccation proche dans les deux cas.

Conclusion :

Ces résultats sont difficiles à interpréter. En fait pour déterminer l'influence du rapport E/C, il aurait fallu faire varier successivement

E/C à volume de pâte égal
et le volume de pâte à E/C égal.

Le dosage en ciment intervient sur le retrait mais celui-ci ne lui est pas proportionnel (alors qu'il l'est vraisemblablement par rapport au volume de pâte).

On constate que la variation du rapport E/C par le dosage en ciment se traduit par :

- une modification de la maniabilité
- une augmentation de la teneur en air
- une forte diminution de la résistance du béton, de son module d'élasticité statique (cas de -25 kg/m^3).

III. Influence du G/S

A partir de la formule témoin, nous avons fabriqué deux bétons (FLO5 et FLO6).

Dans cette phase d'étude, nous avons recherché l'influence de la répartition entre les granulats et le sable. Ainsi, en conservant constante la somme G + S, nous avons modifié la répartition de chacun des constituants en variant le rapport G/S de +10 % et - 10 %.

L'examen des différents résultats expérimentaux présentés sous forme de courbes et de tableaux (annexe F) attire les commentaires suivants :

- En diminuant le rapport G/S, on diminue la quantité de granulats et on augmente le dosage en sable, le béton formulé devient plus ferme, sa maniabilité diminue.
- On ne peut déceler l'influence d'une variation de 10 % du rapport G/S (pour notre formule de béton) sur la teneur en air occlus.
- Quand le rapport entre les granulats et le sable décroît, les résistances chutent également.

Conclusion :

- L'influence de la variation du G/S est faible, notamment sur le retrait, et se traduit principalement par une diminution des résistances en compression de l'ordre de 8% lorsque le rapport G/S varie de 1,7 pour FLO5 à 1,4 pour FLO6.
- Le sable favorise plutôt la maniabilité, le gravillon est l'élément apportant la résistance au squelette. Sa résistance intrinsèque aura une incidence directe sur les résistances mécaniques du béton.
- Les résistances en traction liées à la quantité de ciment restent inchangées.

IV. Influence d'un adjuvant

A partir de la formule témoin, nous avons étudié l'influence d'un retardateur sur les bétons FLO7 et FLO8.

Le cerplast est un plastifiant réducteur d'eau élaboré à base de polysaccharide naturel, modifié chimiquement. Il permet l'optimisation du dosage en ciment pour l'obtention d'une classe de résistance déterminée. Son usage dans une plage de dosage élevée a un effet retardateur.

Nous avons également testé l'effet d'un retardateur, le Céritard commercialisé par la société CHRYSO, qui est un liquide de masse volumique 1.24 kg/dm^3 . La plage de dosage préconisée par le fournisseur est de 0.2 kg à 2 kg pour 100 kg de ciment. Le céritard catalyse les réactions d'hydratation du ciment et retarde le temps de début de prise sans allonger l'intervalle de temps entre le début et la fin de prise.

Les deux bétons formulés mettront en évidence :

- l'influence du dosage en plastifiant
- l'influence de l'ajout d'un retardateur de prise.

L'examen des différents résultats expérimentaux présentés sous forme de courbes et de tableaux (annexe F) attire les commentaires suivants :

- Lorsque le dosage en agent réducteur d'eau diminue, en conservant la même quantité d'eau de gâchage, on constate une perte de la maniabilité du béton.
- Dans les 24 premières heures, on constate une augmentation des résistances mécaniques (plus le dosage en agent réducteur d'eau est fort, plus l'effet retardateur de celui-ci sera affirmé). Au-delà des 48 heures, c'est la formule de béton témoin qui aura les meilleures performances mécaniques (effet retard rattrapé).
- Les temps de début et de fin de prise sur mortier, pour un dosage de 0.25 % de cerplast sont de 5 heures 30 minutes et 10 heures 15 minutes.
- L'ajout du retardateur a augmenté la maniabilité ainsi que le pourcentage d'air.

Une mesure de début et de fin de prise donne sur mortier :

	Début	Fin
Cerplast 0.25 %	5 h 30	10 h 15
Cerplast 0.53 %	11 h 45	15 h 30
Cerplast 0.53 % + Cértard 0.30 %	19 h 15	> 23 h

Conclusion :

L'effet retardateur se traduit par une différence de vitesse de montée des résistances mais ne paraît pas influencer le retrait (du moins avec les mesures réalisées ici). Ceci nécessiterait un complément d'essai en phase plastique avec une mesure du premier retrait.

V. Influence du dosage en entraîneur d'air

A partir de la formule témoin, nous avons étudié l'influence du dosage en entraîneur d'air sur les bétons FLO9 et FLO10.

L'entraîneur d'air que nous avons testé, le Cérygel D10, est commercialisé par la société CHRYSO. Introduit dans le béton, il provoque un effet plastifiant, qui permet une réduction d'eau d'environ 6 %. Il limite la ségrégation et diminue tout ressuage. Le réseau de bulle uniformément réparti diminue les phénomènes de capillarité.

Le produit est un liquide de masse volumique 1.01 kg/dm^3 . La plage de dosage préconisée par le fournisseur est de 0.1 kg à 0.3 kg pour 100 kg de ciment.

L'examen des différents résultats expérimentaux présentés sous forme de courbes et de tableaux (annexe F) attire les commentaires suivants :

- Le dosage de l'adjuvant entraîneur d'air n'a pas d'influence sur les mesures du retrait.
- La maniabilité s'améliore et le pourcentage d'air augmente avec le dosage en Cérygel D10. L'effet plastifiant de cet entraîneur d'air est très net.
- En augmentant le dosage en entraîneur d'air, on augmente le pourcentage d'air, ce qui a un effet négatif sur les résistances du béton.

Conclusion :

On ne voit pas d'influence de l'adjuvant entraîneur d'air sur le retrait. Par contre, l'ouvrabilité du béton frais est influencée et la résistance en compression diminue de 20 % lorsque le dosage en entraîneur d'air passe de 0,07 % à 0,20 % du dosage en ciment.

VI. Influence de l'hydrométrie ambiante

Les essais réalisés pour tester l'influence de l'hygrométrie ambiante ont fait apparaître un problème de répétabilité de la formule de béton.

En effet, jusqu'au démoulage, les conditions de conservation des deux bétons (FLO11 et FLO17) étaient les mêmes. Un écart anormal dans les résistances en compression à un jour mais aussi dans la maniabilité et la teneur en air doit s'expliquer par la difficulté de reproduire de manière exacte une même formule de béton. Pour ces raisons, nous commenterons les résultats en terme de tendance sans présenter les valeurs.

La mesure du retrait endogène n'est pas perturbée par cette hygrométrie (80 ou 70 $\mu\text{m/m}$ à 28 jours).

Par contre, le retrait de dessiccation subit l'influence de ce paramètre. Les prismes conservés en salle humide n'auront pas de retrait et même, la tendance sera au gonflement. Lorsque le béton se trouve dans une atmosphère riche en humidité, il augmente de volume. Ce gonflement est toutefois assez faible. De plus, les prismes augmentent leur masse. Ceux placés dans une ambiance à 30 % HR auront une perte de masse plus importante (échange d'eau vers le milieu extérieur), mais une variation dimensionnelle voisine de celle escomptée dans un milieu à 50 % HR.

On décèle une chute de la résistance en compression si le béton est conservé dans une hygrométrie ambiante faible (30 %). Elle vaut 21.5 MPa à 28 jours contre 43 MPa pour la formule témoin dans les conditions de conservation classique. La résistance en flexion 4 points évolue de manière identique : 1.66 MPa pour les prismes conservés à 30 % HR contre 3.34 MPa pour ceux placés en salle humide. Ceci peut aussi être lié à la répétabilité de la formule et non pas seulement aux conditions de conservation, 30 % et 100 % d'hygrométrie.

Conclusion :

Le retrait du béton est fort lorsqu'il est maintenu dans une hygrométrie ambiante faible. Dans le cas d'une cure "parfaite" sur 28 jours, le retrait est très faible. Il est probable que le béton témoin conservé à 50 % HR dès 24 heures soit maintenu dans des conditions de conservation sévères. Ceci expliquerait le faible écart par rapport à 30 %. L'influence de l'hygrométrie se situe donc plus probablement au-delà de 50 % HR.

VII. Influence du C₃A

En conservant la même composition de béton, nous avons étudié l'influence du C₃A sur la fissuration. Pour ce faire, nous utilisons deux ciments provenant d'une même usine, ayant la même surface spécifique blaine (SSB) mais une teneur en C₃A différente.

	SO ₃ (%)	C ₃ A (%)	SSB (cm ² /g)
CPA-CEM I 52,5 R CONTES	3,14	9,8	3830
CPA-CEM I 52,5 PM CP2 CONTES	2,01	6,5	3730

A partir de la formule témoin, nous avons étudié l'influence du C_3A sur les bétons FLO12 et FLO13.

L'examen des différents résultats expérimentaux présentés sous forme de courbes et de tableaux (annexe F) attire les commentaires suivants :

- Ces deux ciments ont les mêmes temps de début et de fin de prise et une évolution comparable du retrait. Cependant, pour le ciment CPA-CEM I 52,5 R, à fort C_3A , le retrait de dessiccation semble légèrement plus rapide au début. Ses variations dimensionnelles finales sont aussi plus importantes, alors que la perte de masse, exprimée en pourcentage, est plus importante pour le CPA-CEM I 52,5 PM CP2.
- Les résistances en compression augmentent plus rapidement avec un ciment à fort C_3A mais la différence de comportement s'estompe avec l'âge du béton. En résistance à la flexion 4 points, par contre, on observe pour ces deux bétons des valeurs comparables
- La classe respective de ces ciments mène à des performances qui atteignent 53 MPa à 28 jours.
- Le module d'élasticité statique à 2 jours est du même ordre de grandeur pour les deux bétons (28000 MPa).

En comparant l'évolution des résistances en compression avec des essais mécaniques sur mortier, on observe la même évolution :

	Résistance en compression (MPa)		
	à 1 Jour	à 2 Jours	à 28 Jours
CPA-CEM I 52,5 R	28.4	41.7	66.9
CPA-CEM I 52,5 PM CP2	20.4	29.5	67.4

Conclusion :

- Les retraits semblent peu influencés par ce paramètre.
- Une forte teneur en C_3A favorise le développement des résistances au jeune âge du point de vue de la résistance en compression. Par contre, en flexion 4 points, nous n'observons pas de différence significative à 2 jours.

VIII. Influence de la classe du ciment (origine Lafarge)

A partir de la formule témoin, nous avons étudié l'influence de la classe du ciment sur les bétons FLO14 et FLO15.

Les deux ciments, le CPA-CEM I 52,5 CP2 et le CPA-CEM I 52,5 R Lafarge, se distinguent par leur finesse, les taux de C_3A et SO_3 sont très proches :

	SO_3 (%)	C_3A (%)	SSB (cm ² /g)
CPA-CEM I 52,5 R Lafarge	3.05	9.6	4025
CPA-CEM I 52,5 CP2 Lafarge	3.05	9.5	3440

L'examen des différents résultats expérimentaux présentés sous forme de courbes et de tableaux (annexe F) attire les commentaires suivants :

- Le retrait endogène a une évolution un peu plus rapide pour le CPA-CEM I 52,5 R. Ceci confirme la remarque du paragraphe VII où nous avons déjà utilisé des ciments CPA-CEM I 52,5 CP2 et CPA-CEM I 52,5 R mais fabriqués dans une usine différente.
- Pour ces deux ciments, le retrait de dessiccation évolue initialement de la même manière, pour atteindre des valeurs plus importantes dans le cas du CPA-CEM I 52,5 R. Plus le ciment sera fin, plus la SSB sera plus forte et plus le retrait sera important, mais après 14 jours.
- La mesure des variations dimensionnelles sur mortier montre aussi un retrait plus fort avec le CPA-CEM I 52,5 R.
- Quand la surface spécifique blaine diminue, la demande en eau baisse aussi. Si on conserve constant le dosage en eau de gâchage, alors, tout naturellement, la maniabilité sera plus rapide. Le slump traduit mal ce phénomène.
- On observe tout naturellement que les performances du béton(résistance en compression et en flexion 4 points) augmentent avec la classe du ciment. Ceci se reflète aussi sur des essais sur mortier :

	Résistance en compression (MPa)			
	1 Jour	2 Jours	7 Jours	28 Jours
CPA-CEM I 52,5 R Lafarge	24,9		60,1	74,1
CPA-CEM I 52,5 CP2 Lafarge	16	26,5	48,6	63,4

- Une classe de résistance plus élevée conduit à un module d'Young plus fort.

Conclusion :

Le retrait endogène reste identique. Par contre, le retrait de dessiccation est légèrement plus fort pour le CPA-CEM I 52,5 R et, ceci, surtout après 14 jours. La classe du ciment influence évidemment les résistances mécaniques.

IX. Influence de la classe du ciment (origine Boussens)

Deux ciments en provenance de Boussens ont permis une seconde étude sur l'influence de la classe du ciment sur les bétons FLO16 et FLO18. Ces ciments, le CPJ-CEM II/B 32,5 R (L) CP2 et le CPA-CEM I 42,5 R CP2 de Boussens se distinguent par leur finesse :

	SO ₃ (%)	C ₃ A (%)	SSB (cm ² /g)
CPA-CEM I 42,5 R CP2 Boussens	3,01	9,75	3035
CPJ-CEM II/B 32,5 R (L) CP2 Boussens	2,89		4096

L'examen des différents résultats expérimentaux présentés sous forme de courbes et de tableaux (annexe F) attire les commentaires suivants :

- La mesure des variations dimensionnelles présente peu de différence entre les deux bétons dans les trois premiers jours, la différence est faible sur le retrait et se produit après 4 jours.
- On peut toutefois observer que, lorsque la surface spécifique Blaine augmente, le retrait de dessiccation est très légèrement plus fort. La valeur de ce paramètre provient du calcaire.
- Au jeune âge, les résistances en compression de ce CPJ-CEM II/B 32,5 R (L) et de ce CPA-CEM I 42,5 R CP2 sont voisines. Au démoulage à 24 heures, le CPJ donne des performances légèrement plus élevées. Puis, cela est inversé avant l'échéance des 48 heures. Une différence de résistance en compression est notable lorsque le béton vieillit.
- Ceci se reflète aussi sur des essais sur mortier :

	Résistance en compression (MPa)			
	1 Jour	1 Jours	7 Jours	28 Jours
CPA-CEM I 42,5 R CP2 Boussens	13,2	24,4	43,7	60,2
CPJ-CEM II/B 32,5 R (L) Boussens	9,2	18,2	34	46,4

- La mesure de la résistance en flexion 4 points faite à l'âge de 48 heures donne un léger avantage pour le CPA, mais, l'écart n'est pas très significatif.

Conclusion :

Dans les 3 premiers jours, nous n'observons pas d'influence notable entre ces deux classes vis à vis du retrait (pour ce clinker et pour ces essais, pratiqués à 50 % HR à partir de 24 heures).

X. Influence d'un filler

Pour étudier l'influence d'un filler, nous avons substitué à 30 kg de CPJ-CEM II/A 32,5 R (L) CP2 Lafarge 30 kg de filler calcaire des carrières de l'Estaque. La surface spécifique Blaine du filler est de 3000 cm²/gr

L'examen des différents résultats expérimentaux sur ce béton FLO19 présentés sous forme de courbes et de tableaux (annexe F) attire les commentaires suivants :

- Le retrait endogène paraît un peu plus faible.
- L'ajout du filler calcaire a fortement diminué les résistances en compression et en flexion du béton, principalement au jeune âge, puis, l'écart reste sensiblement constant.

Il serait intéressant d'étudier l'incidence de la modification selon différents taux de filler.

XI. Influence des granulats

En remplaçant le sable Siliceux roulé 0/5 de Mondragon par le sable calcaire 0/5 de l'Estaque, pour travailler à $(E/C)_{SSS}^1$ constant, nous avons ajouté une quantité d'eau supplémentaire pour compenser l'absorption des granulats. En effet, connaissant le coefficient d'absorption de ces deux sables, nous pouvons calculer l'eau absorbée et corriger la quantité d'eau intervenant dans la composition.

L'examen des différents résultats expérimentaux sur ce béton FLO20 présentés sous forme de courbes et de tableaux (annexe F) attire les commentaires suivants :

- Le béton obtenu a une meilleure maniabilité, une teneur en air plus faible. Mais comme le granulat met un certain temps pour absorber l'eau, cela se traduit par une diminution dans le temps de la teneur en eau apparente.
- De plus, en remplaçant le sable roulé par un concassé, on a augmenté la quantité de particules fines qui confèrent au béton une meilleure ouvrabilité.
- De valeur identique au démoulage, la résistance en compression évolue un peu plus rapidement pour la formule avec le sable calcaire. Mais l'écart reste faible bien que croissant jusqu'à 28 jours.
- On peut penser que le pourcentage d'éléments fins (2 % de passant inférieur à 80 μm pour le sable de Mondragon contre 6 % pour celui de l'Estaque) n'entraîne pas de fortes incidences.
- Si nous procédions à de nouveaux essais avec un E/C conduisant à une même maniabilité que celle de la formule témoin, nous abaisserions la quantité d'eau. Ceci concourrait à augmenter les résistances mécaniques.
- Pour en être sûr, il faudrait effectuer une comparaison à slump constant et à l'échéance de + 30 minutes.

XII. Résumé

En résumé, d'après nos résultats, les paramètres importants sont :

l'ajout de + 10 litres d'eau au mètre cube
- 25 kg de ciment au mètre cube
un effet retardateur (la résistance à la traction par flexion reste faible à jeune âge)
la classe du ciment
l'ouvrabilité du béton (qui se compense avec l'eau)

L'essai de mesure des retraits (à 24 heures) avec 50 % d'HR est sans doute sévère et ne nous permet pas de voir des écarts importants pour certains paramètres.

Aucun paramètre n'a d'influence marquée sur le retrait au jeune âge. C'est le cumul qui conduit à une influence significative.

¹ $(E/C)_{SSS}$: état Saturé Surface Sèche

Il ressort de l'analyse bibliographique que la maîtrise de la fissuration d'un béton armé continu nécessite la connaissance du comportement mécanique du béton adhérent à l'armature, et de sa liaison avec son support.

Dès sa mise en place, le béton est soumis à des mouvements d'eau, évaporation, et absorption par le support si celui-ci est poreux. Par la suite, le durcissement s'accompagne de variations dimensionnelles importantes. Ces dernières sont contrariées par l'adhérence à l'armature et par un frottement rugueux sur le support.

Le béton subit alors de fortes tensions, qui entraînent sa fissuration lorsque les caractéristiques mécaniques sont insuffisantes.

Notre préoccupation est d'arriver par voie expérimentale à analyser et à mesurer les phénomènes mécaniques qui se développent dans une chaussée en béton armé continu. L'analyse de la bibliographie oriente nos travaux vers la mise au point d'un dispositif expérimental pour essayer de mieux appréhender le fonctionnement du complexe acier-béton.

Remarque : Un appareil de retrait contrôlé avait déjà été développé au LCPC [63]. Il avait contribué à une meilleure connaissance des phénomènes de fissuration du béton jeune [68].

Les expérimentations faites dans les années 1960 et traduites dans les années 1990 ont mis en évidence l'importance de limiter le second retrait.

I. Méthode expérimentale

Le dispositif expérimental réalisé doit être capable de reproduire le comportement d'une chaussée en béton armé continu sur un support. Sans revenir sur la démarche qui a permis de concevoir et de dimensionner le banc, rappelons simplement que la principale difficulté est de conserver constante la longueur initiale du barreau de béton, comme dans le cas d'une chaussée. L'autre difficulté est de contrôler la nature de la liaison avec le support. Un essai témoin, dans lequel la liaison avec le support est complètement glissante, fournit une évaluation des retraits.

L'action du support est double :

- physique : il y a absorption d'eau si le support est poreux (géotextile composite)
- mécanique : les variations dimensionnelles du béton sont contrariées lorsque la liaison est un frottement rugueux (béton maigre).

II. Les variations dimensionnelles libres du béton FLORE

En parallèle, avec la mesure des déformations libres du béton, on a déterminé les caractéristiques mécaniques suivantes : le module d'élasticité statique, la résistance à la compression, la résistance à la traction par fendage, et par flexion 4 points.

Le mode opératoire décrit dans la partie III du mémoire est suivi rigoureusement.

Caractéristiques à la fabrication (formule donnée en annexe C) :

	densité théorique	Densité mesurée	E/C	Slump (Cm)	manita (g)	Air (%)
FLORE	2,381	2,382	0,44	3	15	3

Caractéristiques mécaniques :

	Echance (jour)	Résistance compression (MPa)	Module (MPa) 30%	Module (MPa) 50%	Résistance fendage (MPa)	Résistance flexion 4 pts (MPa)	CDT (K ⁻¹)
FLORE	1	7,53	17705	-	-	-	-
	1,33	15,02	22841	19779	-	1,5	-
	2	23,13	23962	23812	-	2,5	-
	2,33	25,53	25387	25355	-	2,85	-
	3	29,23	27774	27401	-	3,1	-
	7	39,2	30000	-	-	-	-
	14	43 ¹ *	31500 ^{(2)*}	-	-	-	-
	28	45,87	32500 ^{(2)*}	-	3,5	4,5	9,6 10 ⁻⁶

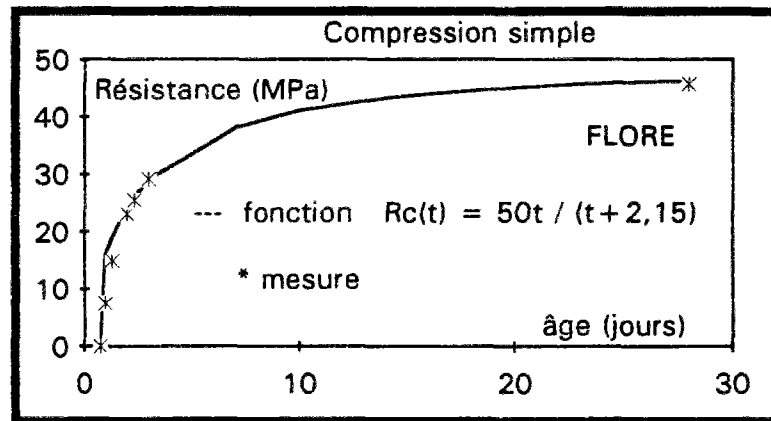


Figure 1 : Evolution de la résistance en compression sur des cylindres 16 x 32

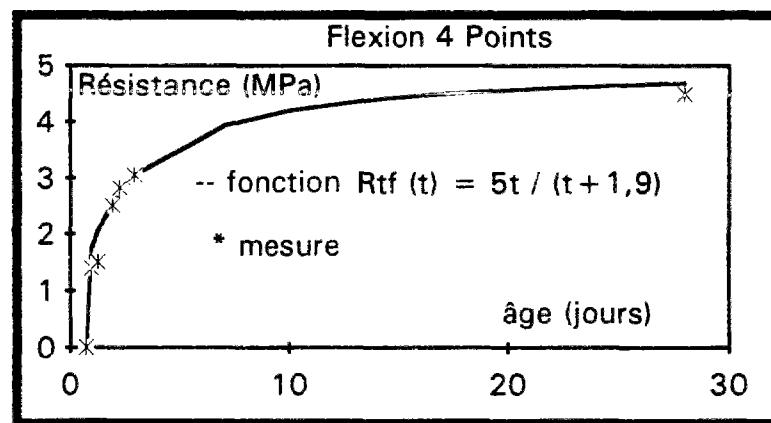


Figure 2 : Evolution de la résistance à la flexion 4 points sur des prismes 10 x 10 x 40

¹ valeur estimée avec l'expression analytique donnée sur la figure 1

² Les règles BAEL 91 fournissent une expression qui permet d'évaluer la valeur du module E_j en fonction de la résistance à la compression du béton $E(j) = 11\,000 R_c^{1/3}$ (Art. A.2.1.2). Dans notre cas, nous utiliserons la fonction $E(j) = 9\,000 R_c^{1/3}$ en MPa décrite sur la figure 8.

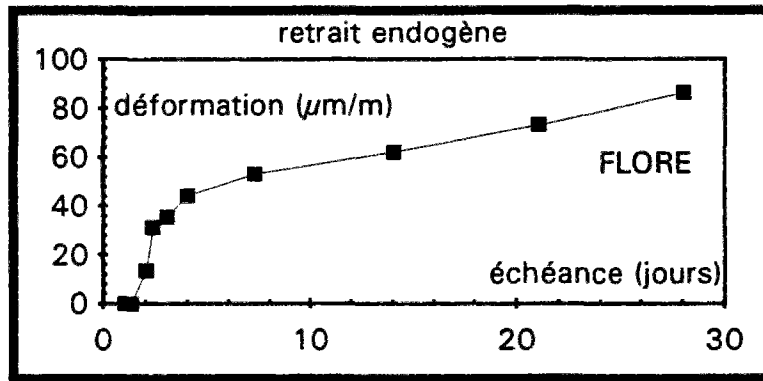


Figure 3 : Retrait endogène mesuré sur des prismes 7 x 7 x 28

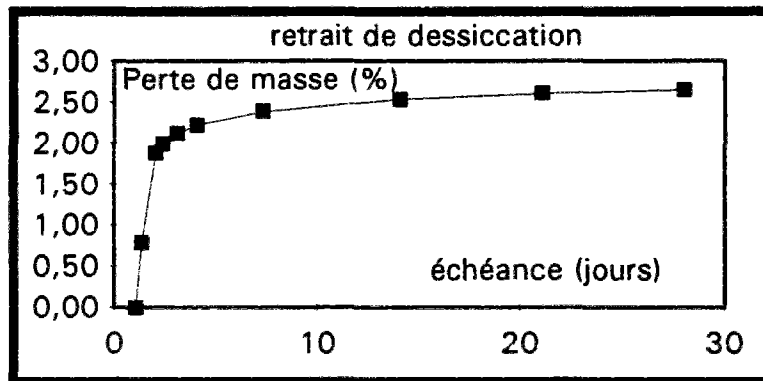


Figure 4 : Perte de masse mesurée sur des prismes 7 x 7 x 28

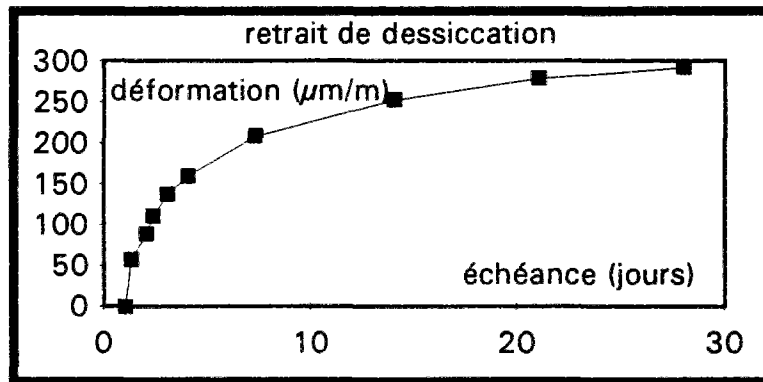


Figure 5 : Retrait de dessiccation mesuré sur des prismes 7 x 7 x 28

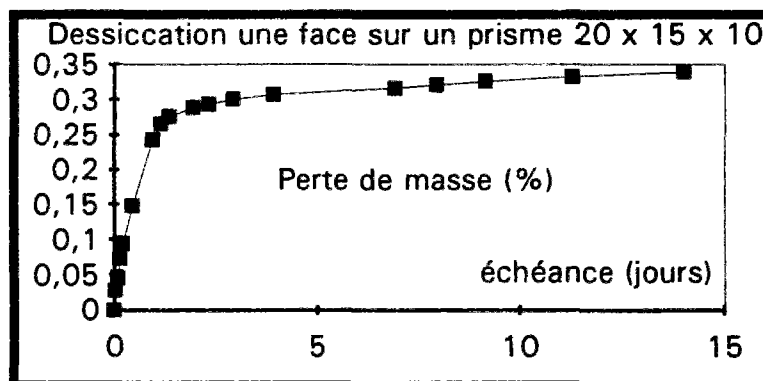


Figure 6 : Perte de masse sur un cube 20 cm x 15 cm x 10 cm
La section de la face séchante est de 10 cm x 15 cm

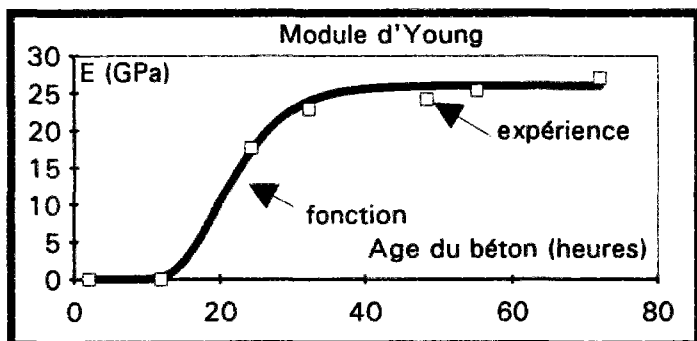


Figure 7

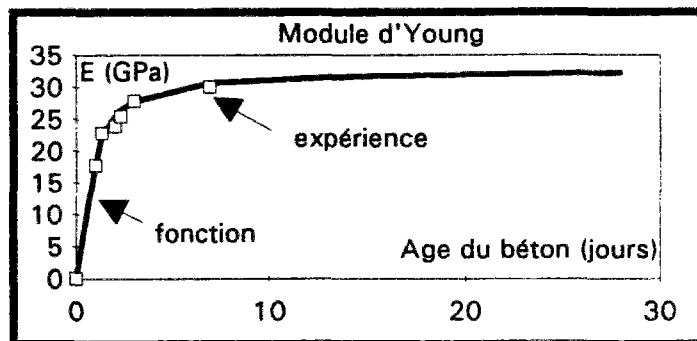


Figure 8

Les figures 7 et 8 présentent l'évolution du module d'Young sur des cylindres 16 cm x 32 cm

Sur les graphes précédents, la fonction caractérisant l'évolution du module a été lissée par une fonction tracée en gras, dont l'expression analytique est de la forme :

$$E(t) = 26 \left(\frac{\exp\left(\frac{t}{5}\right)}{\exp\left(\frac{t}{5}\right) + 0,5} \right)^{100} \text{ en GPa} \quad \text{figure 7}$$

La fonction de la figure 7 permet de décrire de manière assez satisfaisante l'évolution du module au jeune âge, pour t compris entre 0 et 72 heures. Au delà de 72 heures, nous utilisons la fonction décrite sur la figure 8.

$$E(t) = 9 \sqrt[3]{R_c(t)} \text{ en GPa} \quad \text{figure 8}$$

La fonction de la figure 8 permet de décrire l'évolution du module en fonction de la résistance à la compression.

III. Etude des déformations contrôlées dans le banc

L'analyse de l'évolution des contraintes internes mesurées et de la fissuration dans le banc en retrait contrôlé a été faite dans les cas suivants :

- un essai de dalle épaisse : barreau de béton de 35 cm de hauteur sans armature
- un essai de béton armé : barreau de béton de 20 cm de hauteur sur un support glissant et parcouru par une armature ronde de 16 mm de diamètre
- un essai de béton armé : barreau de béton de 20 cm de hauteur sur un support glissant et parcouru par un flexarm
- un essai de béton armé : barreau de béton de 16,4 cm de hauteur sur un support glissant et parcouru par un flexarm
- un essai : barreau de béton de 19,3 cm de hauteur sur un géotextile composite
- un essai : barreau de béton de 20 cm de hauteur sur un béton maigre

Les essais sont réalisés conformément au mode opératoire. L'évolution des contraintes dues au retrait contrôlé est rapide pendant les 48 premières heures, puis on note une stabilisation du phénomène.

III.1. Retrait empêché : cas d'une dalle de 350 mm de hauteur

Pour ce premier essai sur le banc, un volume de 250 litres de béton a été gâché pour un volume utile de 200 litres dans le moule. Il s'est écoulé 45 minutes entre l'introduction de l'eau de gâchage dans le malaxeur et la mise en place du béton dans le moule. Il aura fallu une heure supplémentaire pour instrumenter la dalle et lancer les acquisitions automatiques. Les parois latérales sont solidaires des plaques d'extrémité par des boulons. Ces plaques sont liées au béton par des tirants noyés. Pour éviter de perturber les mesures des efforts de retrait contrôlé, les parois latérales ont été désolidarisées des plaques d'extrémité, ceci à l'âge de 23 heures. Comme le temps de prise du béton est de 11 heures, ce "démoulage" tardif a pour conséquence de minimiser les efforts de compression développés par le gonflement du béton.

a. Contrainte de retrait contrôlé

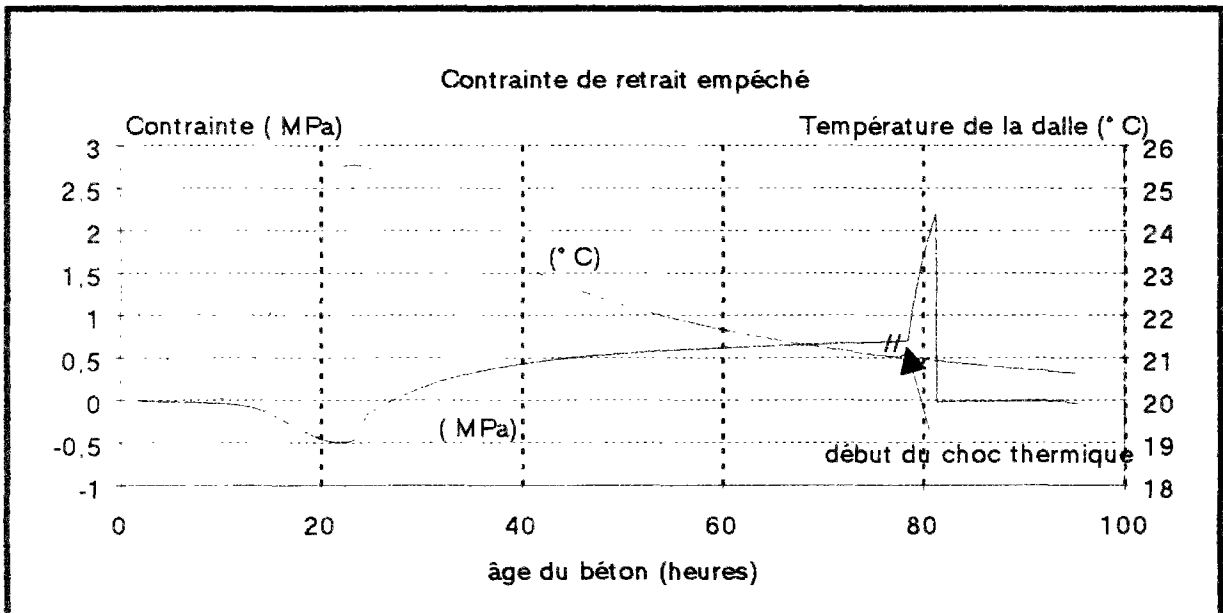


Figure 9 : Evolution de la contrainte et de la température dans une dalle non armée de 350 mm, et ne présentant pas de frottement avec son support.

Au moment de sa mise en place, le béton a subi l'influence de la température ambiante. La vibration en continu de celui-ci, a également contribué à élever la température de 2 degré. Dès la fin de sa mise en place, le banc se situant dans une salle dont la température est maintenue constante, la température du béton revient doucement à sa valeur initiale de 20 °C. Passé 11 heures, la prise du béton débute. Elle s'accompagne d'une élévation de température et d'un gonflement du béton. Comme la déformation de la dalle est contrôlée par le banc, cela implique une mise en compression. On constate une parfaite coïncidence des pics : le maximum du gonflement correspond au maximum de la température.

On peut calculer le module d'Young moyen entre 11 heures et 22 heures selon la formule :

$$\Delta\sigma = \int E\alpha d\theta \Rightarrow E_{\text{moyen}} = \frac{\Delta\sigma}{\alpha \Delta\theta} = 8900 \text{ MPa}$$

Nous n'avons pas mesuré le module d'Young pendant cette période, mais ceci a pu être réalisé récemment par BOUMIZ [] (figure 10). On constate un accord satisfaisant avec notre résultat.

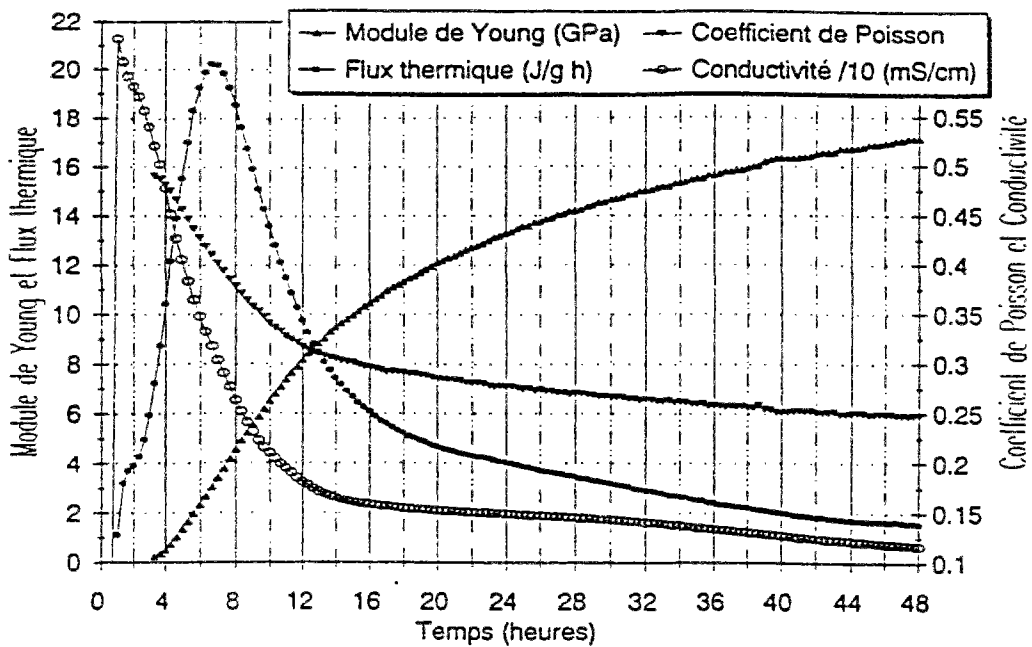


Figure 10 : Développement des modules élastiques comparés à l'évolution chimique de la pâte de ciment blanc PCCB9402 ($E/C = 0,4$, $T = 20^{\circ}\text{C}$) [88]

L'effort de compression maximum se mesure à 21 heures 45 minutes. Il correspond à un chargement de 25880 N soit à une contrainte de compression de 0,49 MPa. La température du béton s'est alors élevée de 5,5 K. La fin de la prise du béton a lieu alors que celui-ci est dans un état dilaté. Le refroidissement du béton s'accompagne d'un retrait thermique qui provoque des contraintes de traction dans la dalle.

A l'âge de 78 heures, nous simulons un choc thermique sur la dalle en dilatant le bâti en BHP par l'intermédiaire des résistances chauffantes. Une élévation de 2 K du bâti fait évoluer les efforts de traction de la dalle de 36870 N à 115350 N au moment de la rupture en traction. Compte tenu de la section de la dalle, ces efforts correspondent à des contraintes de 0,70 MPa et 2,2 MPa.

Ces efforts se sont développés en moins de 3 heures.

Après la rupture, les efforts extérieurs sont évidemment constants et nuls.

Age (h)	Force (daN)	Contrainte (MPa)	Température ($^{\circ}\text{C}$)
21,73	-2589	-0,49	25,46
27,05	12	0,00	25,2
78,50	3687	0,70	21,04
81,28	11535	2,19	20,94
81,37	-118	-0,02	20,94

Tableau 1 : Evolution des efforts et de la température dans le béton

b. Mesures par les jauges noyées

Les dimensions des jauges et les positions en X, Y, Z sont rappelées dans la page 136

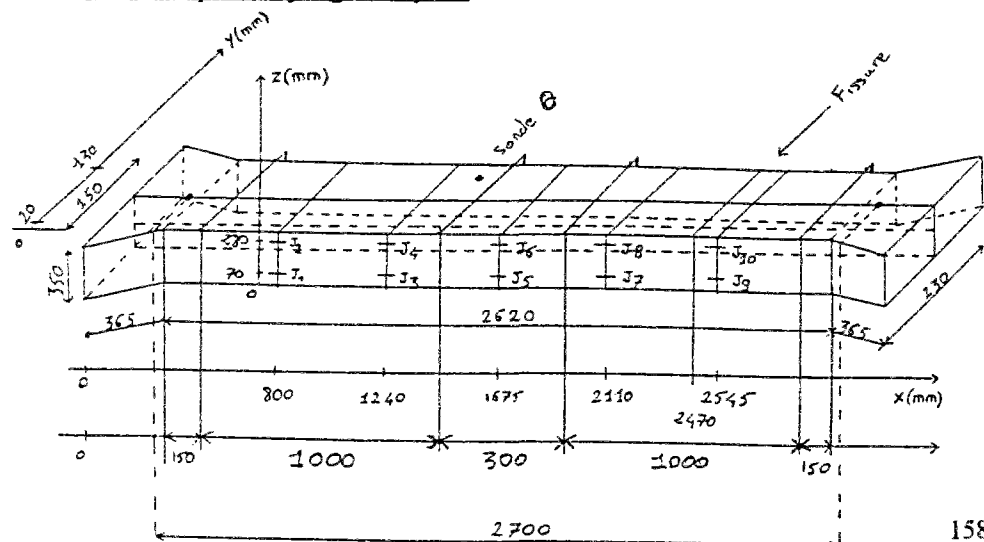


Figure 11 : Position des jauges noyées et localisation de la première fissure

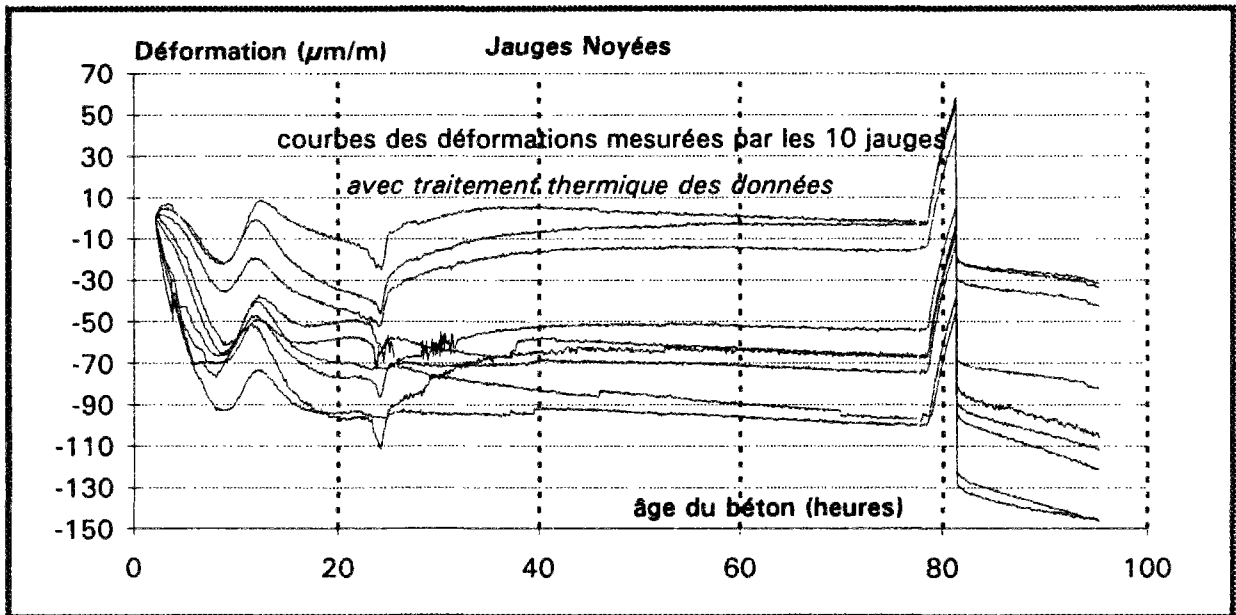


Figure 12 : Représentation des déformations mesurées par les 10 jauges noyées

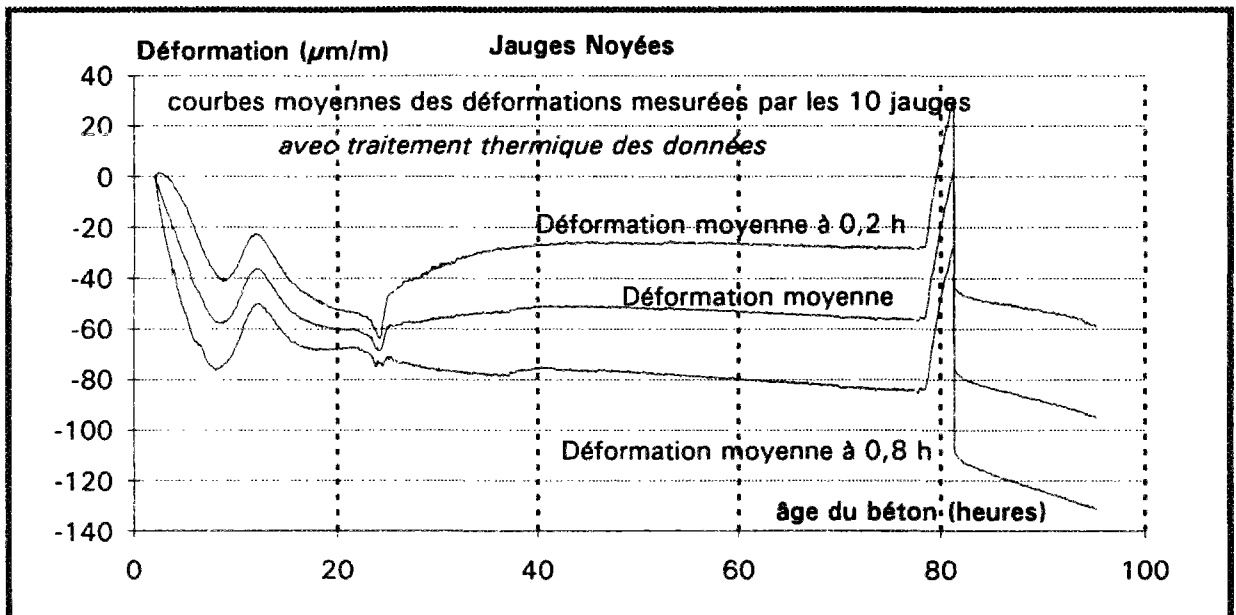


Figure 13 : Moyenne des déformations mesurées par l'ensemble des jauges noyées en fibre inférieure, en fibre supérieure, ainsi que leur valeur moyenne

Lorsque les acquisitions ont débuté, les 10 jauges noyées dans le béton se trouvaient dans un état dilaté par suite de l'élévation de la température du béton. Sur les figures 12 et 13, on mesure alors la contraction des jauges lorsque la température de celles-ci décroît vers la valeur de 20 °C. Ceci s'observe entre 0 et 10 heures ici.

A l'âge de 10 heures, le début de prise du béton est accompagné par une élévation de la température. Tant que la rigidité du béton est inférieure à la rigidité de la jauge (le module de la jauge est de l'ordre de 2800 MPa), la jauge se comporte comme un point dur dans le béton à l'état frais. La température de la jauge évoluant comme la température du béton, la mesure, avec correction thermique, indiquée par la jauge, reflète alors une dilatation de celle-ci. Ceci s'observe entre 10 et 12 heures ici.

On comprend que les mesures faites sur les jauges avant 12 heures, ici, ne présentent pas d'intérêt.

La rigidité du béton évolue très vite durant la prise. Lorsque le module du béton a largement dépassé 2800 MPa, la jauge noyée ne se comporte plus comme un point dur dans un béton frais mais à l'inverse comme un objet mou dans une structure dure. Du fait du gonflement du béton, les jauges noyées sont alors mises en traction. Cette traction débute ici à l'âge de 12 heures et s'observe jusqu'à l'âge de 22 heures. C'est la conséquence de la variation de longueur de la dalle.

Le maximum de compression correspond au maximum de la température dans le béton.

Puis, quand la température du béton diminue à partir de l'âge de 22 heures, les jauges noyées indiquent alors un allongement décroissant. Comme les mesures sont effectuées à retrait empêché, les déformations indiquées par les jauges noyées tendent vers une asymptote.

Remarque 1 : La figure 14 ne reflète pas réellement la traction des jauges durant le gonflement du béton. Ceci est certainement dû à la mesure de la température qui aurait été faite à une fibre différente de celles des jauges. Cette remarque nous a sensibilisé sur l'importance de la position des capteurs de température dans le béton pour les prochains essais afin d'effectuer avec précision la correction thermique.

Remarque 2 : Dans tout ce qui suit, les représentations graphiques des déformations mesurées par les jauges noyées seront faites pour des valeurs initiales prises comme étant égales à zéro à l'instant où la rigidité du béton devient supérieure à la rigidité de la jauge. Des corrections de la mesure en fonction de la température seront effectuées (la méthode est exposée dans l'annexe H).

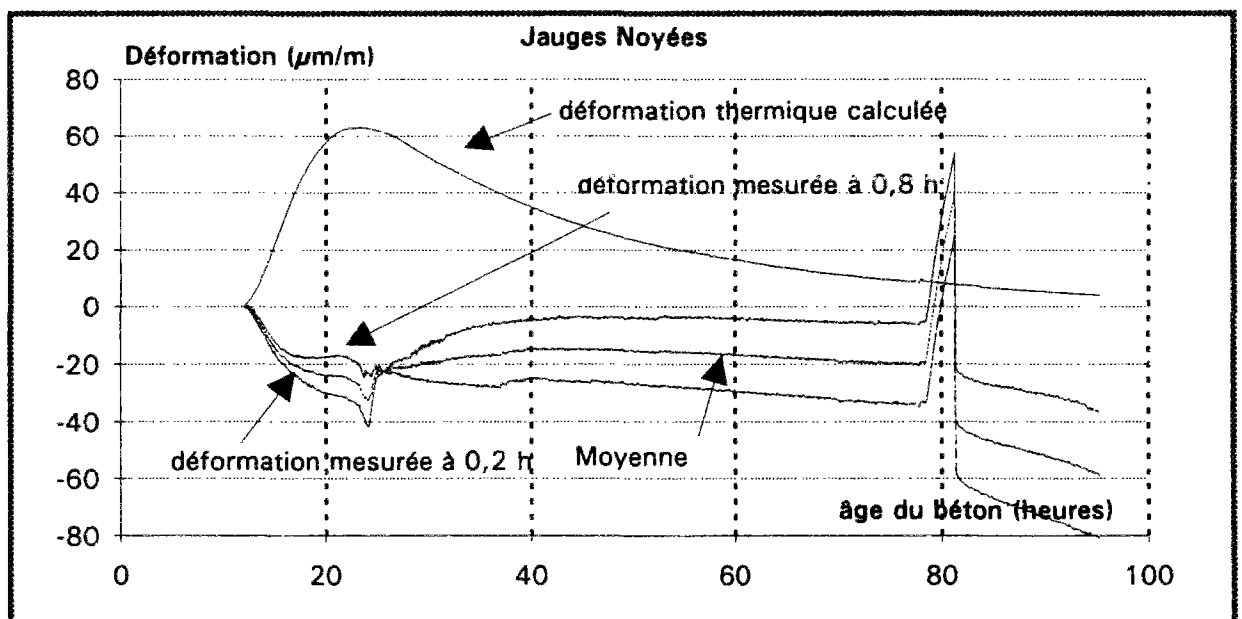


Figure 14 : Moyenne des déformations mesurées par les jauges noyées en fibre inférieure, en fibre supérieure, et leur moyenne. Les mesures sont initialisées à 12 heures.

Déformation des jauges noyées ($\mu\text{m}/\text{m}$) en fonction de l'âge du béton							
Tps(h)	jaugeN1	jaugeN3	jaugeN5	jaugeN7	jaugeN9	Hauteur 0,2h	
21,73	-20,04	-36,95	-26,39	-29,20	-43,99	-31,31	
27,05	-9,41	-19,97	-10,83	-20,68	-34,06	-18,99	
78,58	-8,25	-0,51	6,55	-5,42	-12,47	-4,02	← début du choc thermique
81,28	48,03	58,59	61,40	52,95	49,42	54,08	
81,37	-26,62	-18,16	-9,01	-20,97	-28,73	-20,70	← Fissure
Tps(h)	jaugeN2	jaugeN4	jaugeN6	jaugeN8	jaugeN10	Hauteur 0,8h	moyenne 0,5 h
21,73	-29,20	-8,78	-10,89	-20,05	-	-13,78	-22,55
27,05	-29,83	-24,20	-20,68	-20,67	-	-19,08	-19,03
78,58	-31,47	-46,27	-26,54	-24,44	-	-25,74	-14,88
81,28	29,02	3,66	31,13	35,36	-	19,83	36,96
81,37	-53,36	-78,73	-49,14	-48,43	-	-45,93	-33,32

Tableau 2 : Evolution des déformations des 10 jauges noyées en fonction de l'âge du béton

- Déformations mesurées dans le béton -

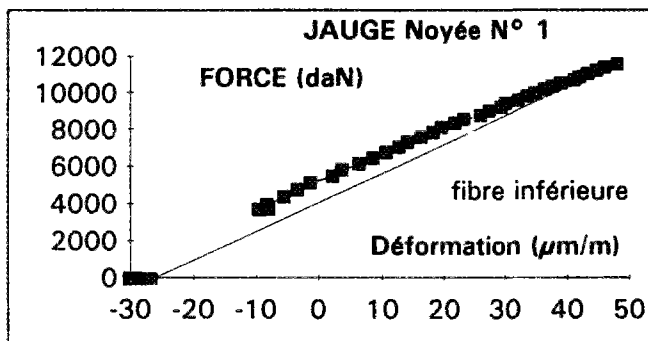


Figure 15

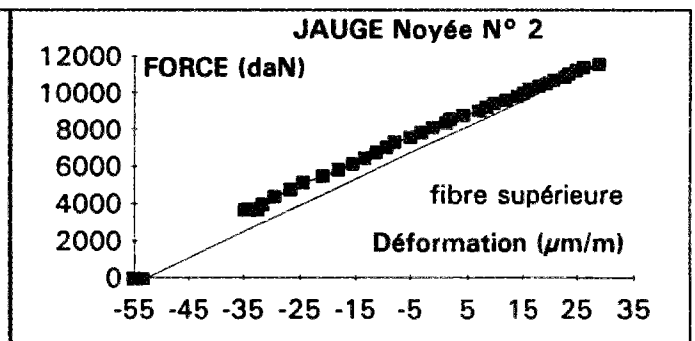


Figure 16

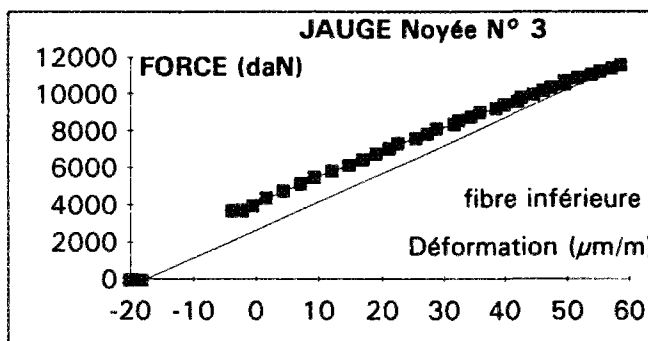


Figure 17

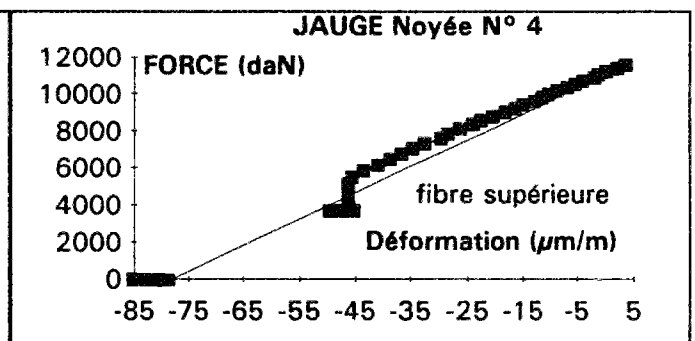


Figure 18

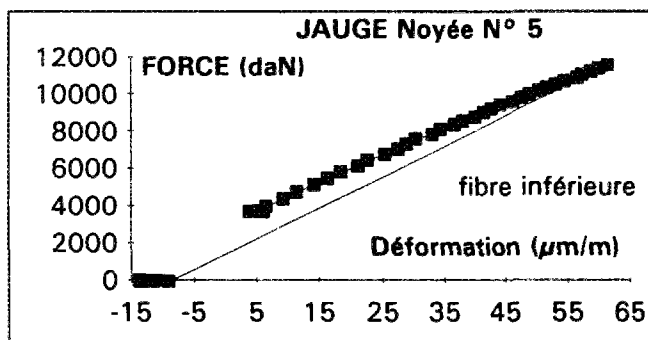


Figure 19

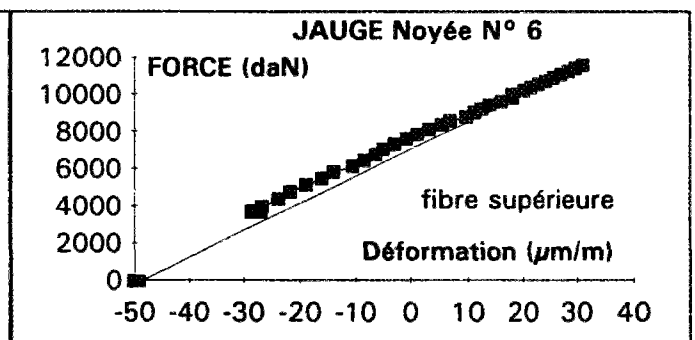


Figure 20

- Déformations mesurées dans le béton -

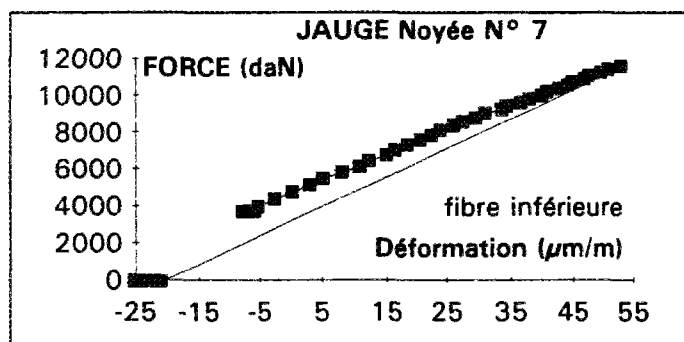


Figure 21

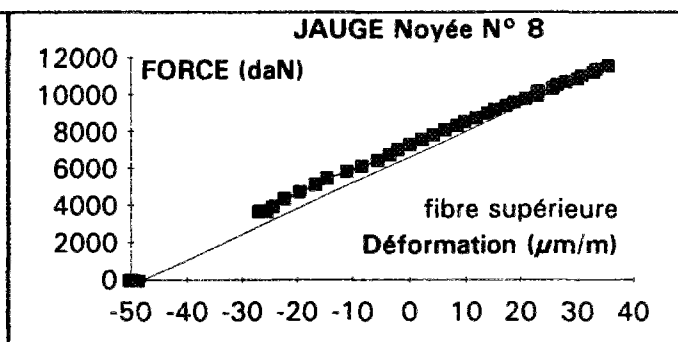


Figure 22

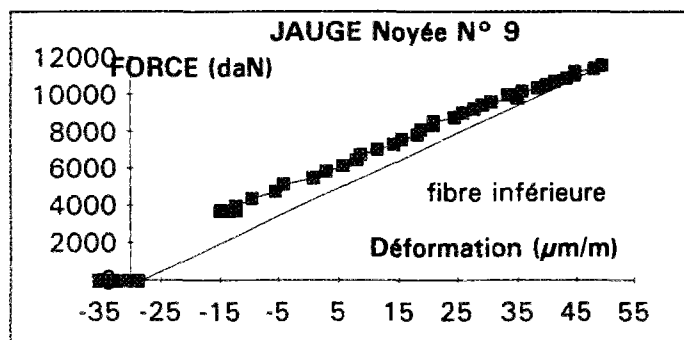


Figure 23

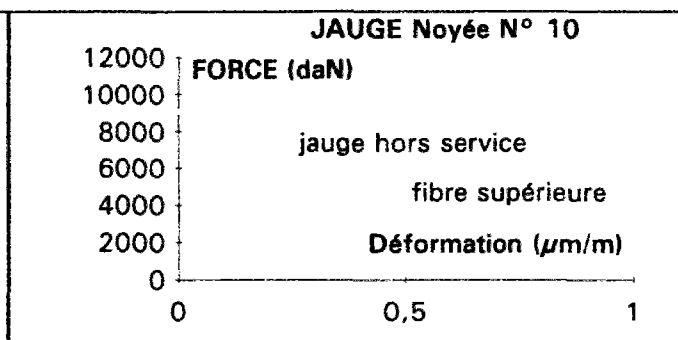


Figure 24

Les figures 15 à 24 présentent les déformations du béton en fonction de la force de traction développée lors de la simulation du choc thermique. Les valeurs des accroissements sont indiquées dans le tableau 2.

c. Détermination du retrait thermique

La dalle subit une élévation de température parce que l'hydratation du ciment est une réaction exothermique. La mesure des variations de la température du béton a été effectuée en partie basse et en partie haute de la poutre (à 20 % et 80 % de la hauteur totale h). Ces hauteurs correspondent à celles où sont placées les jauges noyées.

L'évolution de la température moyenne est représentée dans la figure 9.

Les deux sondes de température ont donné presque la même évolution : la plus grande différence est inférieure à 1 K. Ce résultat indique que, compte tenu des dimensions de l'éprouvette dans le banc de retrait contrôlé, l'essai peut être considéré comme ayant lieu en régime pratiquement isotherme.

Cependant, il existe une différence de température entre le corps du béton et la température ambiante. Pendant les premières heures, le dégagement de la chaleur d'hydratation est intense, le béton s'échauffe jusqu'à un maximum de 25 °C. Lorsque la vitesse de ce dégagement décroît et atteint, en valeur absolue, la vitesse de diffusion vers l'extérieur, le béton commence à se refroidir, et tend vers un équilibre thermique avec la température ambiante, qui est de 20 °C.

Cette observation explique les contraintes thermiques qui ont lieu au sein de l'éprouvette. L'échauffement provoque d'abord des dilatations, puis, la prise étant suffisamment

avancée, un retrait dont l'influence sur la formation (ou la propagation) de microfissures ne doit pas être négligée.

Le calcul ci-après donne un ordre de grandeur des contraintes engendrées par ce retrait, en conditions de déformation totalement empêchée :

$$\Delta\sigma_{th} = E \Delta\varepsilon_{th}$$

avec $\Delta\varepsilon_{th} = \alpha \Delta\theta$

- où σ_{th} contraintes thermiques calculées
 E module d'élasticité du béton à l'âge considéré
 α coefficient de dilatation du béton (que l'on peut ici considérer comme constant [1])
 ε_{th} déformations thermiques calculées à partir de la variation de la température entre le béton et l'ambiance
 $\Delta\theta$ variation de la température du béton

Ainsi pour notre exemple, nous avons tracé sur la figure 14 la courbe ainsi calculée des déformations thermiques. On en déduit que l'essentiel des contraintes mesurées sont d'origine thermique.

d. Mesures des déformations par les capteurs de surface

La mesure de l'élongation de l'éprouvette au cours de la sollicitation qui simule un effet thermique montre, pour les deux bases de mesure d'un mètre, un comportement différent.

La fissure n'est pas localisée sous la base de mesure du capteur de surface représenté sur la figure 25.

La figure 26 présente l'évolution de l'élongation de la dalle sur une base de mesure d'un mètre comprenant la zone de fissuration.

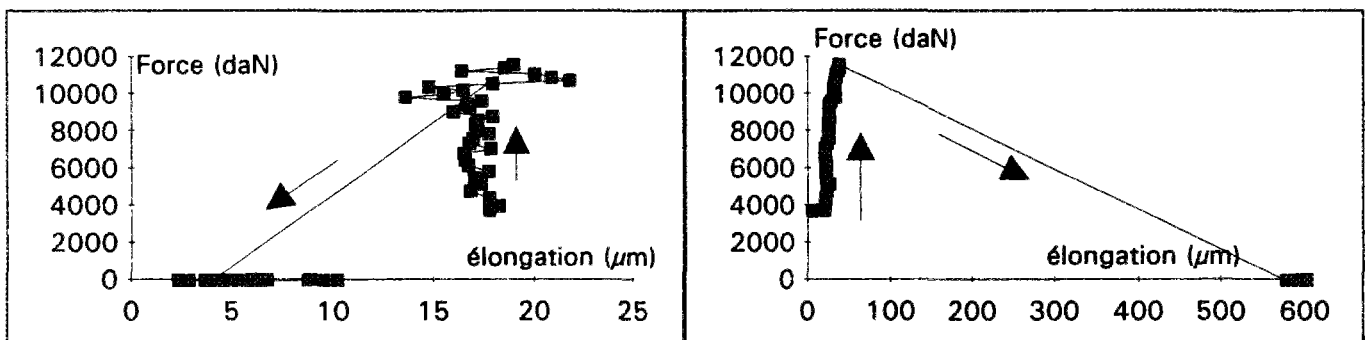


Figure 25 : Force - élongation de l'éprouvette base de mesure 1 m Figure 26 : Force - élongation de l'éprouvette base de mesure 1 m

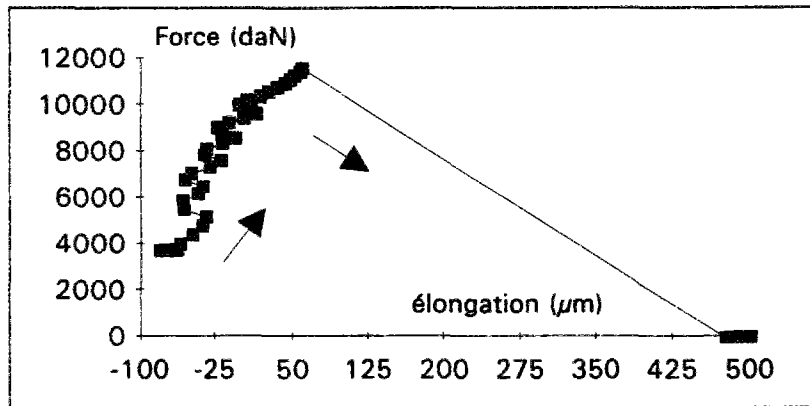


Figure 27 : Force - élongation de l'éprouvette
base de mesure 1 m

Sur la figure 27, on a tracé l'élongation de la dalle (sur la base de mesure totale de 2,7 mètre) en fonction de la force.

Tps (h)	Force (daN)	Δl (μm) sur 2,7 m	Δl_1 (μm) sur 1 m	Δl_2 (μm) sur 1 m
21,73	-2588	-16,58	-	-
27,05	12	-38,93	-	-
78,50	3686	-62,77	17,75	20,43
81,28	11534	60,24	18,96	39,23
81,37	-118	477,37	3,96	579,64

enregistre la fissure
n'enregistre pas la fissure
enregistre la fissure

Tableau 3 : valeur des élongations à différentes échéances

III.2. Retrait contrôlé : dalle de 20 cm avec une armature ronde

Ce second essai met en oeuvre un barreau de béton de 20 cm de hauteur sur un support glissant et parcouru par une armature ronde de 16 mm de diamètre. Le taux d'acier est ainsi de 0,67 %. L'armature utilisée est issue d'un même lot que les armatures testées dans les essais d'adhérence acier-béton de la série n° 4.

Comme dans les autres essais, les parois latérales ont été désolidarisées des plaques d'extrémité avant le gonflement du béton, soit, ici, à 10 heures.

a. Contrainte mesurée dans l'éprouvette

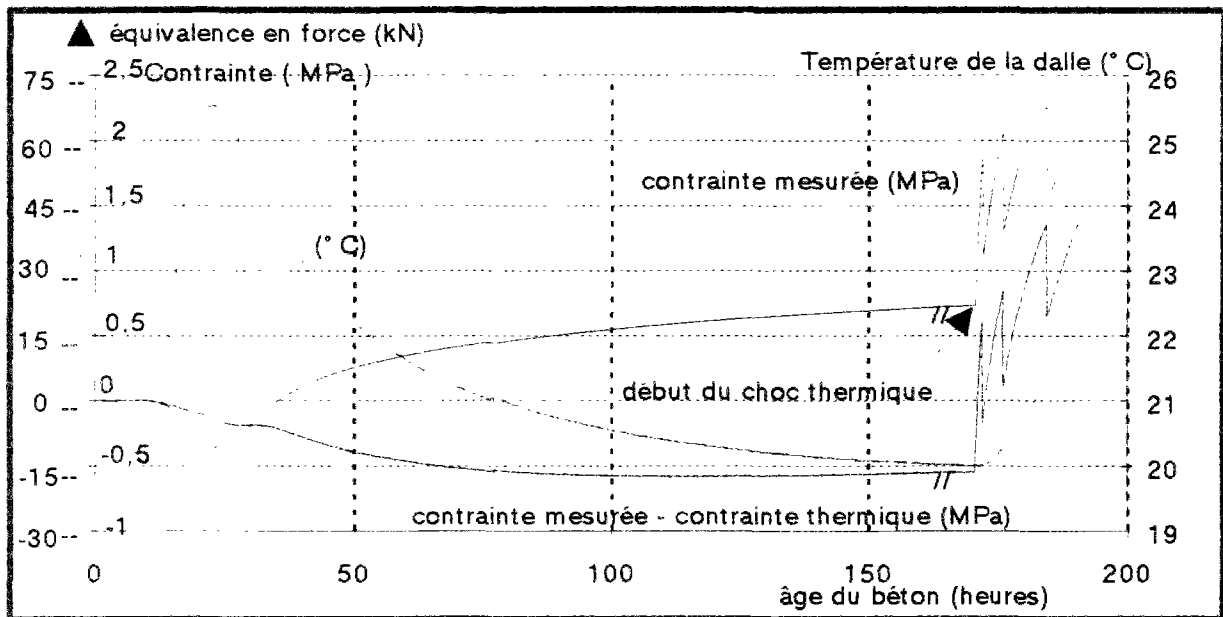


Figure 28 : Evolution de la contrainte de retrait contrôlé en fonction du temps dans le cas d'une dalle armée avec un rond cranté de 16 mm de diamètre et ne présentant pas de frottement avec son support.

L'élévation de température dans le béton débute environ 10 heures et 30 minutes après avoir introduit l'eau de gâchage. A partir de ce moment, on observe une compression de la dalle. Le maximum de la température est atteint à 25 heures et vaut 25,5 °C. A cet instant, le gonflement du béton est maximum. On mesure une force de compression de 10800 N soit une contrainte de compression de 0,34 MPa.

Au cours du refroidissement du béton, des contraintes de traction apparaissent.

La détermination de la contrainte dans le béton est effectuée en considérant la section homogénéisée "béton + acier" comme il est précisé dans les équations ci-après.

soit ε^* , σ^* , E^* la déformation, la contrainte et le module de la section homogénéisée
 ε_b , σ_b , E_b la déformation, la contrainte et le module du béton
 ε_a , σ_a , E_a la déformation, la contrainte et le module de l'acier
 F la force mesurée expérimentalement

$$\varepsilon^* = \varepsilon_b = \varepsilon_a = \frac{\sigma^*}{E^*} = \frac{F}{AE_a + BE_b}$$

$$\sigma_b = E_b \varepsilon_b = E_b \varepsilon^* = \frac{E_b F}{AE_a + BE_b}$$

A 7 jours, une simulation d'un choc thermique a été réalisée sur la dalle, par chauffage et dilatation du bâti.

Age (h)	Force (daN)	Contrainte (MPa)	θ banc (°C)	θ béton à 0,5h	
25,18	-1080,22	-0,34		25,38	
35,36	-0,63	-0,00		23,77	
170,40	2193,19	0,70	20,28	20	juste avant le chargement
171,88	5617,5	1,78	21,68	20,02	juste avant la fissure 1
171,97	3285,56	1,04	21,86	20,02	juste après la fissure 1
175,97	6115,62	1,94	33,64	20,26	juste avant la fissure 2
176,06	3919,93	1,24	33,89	20,27	juste après la fissure 2
184,58	6740,87	2,13	57,5	21,31	juste avant la fissure 3
184,66	4634	1,46	57,7	21,33	juste après la fissure 3

Tableau 4 : Evolution des efforts et de la température dans le béton

Pour cet essai, trois fissures ont pu être observées dans la dalle. La première fissure se développe pour une force de 56170 N correspondant à une contrainte de traction de 1,78MPa. La dilatation du bâti est très faible à cet instant puisque l'écart entre les températures relevées dans les montants du bâti en BHP ne dépasse jamais 1,5 K. Lors de chaque fissuration, l'armature reprend une partie des efforts libérés par le béton. La contrainte de traction dans la dalle chute à 1,1 MPa. Nous avons poursuivi l'essai jusqu'à trois ruptures afin d'obtenir une estimation d'un refroidissement critique (Figure 29).

b. Mesures par les jauges noyées

Les dimensions des jauges et les positions en X, Y, Z sont rappelées dans la page 136

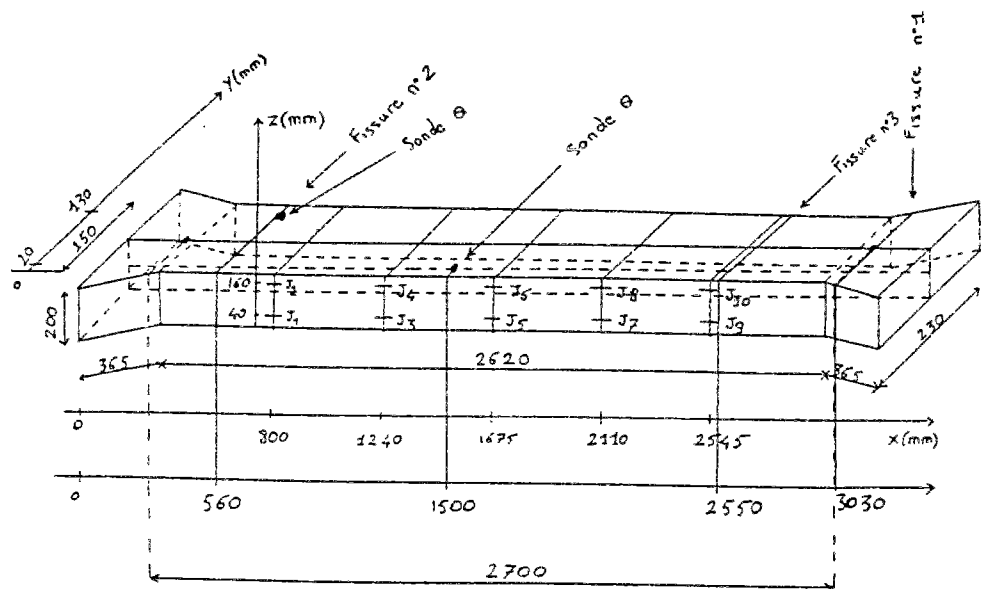


Figure 29 : Position des jauges noyées et localisation des 3 fissures

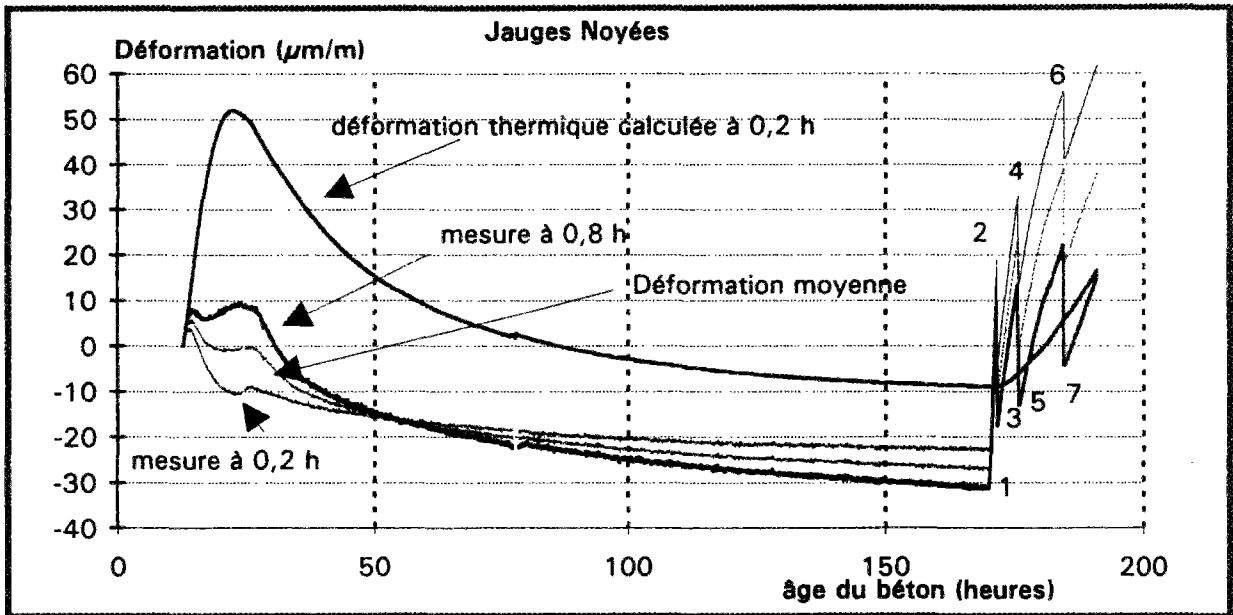


Figure 30 : Moyenne des déformations mesurées par les jauges noyées en fibres inférieure et supérieure de l'éprouvette (0,2 h et 0,8 h)

La figure 30 présente l'évolution des déformations mesurées par les jauges noyées. L'instant d'origine des représentations graphiques est de 12 heures 30 minutes. Il correspond à l'instant où la rigidité du béton est supérieure à celle de la jauge.

Lorsque l'on trace les courbes des déformations mesurées (Figure 30), nous obtenons une courbe qui correspond à une traction des jauges durant le gonflement du béton. Comme le gonflement est empêché, la traction est inférieure à 10 µm/m. Puis, les courbes montrent une compression des jauges durant le retrait thermique.

Déformation des jauges noyées (µm/m) en fonction de l'âge du béton										
Age (h)	jaugeN1	jaugeN2	jaugeN3	jaugeN4	jaugeN5	jaugeN6	jaugeN7	jaugeN8	jaugeN9	jaugeN10
25,18	6,71	14,45	-1,02	8,82	-15,12	-2,45	-19,35	11,64	-17,24	10,86
35,36	2,88	0,05	-4,86	-6,28	-18,25	-20,36	-21,07	-3,47	-21,07	-3,54
170,40	2,53	-24,95	-18,59	-31,36	-32,79	-44,75	-31,36	-27,85	-32,07	-25,73
171,88	41,43	18,18	21,71	9,65	9,63	-5,15	13,16	11,77	8,96	12,47
171,97	18,19	-6,46	-0,82	-15,00	-13,61	-33,31	-9,38	-15,71	-10,06	-17,81
175,97	53,32	26,54	34,31	13,72	23,64	-2,40	28,59	15,21	24,37	14,51
176,06	35,11	-4,34	18,21	-14,36	4,71	-28,37	8,24	-9,35	4,04	-9,35
184,58	67,89	26,33	62,96	21,24	50,17	5,12	53,69	25,53	44,56	31,87
184,66	46,92	6,08	39,90	0,98	27,10	-15,83	28,52	6,70		
Age (h)	Hauteur 0,2 h	Hauteur 0,8 h	moyenne	Force(daN)						
25,18	-9,20	8,66	-0,27	-1080						
35,36	-12,47	-6,72	-9,59	0						
170,40	-22,45	-30,92	-26,69	2193						
171,88	18,98	9,38	14,18	5617						
171,97	-3,13	-17,65	-10,39	3285						
175,97	32,84	13,52	23,18	6115						
176,06	14,06	-13,15	0,45	3919						
184,58	55,85	22,02	38,93	6740						
184,66	35,61	-0,52	17,55	4634						
										juste avant le chargement
										juste avant la fissure n° 1
										juste après la fissure n° 1
										juste avant la fissure n° 2
										juste après la fissure n° 2
										juste avant la fissure n° 3
										juste après la fissure n° 3

Tableau 5 : Evolution des déformations des 10 jauges noyées en fonction de l'âge du béton

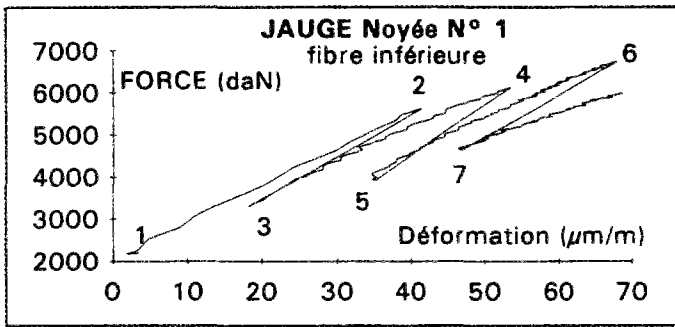


Figure 31

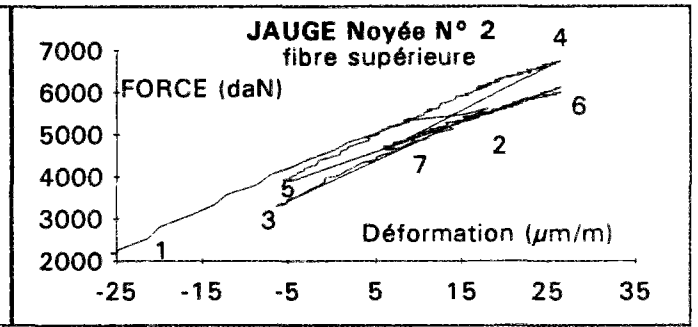


Figure 32

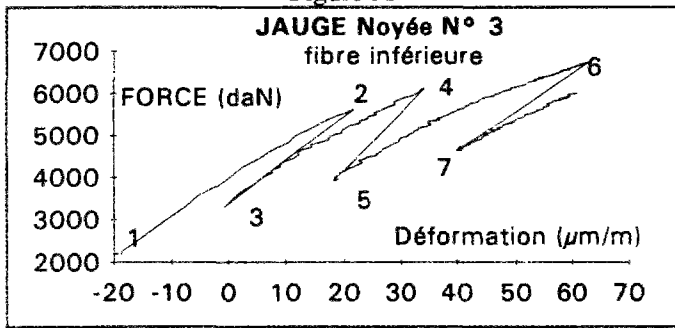


Figure 33

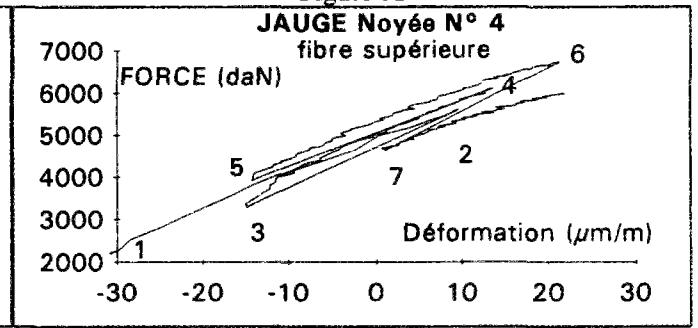


Figure 34

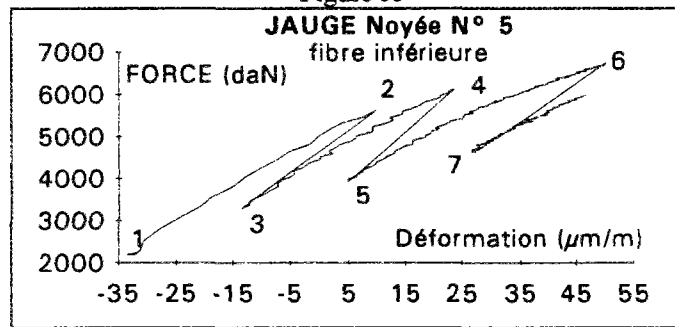


Figure 35

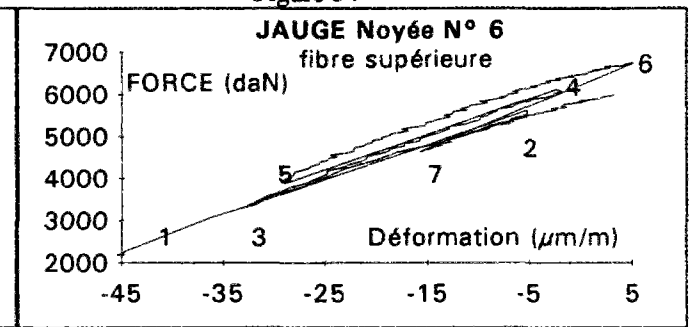


Figure 36

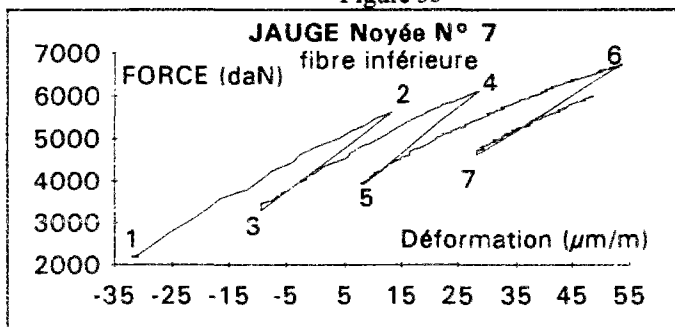


Figure 37

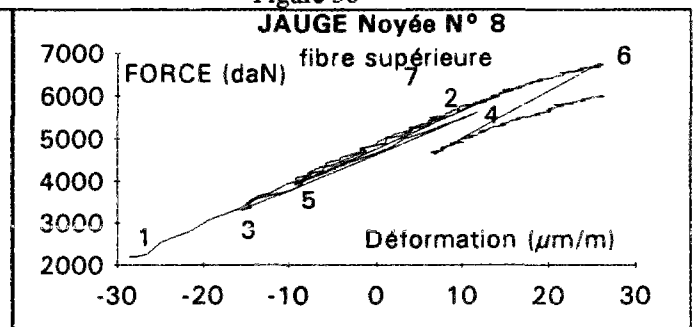


Figure 38

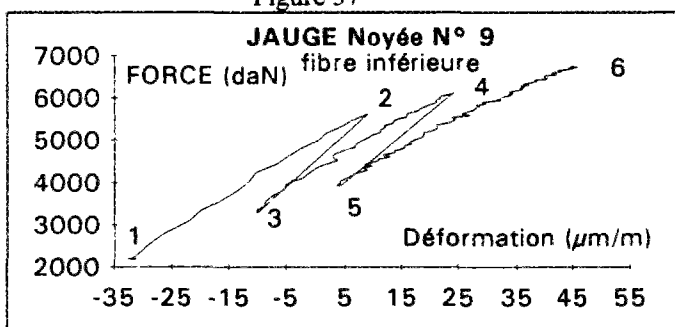


Figure 39

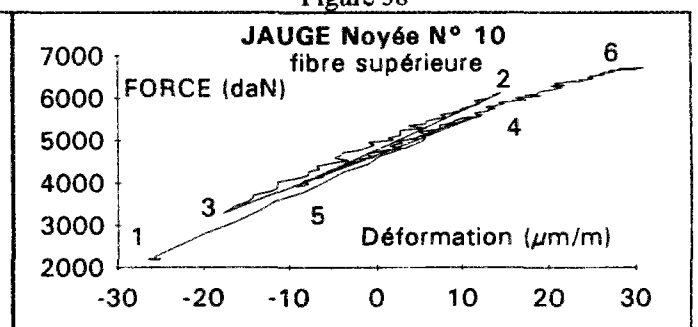


Figure 40

— Déformations mesurées dans le béton —

Les figures 31 à 40 présentent les déformations du béton en fonction de la force de traction développée lors de la simulation du choc thermique. Les valeurs des accroissements sont indiquées dans le tableau 5.

La première fissure se situe dans la queue d'aronde, dans une section supérieure à la section courante du béton. Mais on verra que cela n'a pas limité l'analyse de l'essai. La position des trois fissures est repérée sur la figure 29. La fissure n°3 se développe sur les jauges 9 et 10. Celles-ci sont alors mise hors service.

Les figures 30a, 30b, 30c, 30d, 30e présentent un comportement différent des jauges en fonction de la distance qui les sépare de la fissure.

Lors de l'ouverture de la première fissure, les jauges les plus éloignées de la fissure enregistrent une chute de la déformation de l'ordre de 23 à 24 $\mu\text{m}/\text{m}$. Plus les jauges sont proches de la fissure et plus celles-ci enregistrent des écarts importants par rapport à cette valeur moyenne de 23 à 24 $\mu\text{m}/\text{m}$. Les jauges en fibre supérieure semblent mesurer la plus importante chute des valeurs et inversement pour les jauges en fibre supérieure.

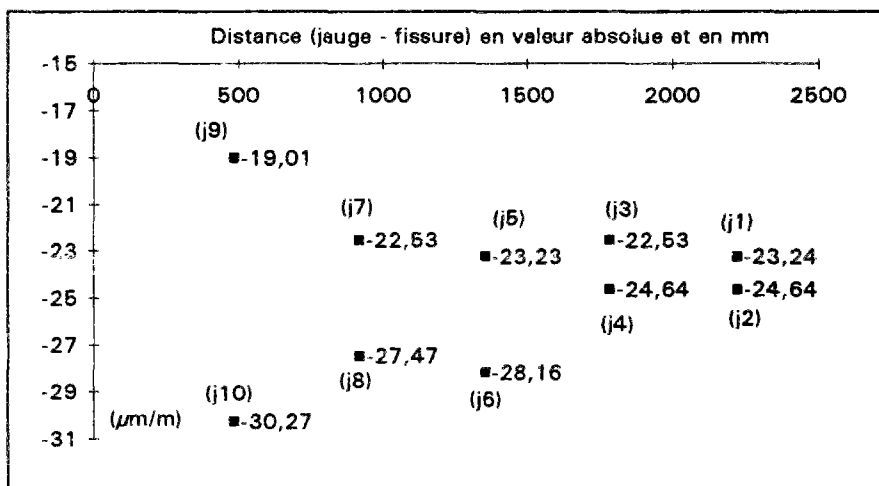


Figure 30a : Variation de la déformation des jauges noyées au cours de l'apparition de la fissure n° 1 dans le cas d'une dalle armée avec un rond cranté de 16 mm
Déchargement lors de l'ouverture de la fissure 1

Lors du rechargement qui suit l'ouverture de la première fissure (figure 30b), les mesures faites par les jauges ne présentent pas d'évolution significative.

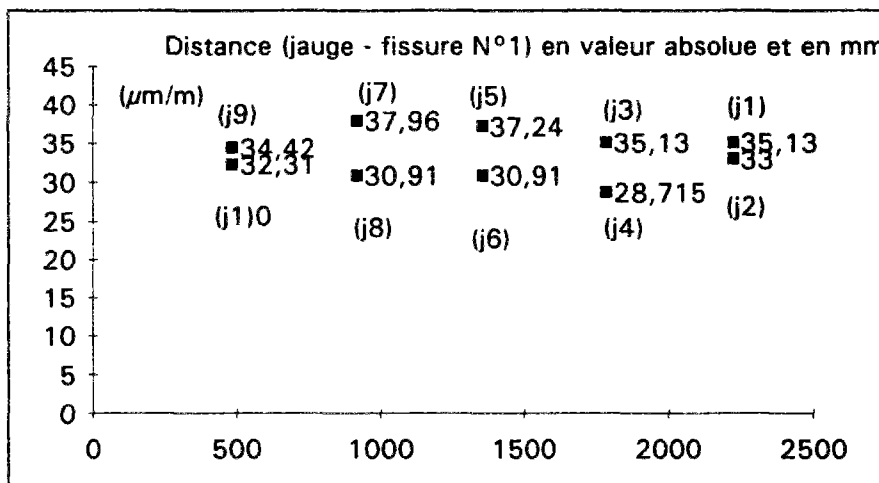


Figure 30b : Variation de la déformation des jauges noyées au cours de l'apparition de la fissure n° 1 dans le cas d'une dalle armée avec un rond cranté de 16 mm
reprise du chargement après la fissure n°1

Lors de l'ouverture de la seconde fissure (figure 30c), les jauges les plus éloignées de la fissure enregistrent une chute de la déformation de l'ordre de $20 \mu\text{m}/\text{m}$ pour les jauges en fibre inférieure et de $24 \mu\text{m}/\text{m}$ pour les jauges en fibre supérieure. Plus les jauges sont proches de la fissure et plus celles-ci enregistrent des écarts importants par rapport à cette valeur précédente. Les jauges en fibre supérieure mesurent une importante chute des valeurs lorsque celles-ci sont près de la fissure.

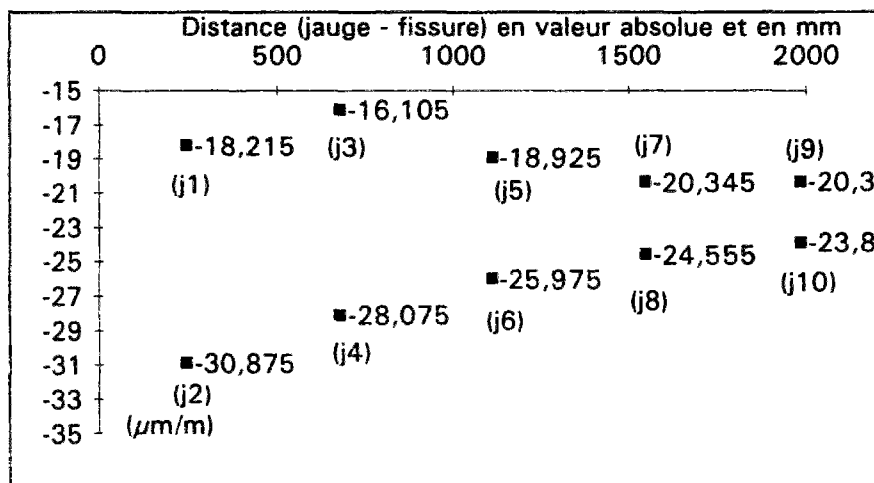


Figure 30c : Variation de la déformation des jauges noyées au cours de l'apparition de la fissure n° 2 dans le cas d'une dalle armée avec un rond cranté de 16 mm
Déchargement lors de l'ouverture de la fissure 2

Lors du rechargement qui suit l'ouverture de la seconde fissure (figure 30d), les mesures les plus élevées sont faites par les jauges en fibre inférieure les plus éloignées des deux premières fissures.

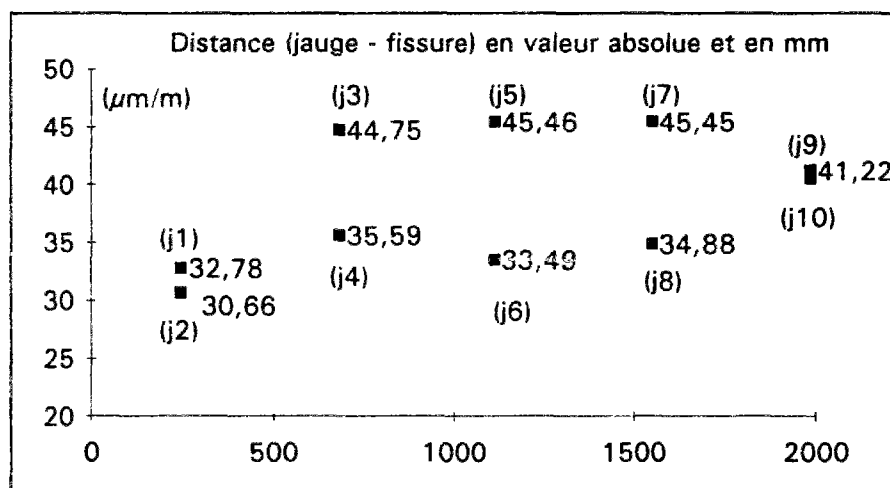


Figure 30d : Variation de la déformation des jauges noyées au cours de l'apparition de la fissure n° 2 dans le cas d'une dalle armée avec un rond cranté de 16 mm
reprise du chargement après la fissure n° 2

Lors de l'ouverture de la troisième fissure (figure 30e), les jauges les plus éloignées de la fissure enregistrent une chute de la déformation de l'ordre de $21 \mu\text{m}/\text{m}$ à $23 \mu\text{m}/\text{m}$. Plus les jauges sont proches de la fissure et plus celles-ci enregistrent des écarts importants par rapport à cette valeur. Les jauges 9 et 10 se situent sur la fissure.

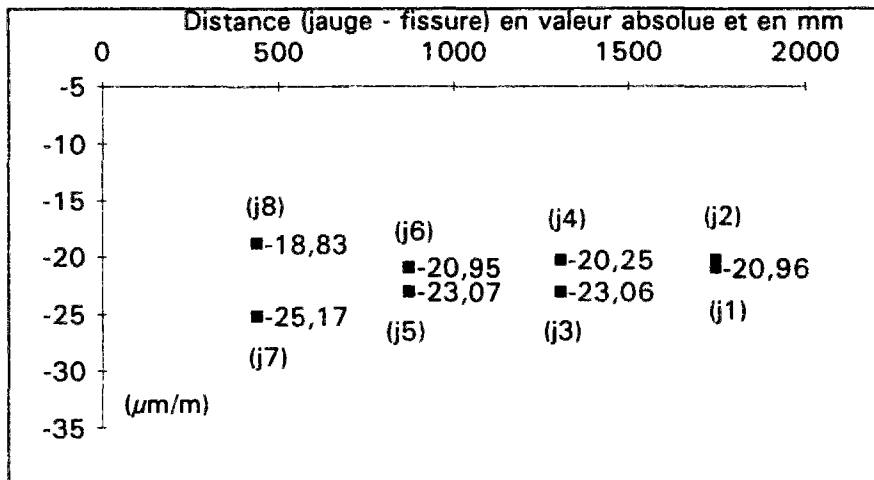


Figure 30e : Variation de la déformation des jauges noyées au cours de l'apparition de la fissure n° 3 dans le cas d'une dalle armée avec un rond cranté de 16 mm
Déchargement lors de l'ouverture de la fissure 3

c. Détermination de la contrainte thermique

Dans ce qui suit, on suppose que le béton est un matériau qui ne flue pas donc un matériau élastique parfaitement fragile.

Connaissant les valeurs du coefficient de dilatation thermique, du module d'Young, des variations de la température entre le béton et l'ambiance, on peut calculer la part de la contrainte d'origine contrainte thermique. Elle est obtenue en multipliant les valeurs de la courbe des déformations thermiques par les valeurs du module d'Young.

On observe (Figure 28) que la contrainte mesurée est, en valeur absolue, plus faible que cette contrainte calculée. La différence augmente dans le temps puis se stabilise. Ceci est dû au fluage du matériau et la différence entre ces deux valeurs fournit une estimation du fluage qui se produit dans le béton sous l'effet de la contrainte thermique.

d. Mesures des déformations par les capteurs de surface

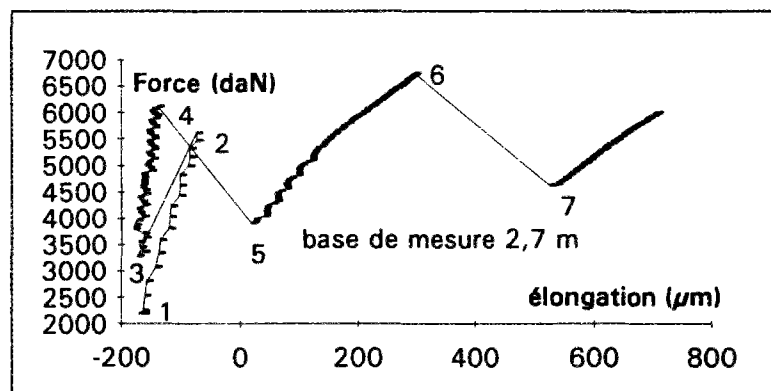


Figure 41 : Force - élongation de l'éprouvette

Comme il est indiqué sur la figure 29, la première fissure se situe à quelques millimètres à l'extérieur de la base de mesure de 2,7 m. De ce fait, l'élongation mesurée par le capteur

externe lors de l'ouverture de la fissure 1 (entre les points 2 et 3 de la figure 41) indique une valeur égale l'élongation mesurée avant le chargement (point 1 de la figure 41). Les autres fissures situées sous la base de mesure s'observent par une augmentation importante de la valeur de l'élongation (entre les points 4 et 5, entre les points 6 et 7).

Tps (h)	Force (daN)	Contrainte (MPa)	Δl (μm)
25,18	-1080	-0,34	-53
35,36	-0	-0,00	-81
170,40	2193	0,70	-166
171,88	5617	1,78	-73
171,97	3285	1,04	-173
175,97	6115	1,94	-137
176,06	3919	1,24	16
184,58	6740	2,13	295
184,66	4634	1,46	526

Tableau 6 : Valeurs des élongations mesurées sur la base de 2,7 m

e. Interprétation des mesures

- Le banc n'étant pas infiniment rigide, la déformation de la dalle n'est pas nulle. On mesure une valeur du raccourcissement initial de la dalle.
Sur 2,7 m, on a un Δl mesuré avant la simulation du choc thermique (point 1 figure 41) de $-167 \mu\text{m}$ pour une contrainte mesurée de $0,73 \text{ MPa}$
- Premier chargement noté C1
 - Sur 2,7 m, on mesure une élongation de la dalle de $+94 \mu\text{m}$
 - Les jauges noyées indiquent une déformation croissante de $+41 \mu\text{m/m}$
 - La contrainte du béton calculée en section homogénéisée augmente de $1,08 \text{ MPa}$
 - On peut en déduire :
 - un module d'Young du béton $E^{(c1)} = \frac{\sigma}{\varepsilon} = \frac{1,08}{41 \cdot 10^{-6}} = 26000 \text{ MPa}$
 - un écart de température dans le béton équivalent à l'accroissement de la contrainte

$$\Delta\theta^{(c1)} = \frac{\sigma}{E^{(c1)} \alpha} = \frac{1,08}{26000 \times 10 \cdot 10^{-6}} = 4 \text{ K}$$
 - Si l'éprouvette avait eu un comportement élastique, l'élongation aurait été de :

$$\Delta l^{(c1)} = \frac{L \Delta\sigma}{E^{(c1)}} = \frac{2700 \times 1,08}{26000} = 110 \mu\text{m}$$
- Première fissure notée F1
 - Elle se situe à 5 millimètres à l'extérieur de la base de mesure
 - La base de mesure de 2,7 m indique un raccourcissement instantané de $-100 \mu\text{m}$
 - La contrainte chute de $1,78 \text{ MPa}$ à $1,04 \text{ MPa}$
 - On en déduit un Δl élastique $\Delta l^{(F1)} = \frac{d\sigma}{E^{(c1)}} = \frac{1,78 - 1,04}{26000} = 28 \mu\text{m}$
 - et par différence un Δl dû à la fissure, soit de l'ordre de $70 \mu\text{m}$
 - La partie de béton en dehors de la base de mesure faisant une longueur de 320 mm subit une élongation de $15 \mu\text{m}$ environ lors du premier chargement
 - On peut estimer que l'ouverture instantanée de la fissure F1 est comprise entre $70 \mu\text{m}$ et $85 \mu\text{m}$.

- Second chargement noté C2

- Sur 2,7 m, on mesure une élongation de la dalle de + 36 μm
- Les jauges noyées indiquent une déformation croissante de l'ordre de + 33 $\mu\text{m}/\text{m}$
- La contrainte du béton augmente de 0,9 MPa
- On peut en déduire :

- un module d'Young apparent du béton $E^{*(c2)} = \frac{\sigma}{\varepsilon} = \frac{0,9}{33 \cdot 10^{-6}} = 27500 \text{ MPa}$

- un écart de température dans le béton équivalent à l'accroissement de la contrainte

$$\Delta\theta^{(c2)} = \frac{\sigma}{E^{(c1)} \alpha} = \frac{0,9}{26000 \times 10 \cdot 10^{-6}} = 3,5 \text{ K}$$

- Si l'éprouvette avait eu un comportement élastique, l'élongation aurait été de :

$$\Delta l^{(c2)} = \frac{L d\sigma}{E^{(c1)}} = \frac{2700 \times 0,9}{26000} = 93 \mu\text{m}$$

- On obtient par différence une estimation de l'accroissement de l'ouverture de la fissure F1 en dehors de la base de mesure, soit 57 μm (93-36). L'ouverture F1 après le charge C2 est de 70 μm (à 85 μm) + 57 μm soit 140 μm environ.

- Seconde fissure notée F2

- La base de mesure de 2,7 m indique une élongation instantanée de 154 μm
- La contrainte chute de 1,94 MPa à 1,24 MPa

- On en déduit un Δl élastique $\Delta l^{(F2)} = \frac{d\sigma}{E^{(c1)}} = \frac{1,94 - 1,24}{26000} = 27 \mu\text{m}$

- et par différence un Δl dû à la fissure, soit 127 μm

- Troisième chargement noté C3

- Sur 2,7 m, on mesure une élongation de la dalle de + 280 μm
- Les jauges noyées en fibre supérieure indiquent une déformation croissante de l'ordre de + 34 $\mu\text{m}/\text{m}$
- La contrainte du béton augmente de 0,9 MPa
- On peut en déduire :

- un module d'Young apparent du béton $E^{*(c3)} = \frac{\sigma}{\varepsilon} = \frac{0,9}{34 \cdot 10^{-6}} = 26500 \text{ MPa}$

- un écart de température dans le béton équivalent à l'accroissement de la contrainte

$$\Delta\theta^{(c3)} = \frac{\sigma}{E^{(c1)} \alpha} = \frac{0,9}{26000 \times 10 \cdot 10^{-6}} = 3,5 \text{ K}$$

- Si l'éprouvette avait eu un comportement élastique, l'élongation aurait été de :

$$\Delta l^{(c3)} = \frac{L d\sigma}{E^{(c1)}} = \frac{2700 \times 0,9}{26000} = 93 \mu\text{m}$$

- On obtient par différence une estimation de l'accroissement de l'ouverture de la fissure F2 (sous la base de mesure), soit 187 μm (280-93). On peut estimer que cet accroissement est identique pour la fissure F1 en dehors de la base de mesure. L'ouverture F2 après le charge C3 est de 127 μm + 187 μm soit 315 μm environ. L'ouverture F1 après le charge C3 est de 140 μm + 187 μm soit 325 μm environ.

- Troisième fissure notée F3

- La base de mesure de 2,7 m indique une élongation instantanée de 230 μm
- La contrainte chute de 2,13 MPa à 1,46 MPa

- On en déduit un Δl élastique $\Delta l^{(F3)} = \frac{d\sigma}{E^{(c1)}} = \frac{2,13 - 1,46}{26000} = 26 \mu\text{m}$

- et par différence un Δl dû à la fissure, soit 204 μm

III.3. Retrait contrôlé : dalle de 16 cm avec un flexarm

Ce troisième essai met en oeuvre un barreau de béton, dont la hauteur est de 16,2 cm, sur un support glissant et armé par un ruban d'acier de section 40 mm x 2,44 mm. Le taux d'armature est alors de 0,4 %.

L'armature utilisée est issue d'un même lot que les armatures testées dans les essais d'adhérence acier-béton de la série n° 4.

Pour éviter de perturber les mesures des efforts de retrait contrôlé, les parois latérales ont été désolidarisées des plaques d'extrémité, juste avant le gonflement du béton, soit à 9 heures. Cette échéance correspond au temps de début de prise.

a. Contrainte mesurée dans l'éprouvette

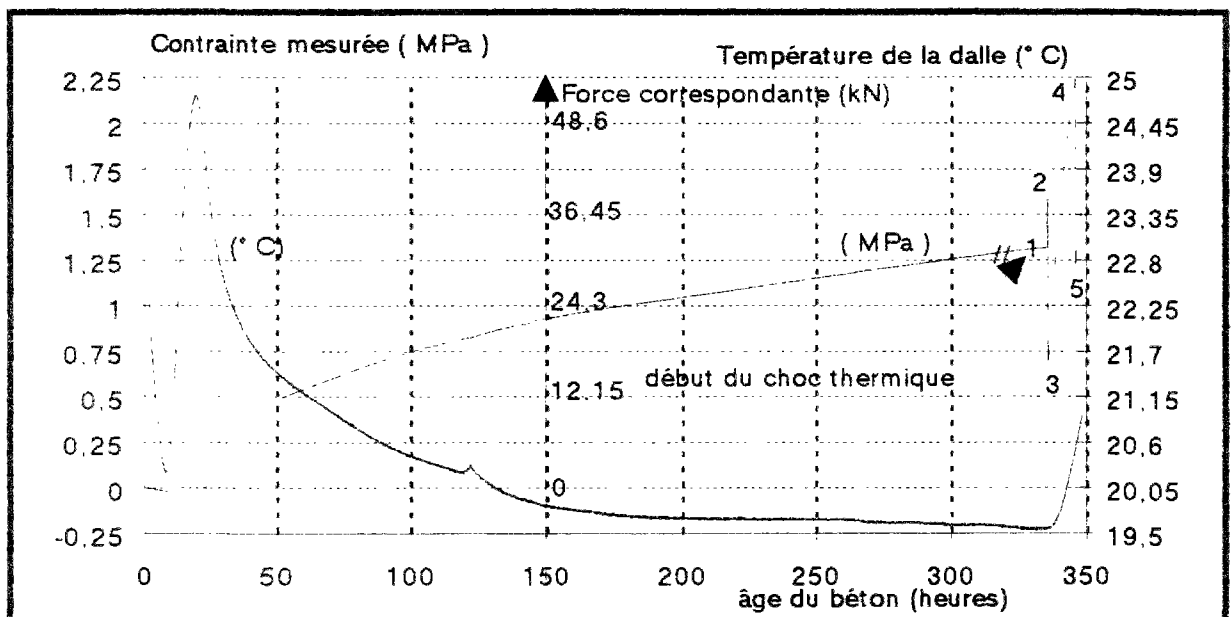


Figure 42 : Evolution de la contrainte et de la température dans une dalle armée avec un flexarm, et ne présentant pas de frottement avec son support.

L'élévation de température dans le béton débute environ 9 heures après avoir introduit l'eau de gâchage. A partir de ce moment, on observe une compression de la dalle. Le maximum de la température est atteint à 19 heures 30 minutes et vaut 25,8 °C à 20 % de la hauteur totale et 24,8 °C à 80 % de cette hauteur.

Le maximum de la contrainte de compression coïncide avec le maximum de la température. La force mesurée est de 5840 N, correspondant à une contrainte de compression de 0,2 MPa dans le béton. La contrainte dans le béton est calculée en considérant la section homogénéisée de l'éprouvette "béton + acier".

Au cours du refroidissement du béton, des contraintes de traction apparaissent.

A 14 jours, une simulation d'un choc thermique a été réalisée sur la dalle par chauffage et dilatation du bâti.

Age (h)	Force (daN)	Contrainte (MPa)	θ banc (°C)	θ béton à 0,2 h (°C)	θ béton à 0,8 h (°C)	θ salle (°C)
19,52	-583	-0,22	-	25,83	24,75	21
24,30	-6	-0,00	-	24,97	23,97	20,75
335,29	3193	1,27	20,17	19,41	19,55	21
335,64	3935	1,57	21,19	19,42	19,56	20,26
335,73	1667	0,66	21,21	19,42	19,56	20,31
345,73	5431	2,16	47,4	20,11	20,5	22
345,81	2976	1,19	47,66	20,13	20,52	22
358,95	5289	2,11	76,83	22,63	23,28	25,5

juste avant le chargement
juste avant la fissure n° 1
juste après la fissure n° 1
juste avant la fissure n° 2
juste après la fissure n° 2

Tableau 7 : Evolution des efforts et de la température dans le béton

Pour cet essai, deux fissures ont pu être observées dans la dalle.

La première fissure apparaît pour une force de 39360 N correspondant à une contrainte de traction de 1,6 MPa. La dilatation du bâti est assez faible à cet instant, puisque l'écart de température relevé dans les montants du bâti en BHP est de 1 K, mais cela suffit pour créer une tension dans le corps d'épreuve. La contrainte de traction dans la dalle chute à 0,65 MPa. Nous avons poursuivi l'essai jusqu'à obtenir deux fissures au total afin de simuler un refroidissement critique dans la dalle (Figure 43).

b. Mesures par les jauges noyées

Les dimensions des jauges et les positions en X, Y, Z sont rappelées dans la page 136

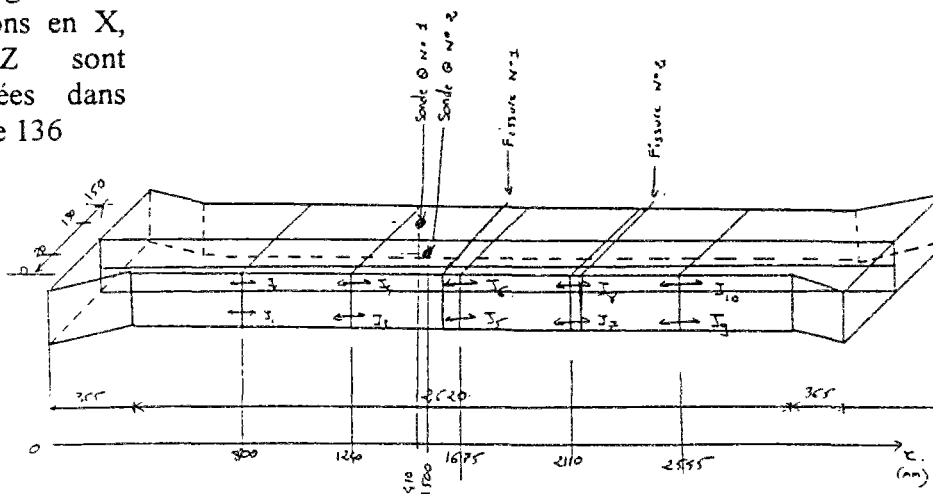


Figure 43 : Position des jauges noyées et localisation des 2 fissures

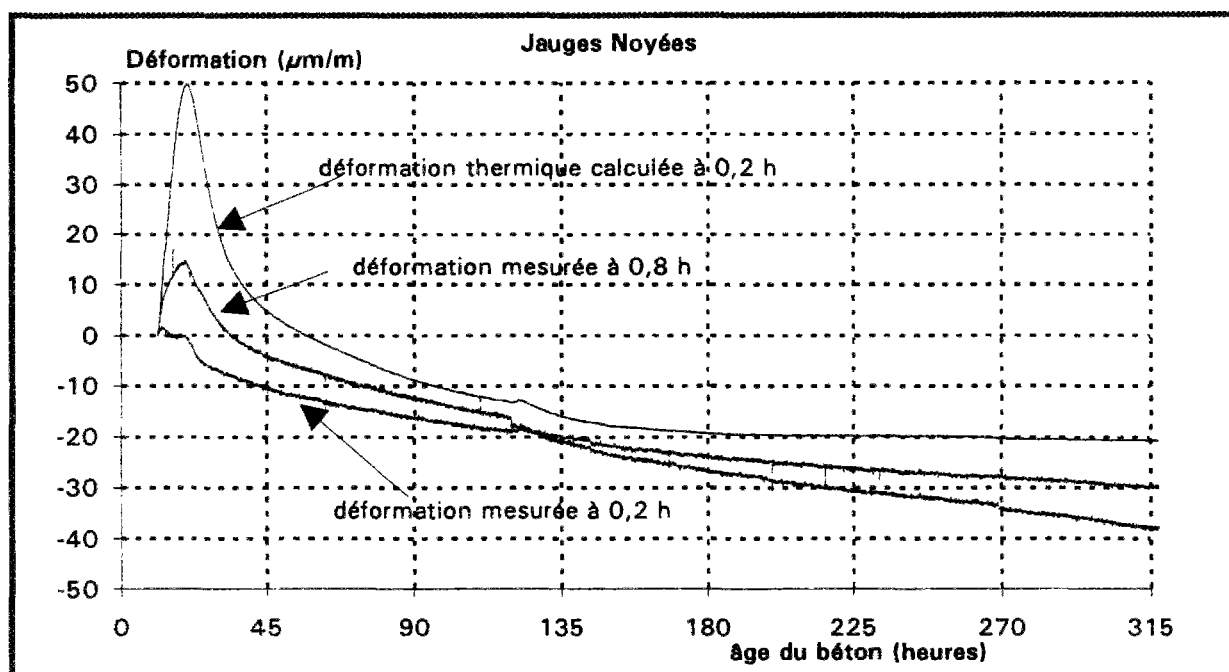


Figure 44 : Moyenne des déformations mesurées par les jauges noyées dans les fibres inférieure et supérieure (à 0,2 et 0,8 fois la hauteur h)

La figure 44 présente l'évolution des déformations mesurées par les jauges noyées. L'instant d'origine des représentations graphiques (10 heures 45 minutes) correspond à l'instant où la rigidité du béton est supérieure à celle de la jauge.

Nous avons tracé sur la figure 44 la courbe calculée des déformations thermiques à 0,2h comme le produit du coefficient de dilatation thermique par la variation de température. On constate les déformations mesurées correspondent à une traction des jauges durant le gonflement du béton et à une compression durant le retrait thermique. On en déduit que l'essentiel des déformations mesurées sont issues du retrait thermique.

Déformation des jauges noyées ($\mu\text{m/m}$) en fonction de l'âge du béton										
Age (h)	jaugeN1	jaugeN2	jaugeN3	jaugeN4	jaugeN5	jaugeN6	jaugeN7	jaugeN8	jaugeN9	jaugeN10
19,52	-3,5	2	7	18	10	16,5	2	13	-15,5	25
24,30	-8,5	-3,5	2,5	11	5	10,5	-1,5	5	-22	20
335,29	-28	-47	-28,5	-77,5	-27	-32,5	-30	-34	-39,5	-28
335,64	-17	-38,5	-16,5	-73	-16	-32	-19	-26	-29	-20,5
335,73	-33	-90	-27	-135	-40,5	-110	-30,5	-83,5	-45,5	-68
345,73	26	-37,5	20,5	-90,5	-26,5	-112,5	28	-35	17	-15
345,81	-7	-70,5	-11	-124	-45	-125,5	-31	-108,5	-19	-51
358,95	40,5	-27	35	-79	-6	-106,5	-6	-100	27	-8
Age (h)	Hauteur 0,2 h	Hauteur 0,8 h	moyenne	Force(daN)						
19,52	0	15	7,5	-583						
24,30	-5	8,5	1,75	-6						
335,29	-30,5	-44	-37,25	3193						
335,64	-19,5	-38	-28,75	3935						
335,73	-35,5	-97,5	-66,5	1667						
345,73	13	-58	-22,5	5431						
345,81	-22,5	-96	-59,25	2976						
358,95	18	-64	-23	5289						

Tableau 8: Evolution des déformations des 10 jauges noyées en fonction de l'âge du béton

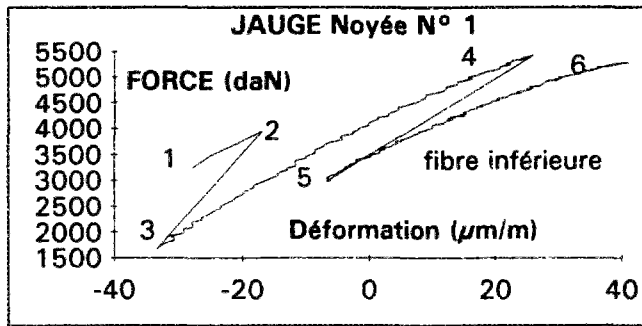


Figure 45

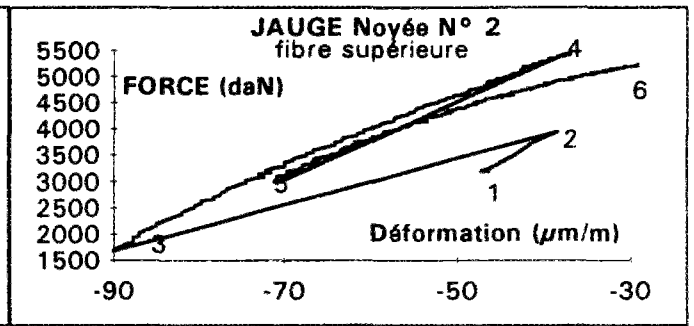


Figure 46

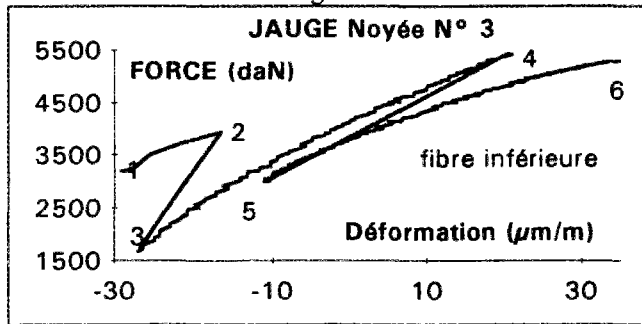


Figure 47

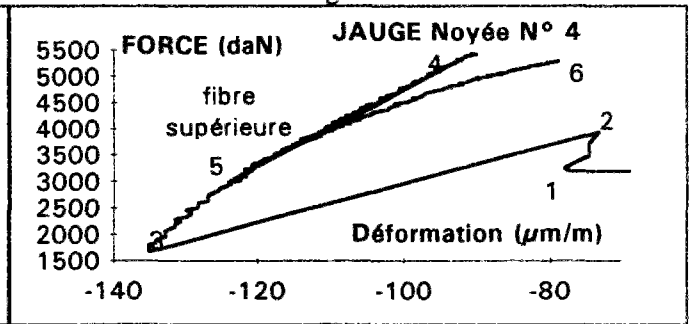


Figure 48

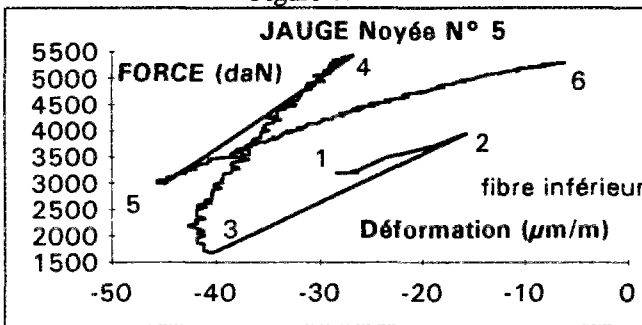


Figure 49

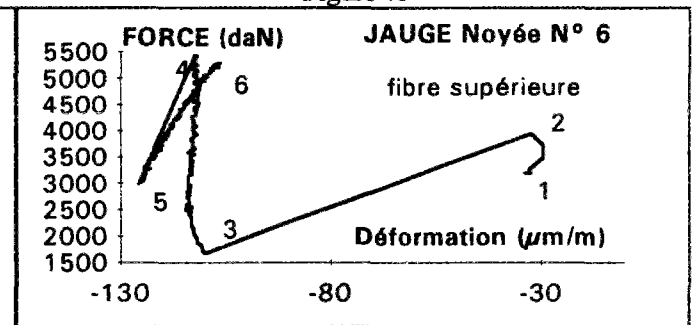


Figure 50

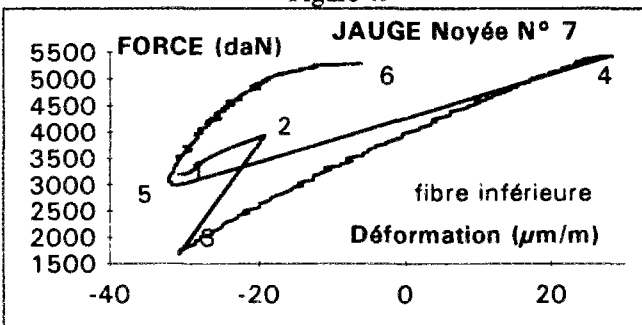


Figure 51

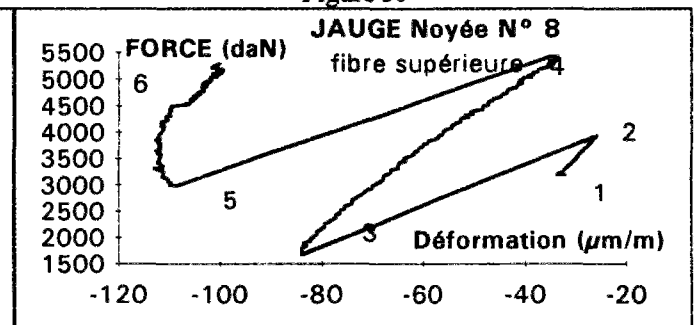


Figure 52

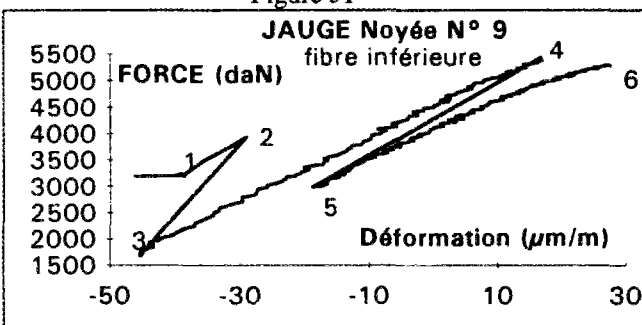


Figure 53

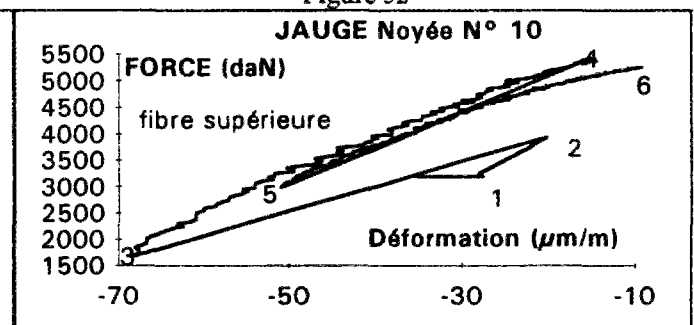


Figure 54

— Déformations mesurées dans le béton —

Les figures 45 à 54 présentent les déformations du béton en fonction de la force de traction développée lors de la simulation du choc thermique. Les valeurs des accroissements sont indiquées dans le tableau 8.

La position des deux fissures est repérée sur la figure 43.

Les figures 54a, 54b, 54c, 54d représentent un comportement différent des jauges en fonction de la distance qui les sépare de la fissure.

Lors de l'ouverture de la première fissure (figure 54a) :

- les jauges en fibre supérieure
 - les plus éloignées de la fissure enregistrent une chute de la déformation de l'ordre de 48 à 52 $\mu\text{m}/\text{m}$
 - les plus proches de la fissure enregistrent une chute de la déformation de l'ordre de 80 $\mu\text{m}/\text{m}$
- les jauges en fibre inférieure
 - les plus éloignées de la fissure enregistrent une chute de la déformation de l'ordre de 16 $\mu\text{m}/\text{m}$
 - les plus proches de la fissure enregistrent une chute de la déformation de l'ordre de 25 $\mu\text{m}/\text{m}$

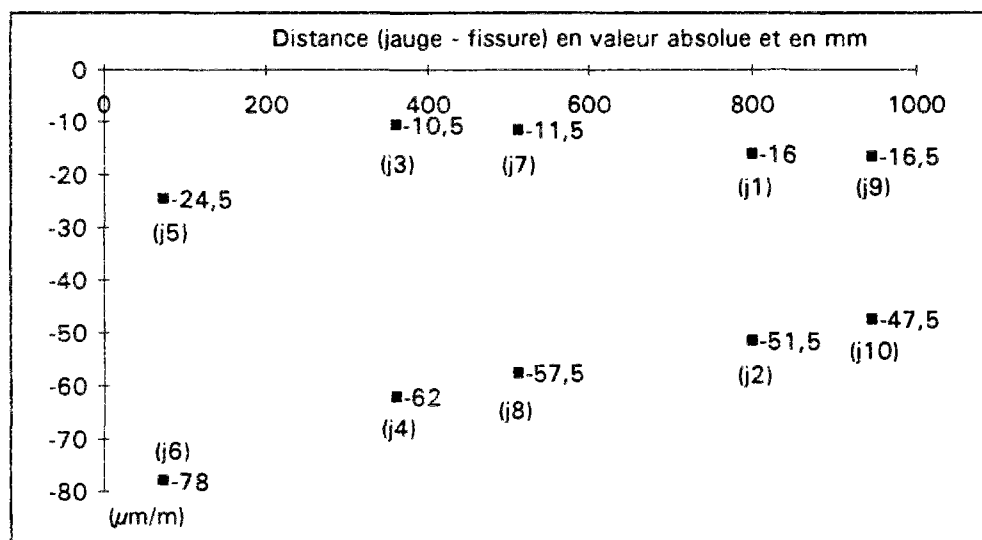


Figure 54a : Variation de la déformation des jauges noyées au cours de l'apparition de la fissure n° 1 dans le cas d'une dalle armé avec un acier plat de 40 mm x 2,44 mm
Déchargement lors de l'ouverture de la fissure n°1

Lors de la reprise du chargement après l'ouverture de la première fissure (figure 54b) :

- les jauges en fibre supérieure
 - les plus éloignées de la fissure enregistrent une augmentation de la déformation de l'ordre de 50 à 53 $\mu\text{m}/\text{m}$
 - les plus proches de la fissure enregistrent une chute de la déformation de l'ordre de -2 $\mu\text{m}/\text{m}$
- les jauges en fibre inférieure
 - les plus éloignées de la fissure enregistrent une augmentation de la déformation de l'ordre de 60 à 62 $\mu\text{m}/\text{m}$
 - les plus proches de la fissure enregistrent une augmentation de la déformation de l'ordre de 14 $\mu\text{m}/\text{m}$

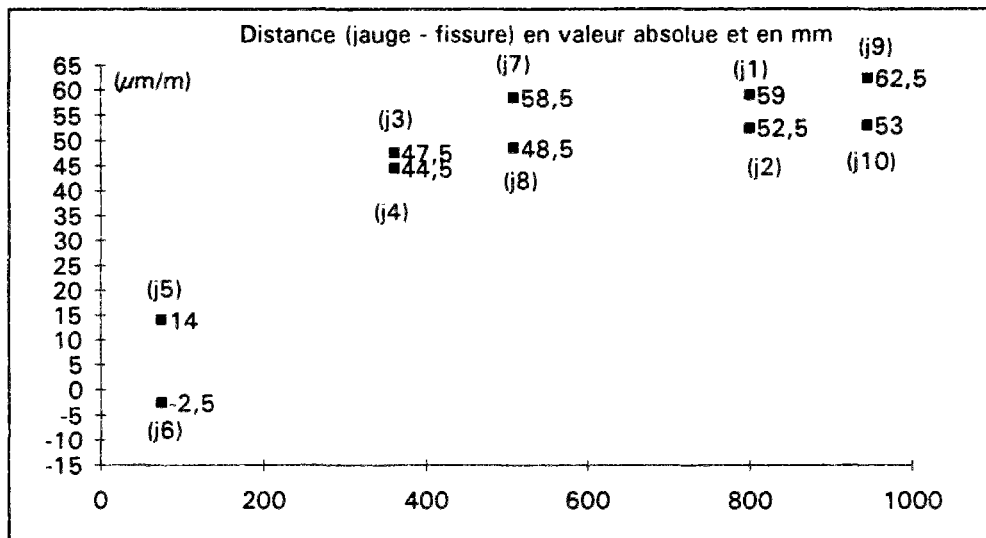


Figure 54b : Variation de la déformation des jauges noyées au cours de l'apparition de la fissure n° 1 dans le cas d'une dalle armé avec un acier plat de 40 mm x 2,44 mm reprise du chargement après la fissure n°1

Lors de l'ouverture de la seconde fissure (figure 54c) :

- les jauges les plus éloignées de la fissure 2 enregistrent une chute de la déformation de l'ordre de 31 à 33 $\mu\text{m/m}$
- les jauges les plus proches de la première fissure enregistrent une chute de la déformation de l'ordre de 13 à 18 $\mu\text{m/m}$

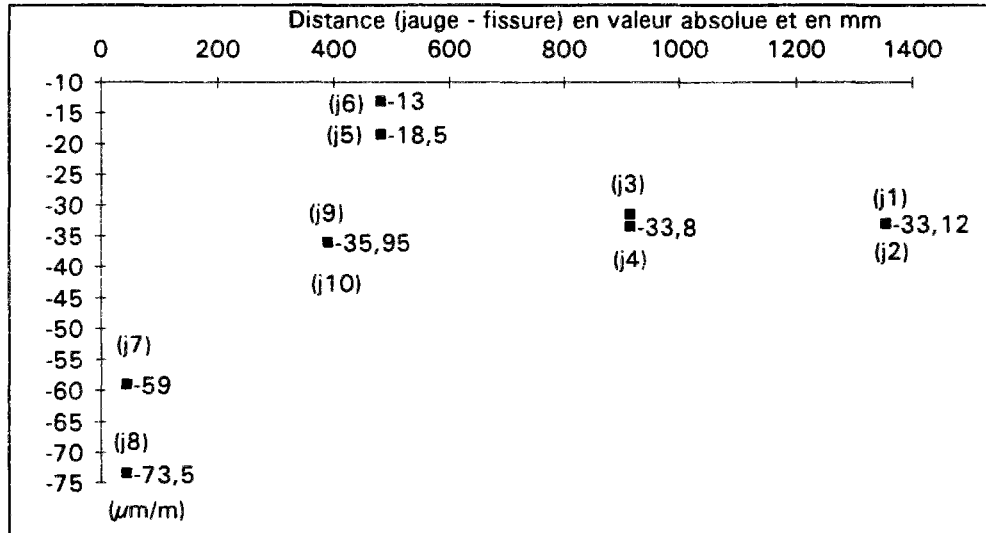


Figure 54c : Variation de la déformation des jauges noyées au cours de l'apparition de la fissure n° 2 dans le cas d'une dalle armé avec un acier plat de 40 mm x 2,44 mm Déchargement lors de l'ouverture de la fissure n° 2

Lors de la reprise du chargement après l'ouverture de la seconde fissure (figure 54d) :

- les jauges en fibre supérieure les plus éloignées des deux fissures enregistrent une augmentation de la déformation de l'ordre de 45 à 46 $\mu\text{m/m}$
- les jauges en fibre inférieure les plus éloignées des deux fissures enregistrent une augmentation de la déformation de l'ordre de 43 à 45 $\mu\text{m/m}$

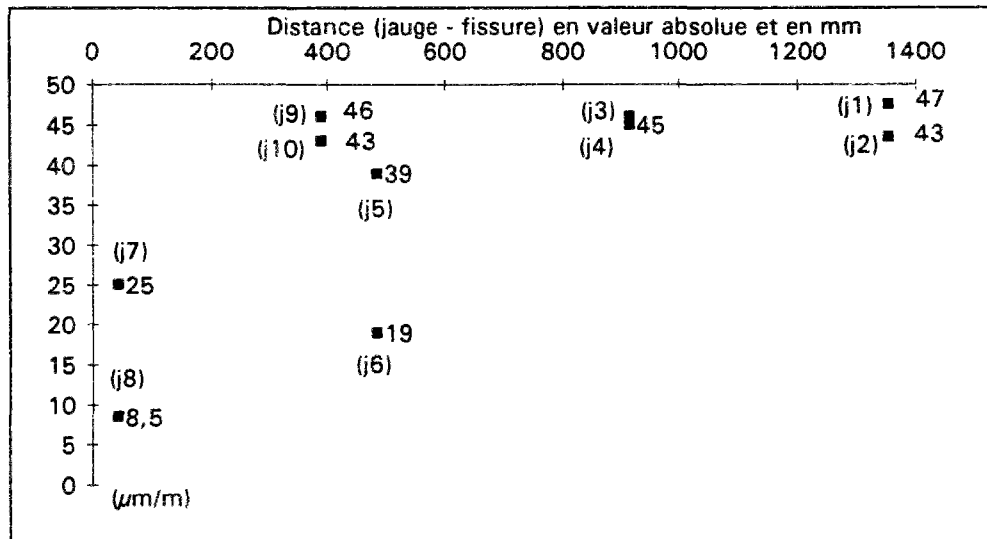


Figure 54d : Variation de la déformation des jauges noyées au cours de l'apparition de la fissure n° 2 dans le cas d'une dalle armé avec un acier plat de 40 mm x 2,44 mm reprise du chargement après la fissure n° 2

c. Mesures des déformations par les capteurs de surface

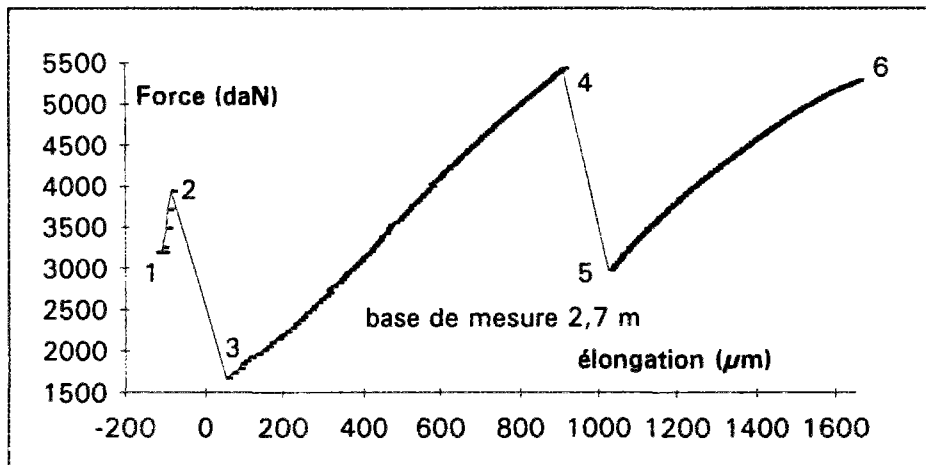


Figure 55 : Force - élongation de l'éprouvette

Les deux fissures situées sous la base de mesure s'observe par une augmentation importante de la valeur de l'élongation (entre les points 2 et 3 et entre les points 4 et 5).

Tps (h)	Force (daN)	Contrainte (MPa)	Δl (μm)
19,53	-584	-0,22	
24,31	-7	0,00	
335,30	3194	1,27	-123
335,64	3936	1,57	-90
335,73	1667	0,66	53
345,73	5431	2,16	908
345,82	2976	1,19	1025
358,95	5290	2,11	1654

juste avant le chargement
juste avant la fissure n° 1
juste après la fissure n° 1
juste avant la fissure n° 2
juste après la fissure n° 2

Tableau 9 : Valeurs des élongations mesurées sur la base de 2,7 m

d. Interprétation des mesures

- Le banc n'étant pas infiniment rigide, la déformation de la dalle n'est pas nulle. On mesure un raccourcissement initial de la dalle.

Sur 2,7 m, on a un Δl mesuré avant la simulation du choc thermique (point 1 figure 55) de $-122 \mu\text{m}$ pour une contrainte de $1,27 \text{ MPa}$

- Premier chargement noté C1

- Sur 2,7 m, on mesure une élongation de la dalle de $+32 \mu\text{m}$
- Les jauges noyées indiquent une déformation croissante de $11 \mu\text{m/m}$
- La contrainte du béton calculée en section homogénéisée augmente de $0,3 \text{ MPa}$
- on peut en déduire :

- un module d'Young du béton $E^{(c1)} = \frac{\sigma}{\varepsilon} = \frac{0,3}{11 \cdot 10^{-6}} = 27000 \text{ MPa}$

- un écart de température dans le béton équivalent à l'accroissement de la contrainte

$$\Delta\theta^{(c1)} = \frac{\sigma}{E^{(c1)} \alpha} = \frac{0,3}{27000 \times 10 \cdot 10^{-6}} = 1 \text{ K}$$

- Si l'éprouvette avait eu un comportement élastique, l'élongation aurait été de :

$$\Delta l^{(c1)} = \frac{L d\sigma}{E^{(c1)}} = \frac{2700 \times 0,3}{27000} = 30 \mu\text{m}$$

- Première fissure notée F1

- La base de mesure de 2,7 m indique un allongement instantané de $+143 \mu\text{m}$
- La contrainte dans le béton chute de $1,57 \text{ MPa}$ à $0,66 \text{ MPa}$
- on peut en déduire :

- un Δl élastique $\Delta l^{(F1)} = \frac{d\sigma}{E^{(c1)}} = \frac{1,57 - 0,66}{27000} = 34 \mu\text{m}$

- et par différence un Δl dû à la fissure, soit de l'ordre de $110 \mu\text{m}$

- Second chargement noté C2

- Sur 2,7 m, on mesure une élongation de la dalle de $+855 \mu\text{m}$
- Les jauges noyées en fibre supérieure indiquent une déformation croissante de l'ordre de $53 \mu\text{m/m}$
- La contrainte dans le béton augmente de $1,5 \text{ MPa}$
- on peut en déduire :

- un module d'Young apparent du béton $E^{*(c2)} = \frac{\sigma}{\varepsilon} = \frac{1,5}{53 \cdot 10^{-6}} = 28500 \text{ MPa}$

- un écart de température dans le béton équivalent à l'accroissement de la contrainte

$$\Delta\theta^{(c2)} = \frac{\sigma}{E^{*(c1)} \alpha} = \frac{1,5}{27000 \times 10 \cdot 10^{-6}} \approx 5,5 \text{ K}$$

- Si l'éprouvette avait eu un comportement élastique, l'élongation aurait été de :

$$\Delta l^{(c2)} = \frac{L d\sigma}{E^{(c1)}} = \frac{2700 \times 1,5}{27000} \approx 150 \mu\text{m}$$

- On obtient ainsi par différence une estimation de l'accroissement de l'ouverture de la fissure F1, soit $705 \mu\text{m}$ ($855 - 150$)

- Seconde fissure notée F2
 - La base de mesure de 2,7 m indique un allongement instantané de +117 μm
 - La contrainte dans le béton chute de 2,16 MPa à 1,19 MPa
 - on peut en déduire :
 - un Δl élastique $\Delta l^{(F1)} = \frac{d\sigma}{E^{(\epsilon 1)}} = \frac{2,16 - 1,19}{27000} = 36 \mu\text{m}$
 - et par différence un Δl dû à la fissure, soit de l'ordre de 80 μm
 - on peut estimer que l'ouverture des fissures est la moyenne des ouvertures précédemment calculée : $\frac{80 + 705}{2} = 392 \mu\text{m}$
- Troisième chargement noté C3
 - Sur 2,7 m, on mesure une élongation de la dalle de +630 μm
 - Les jauges noyées en fibre supérieure indiquent une déformation croissante de l'ordre de 43 $\mu\text{m}/\text{m}$
 - La contrainte dans le béton augmente de 0,92 MPa
 - on peut en déduire :
 - un module d'Young apparent du béton $E^{**(\epsilon 3)} = \frac{\sigma}{\epsilon} = \frac{0,92}{43 \cdot 10^{-6}} = 22500 \text{ MPa}$
 - un écart de température dans le béton équivalent à l'accroissement de la contrainte

$$\Delta\theta^{(\epsilon 3)} = \frac{\sigma}{E^{(\epsilon 1)} \alpha} = \frac{0,92}{27000 \times 10 \cdot 10^{-6}} \approx 3,5 \text{ K}$$
 - Si l'éprouvette avait eu un comportement élastique, l'élongation aurait été de :

$$\Delta l^{(\epsilon 3)} = \frac{L d\sigma}{E^{(\epsilon 1)}} = \frac{2700 \times 0,92}{27000} \approx 92 \mu\text{m}$$
 - On obtient ainsi par différence une estimation de l'accroissement de l'ouverture des fissures F1 + F2, soit 540 μm (630 - 92)
La valeur moyenne des ouvertures F1 et F2, juste avant l'ouverture d'une troisième fissure possible est alors de 392 + 270 soit 660 μm

A 7 jours, une simulation d'un choc thermique a été réalisée sur la dalle, par chauffage et dilatation du bâti.

Age (h)	Force (daN)	Contrainte (MPa)	θ banc (°C)	θ béton à 0,2 h (°C)	θ béton à 0,8 h (°C)	
24,73	-1071	-0,34	19,69	26,25	24,68	
35,83	3	0,00	19,84	24,47	23,82	
170,01	2406	0,77	19,53	19,73	19,85	juste avant le chargement
171,66	6371	2,04	21,37	19,73	19,87	juste avant la fissure n°1
171,75	2829	0,91	21,57	19,74	19,88	juste après la fissure n°1
184,80	6316	2,02	58,38	20,84	21,47	juste avant la fissure n°2

Tableau 10 : Evolution des efforts et de la température dans le béton

Pour cet essai, deux fissures se sont produites dans la dalle. La première est très ouverte et se distingue facilement, la seconde reste très fermée et à peine visible.

La première fissure est apparue pour une force de 63710 N correspondant à une contrainte de traction de 2,13 MPa. La dilatation du bâti est très faible à cet instant puisque l'écart de température relevé dans les montants en BHP est de 1 K, mais cela suffit pour créer une tension dans le corps d'épreuve. Cette fissuration s'accompagne d'une chute de traction dans la dalle, presque instantanée, de l'ordre de 0,95 MPa. Nous avons poursuivi l'essai afin d'obtenir une seconde fissure pour en déduire une estimation d'un refroidissement critique (Figure 57).

b. Mesures par les jauges noyées

Les dimensions des jauges et les positions en X, Y, Z sont rappelées dans la page 136

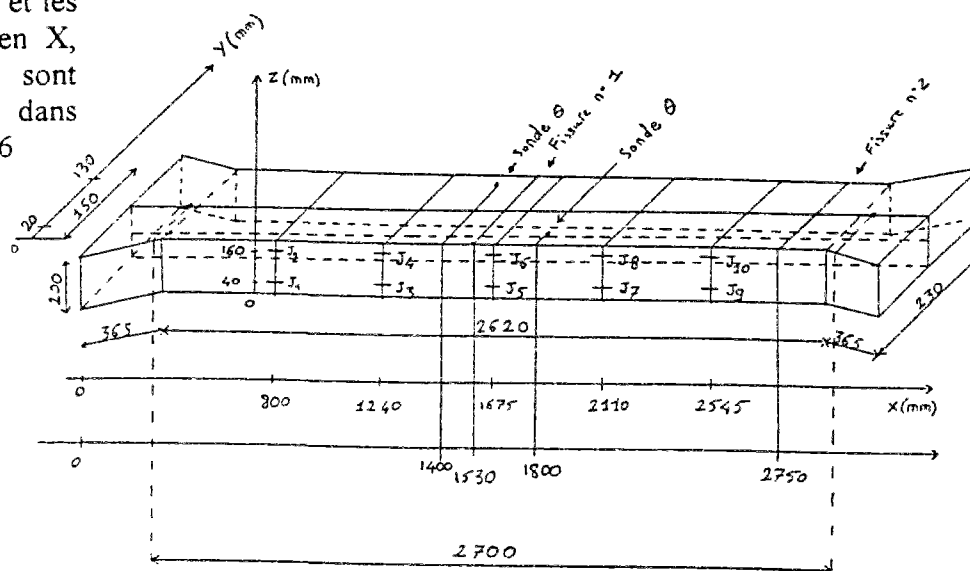


Figure 57 : Position des jauges noyées et localisation des 2 fissures

III.4. Retrait contrôlé : dalle de 20 cm avec un flexarm

Ce quatrième essai met en oeuvre un élément de béton de 20 cm, qui repose sur un support glissant et est armé par un ruban d'acier de section 40 mm x 2,44 mm. Le taux d'acier est ainsi de 0,33 %.

L'armature utilisée est issue d'un même lot que les armatures testées dans les essais d'adhérence acier-béton de la série n° 4.

Comme dans les autres essais, les parois latérales ont été désolidarisées des plaques d'extrémité avant le gonflement du béton, soit, ici, à 10 heures.

a. Contrainte mesurée dans l'éprouvette

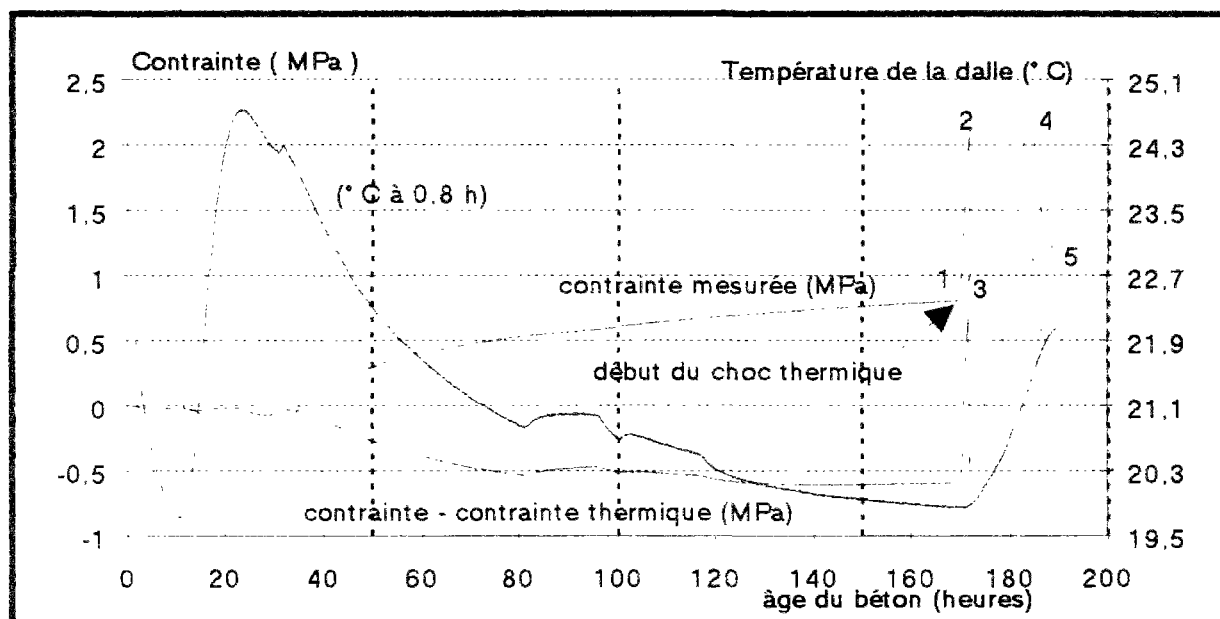


Figure 56 : Evolution de la contrainte dans une dalle de 20 cm armée avec un flexarm et ne présentant pas de frottement avec son support.

L'élévation de température dans le béton débute environ 11 heures après l'introduction de l'eau de gâchage. A partir de ce moment, on observe une compression de la dalle. Le maximum de la température est atteint à 24 heures 45 minutes et vaut 26 °C à 20 % de la hauteur totale et 25 °C à 80 % de cette hauteur. A cet instant, le gonflement du béton est maximum. La force de compression est de 10710 N et correspond à une contrainte de compression de 0,34 MPa. La détermination de la contrainte dans le béton est effectuée en considérant la section homogénéisée de l'éprouvette "béton + acier".

Au cours du refroidissement du béton, des contraintes de traction apparaissent.

Il faut souligner le caractère non instantané de la fissure n° 2 qui se développe entre les points 4 et 5 sur la figure 56. Ceci s'explique par deux phénomènes qui se superposent :

- le béton atteint sa résistance limite en traction développant ainsi une fissure n°2
- et, compte tenu du taux d'armature dans la section, les efforts de traction repris par le ruban d'acier dans le plan de la fissure n°1 conduisent à une plastification de celui-ci.

En conséquence, la seconde fissure sera très fermée.

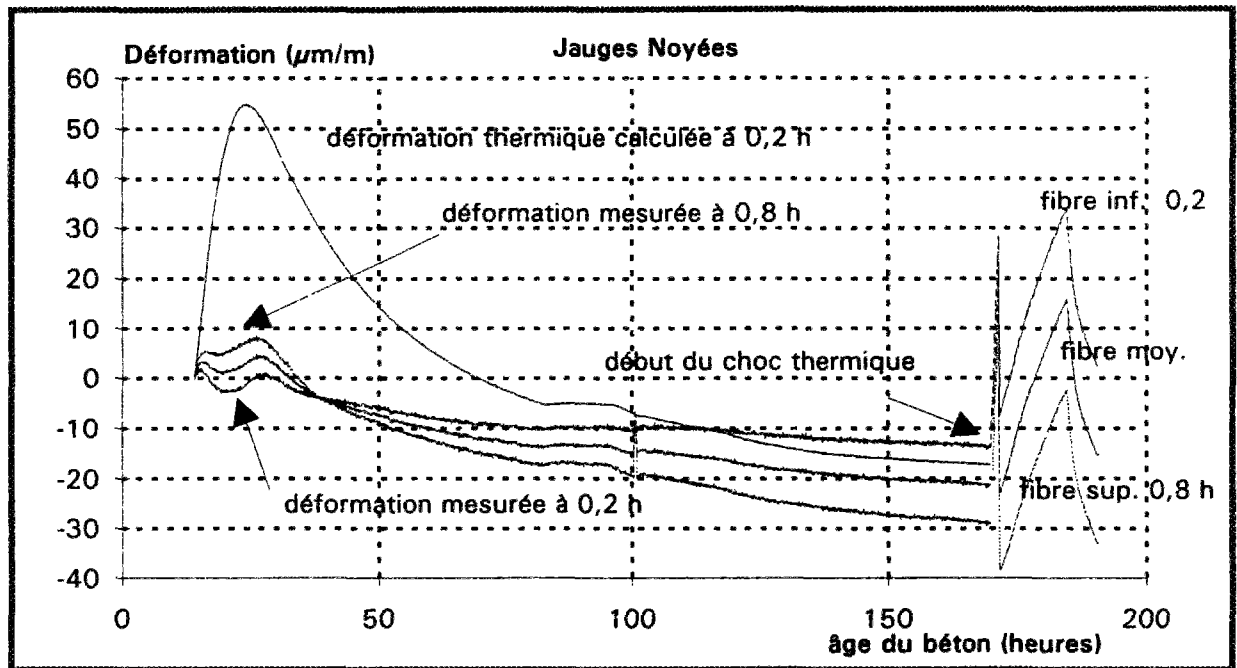


Figure 58 : Moyenne des déformations mesurées en fibre inférieure (0,2 h), en fibre supérieure (0,8 h) et leur moyenne

La figure 58 présente l'évolution des déformations mesurées par les jauges noyées. L'origine des représentations graphique est de 13 heures 45 minutes. Il correspond à l'instant où la rigidité du béton est supérieure à celle de la jauge.

Lorsque l'on trace les courbes des déformations mesurées (Figure 58), nous obtenons une courbe qui correspond à une traction des jauges durant le gonflement du béton. Comme le gonflement est contrôlé, la traction est inférieure à 10 $\mu\text{m/m}$. Puis, les courbes montrent une compression des jauges durant le retrait thermique.

Déformation des jauges noyées ($\mu\text{m/m}$) en fonction de l'âge du béton										
Age (h)	jaugeN1	jaugeN2	jaugeN3	jaugeN4	jaugeN5	jaugeN6	jaugeN7	jaugeN8	jaugeN9	jaugeN10
24,73	-11,44	-7,12	8,29	14,00	0,54	14,71	-0,16	11,19	-	5,56
35,83	-17,43	-17,96	3,72	0,35	-1,22	6,69	0,19	0,35	-	-0,35
170,01	-24,88	-41,39	-11,52	-30,83	-12,91	-20,28	-5,88	-23,80	-	-30,12
171,66	21,59	5,27	29,32	6,67	27,21	24,27	35,66	21,44	-	20,05
171,75	-12,13	-42,53	-2,98	-45,36	-14,95	-41,14	-0,16	-33,40	-	-24,93
184,80	40,17	2,67	38,76	-4,39	4,27	-31,15	53,55	2,65	-	18,16
Age (h)	Hauteur 0,2 h	Hauteur 0,8 h	moyenne	Force (daN)						
24,73	-0,69	7,67	3,49	-1071						
35,83	-3,69	-2,18	-2,93	3						
170,01	-13,80	-29,28	-21,54	2406						
171,66	28,45	15,54	21,99	6371						
171,75	-7,55	-37,47	-22,51	2829						
184,80	34,18	-2,41	15,88	6316						
										juste avant le chargement
										juste avant la fissure n°1
										juste après la fissure n°1
										juste avant la fissure n°2

Tableau 11: Evolution des déformations des 10 jauges noyées en fonction de l'âge du béton

Les figures 59 à 68 présentent les déformations du béton en fonction de la force de traction développée lors de la simulation du choc thermique. Les valeurs des accroissements sont indiquées dans le tableau 11.

La position des deux fissures est repérée sur la figure 57.

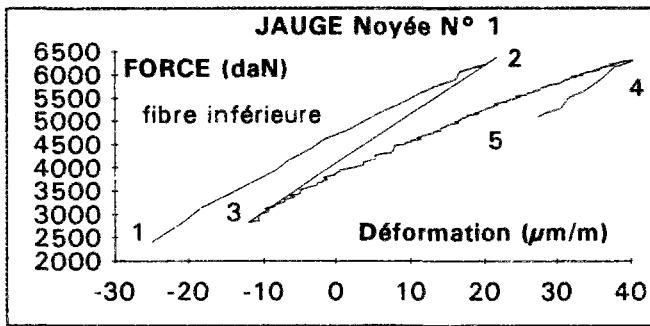


Figure 59

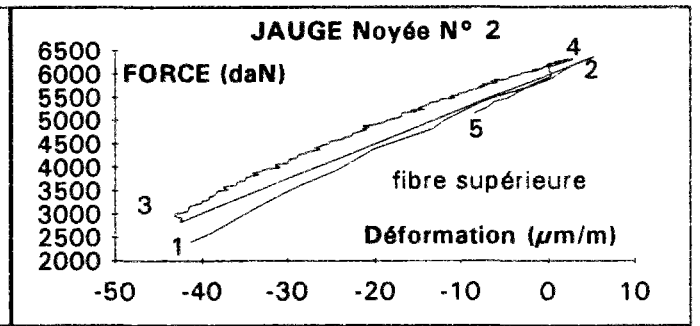


Figure 60

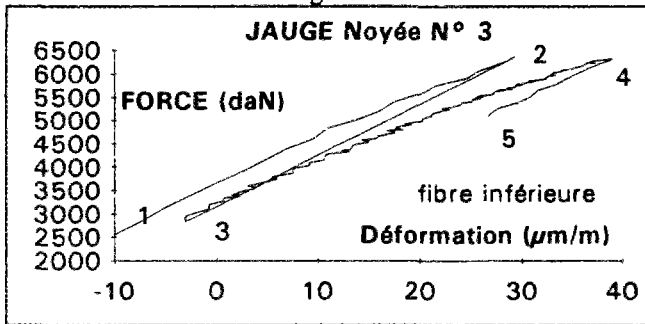


Figure 61

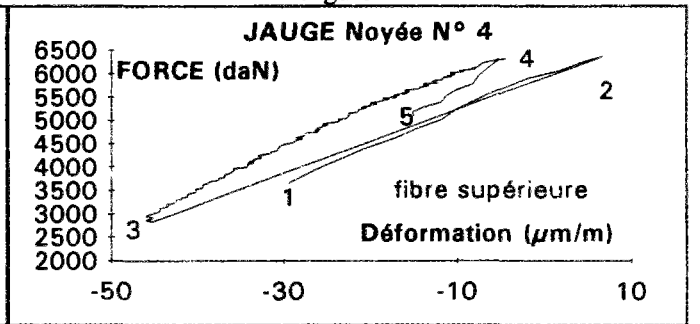


Figure 62

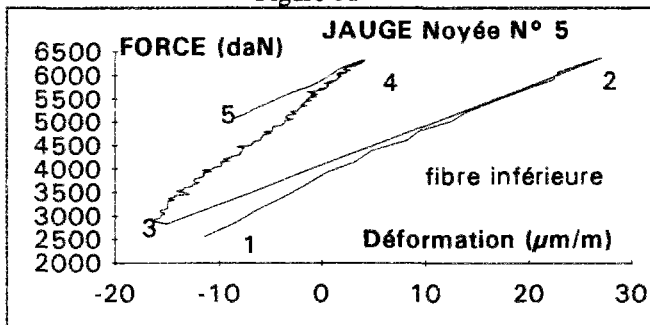


Figure 63

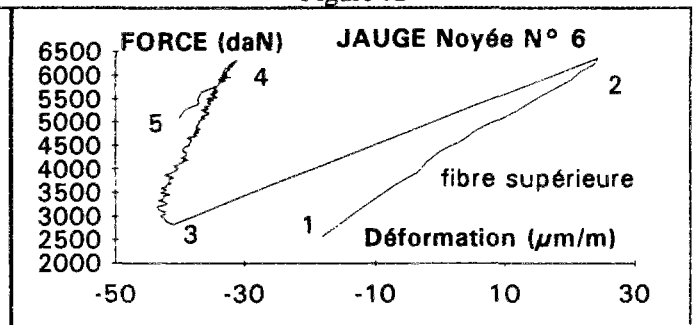


Figure 64

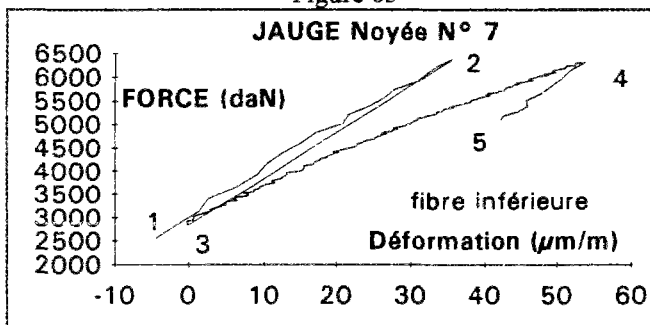


Figure 65

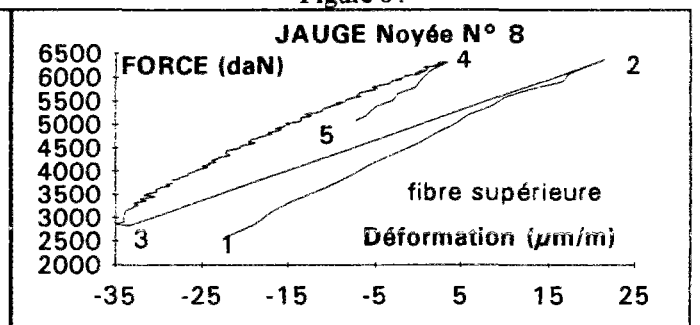


Figure 66

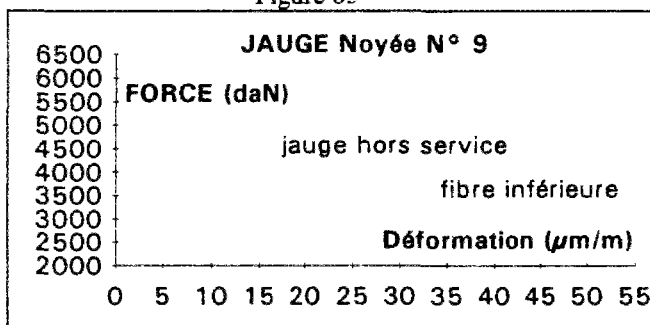


Figure 67

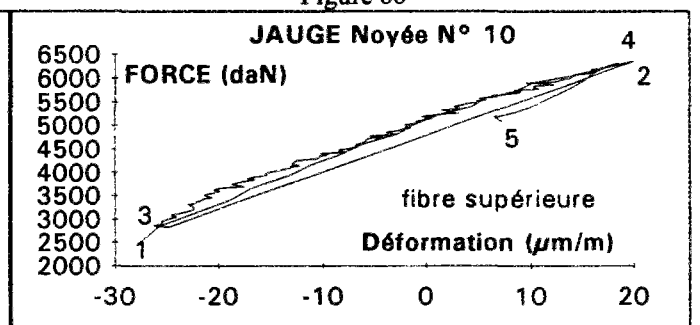


Figure 68

— Déformations mesurées dans le béton —

Les figures 68a, 68b, présentent un comportement différent des jauges en fonction de la distance qui les sépare de la fissure.

Lors de l'ouverture de la première fissure (figure 68a) :

- les jauges en fibre inférieure
 - les plus éloignées de la fissure 1 enregistrent une chute de la déformation de l'ordre de 35 $\mu\text{m/m}$
 - la jauge 5, à proximité de la fissure, enregistre une chute de la déformation de 42 $\mu\text{m/m}$
- les jauges en fibre supérieure
 - les plus éloignées de la fissure 1 enregistrent une chute de la déformation de l'ordre de 48 $\mu\text{m/m}$
 - la jauge 6, à proximité de la fissure, enregistre une chute de la déformation de 65 $\mu\text{m/m}$

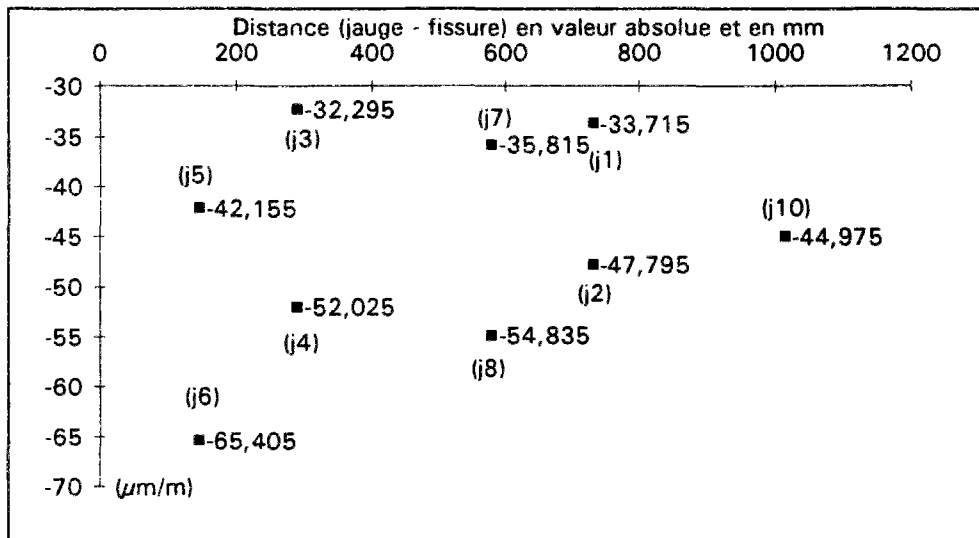


Figure 68a : Variation de la déformation des jauges noyées au cours de l'apparition de la fissure n° 1 dans le cas d'une dalle armé avec un acier plat de 40 mm x 2,44 mm correspondant à 0,33 %d'acier
Déchargement lors de l'ouverture de la fissure n°1

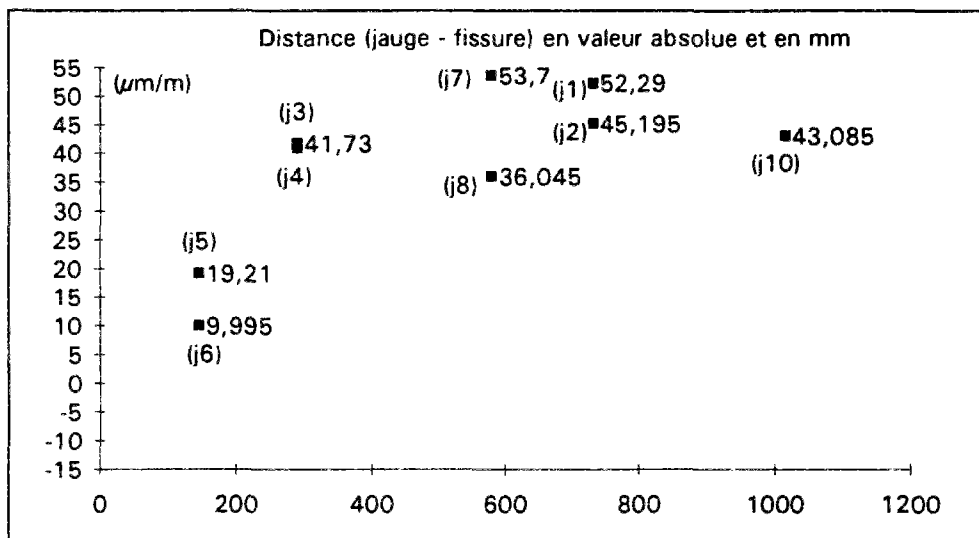


Figure 68b : Variation de la déformation des jauges noyées au cours de l'apparition de la fissure n° 1 dans le cas d'une dalle armé avec un acier plat de 40 mm x 2,44 mm correspondant à 0,33 %d'acier
reprise du chargement après la fissure n° 1

Lors de la reprise du chargement après l'ouverture de la première fissure (figure 68b) :

- les jauges en fibre inférieure
 - les plus éloignées de la fissure enregistrent une augmentation de la déformation d'environ 53 $\mu\text{m/m}$
 - la jauge 5, à proximité de la fissure, enregistre une augmentation de la déformation de 19 $\mu\text{m/m}$

- les jauges en fibre supérieure

les plus éloignées de la fissure enregistrent une augmentation de la déformation d'environ 40 µm/m
la jauge 6, à proximité de la fissure, enregistre une chute de la déformation de 10 µm/m

c. Mesures des déformations par les capteurs de surface

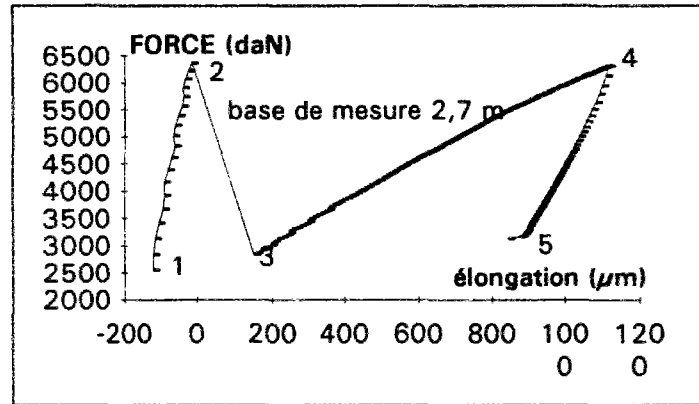


Figure 69 : Force - élongation de l'éprouvette

La première fissure s'accompagne d'une importante augmentation de la valeur de l'élongation (entre les points 2 et 3 figure 69). Par contre, on observe une décroissance progressive du chargement entre les points 4 et 5 caractéristique d'une fissuration non instantanée. Cette seconde fissure restera très fermée.

Tps (h)	Force (daN)	Contrainte (MPa)	Δl (µm)
24,73	-1071	-0,36	-55
35,83	3	0,00	-68
170,01	2406	0,80	-125
171,66	6371	2,13	-11
171,75	2829	0,95	151
184,80	6316	2,11	1117

juste avant le chargement
juste avant la fissure n° 1
juste après la fissure n° 1
juste avant la fissure n° 2

Tableau 12 : Valeurs des élongations mesurée sur la base de 2,7 m

d. Détermination du fluage

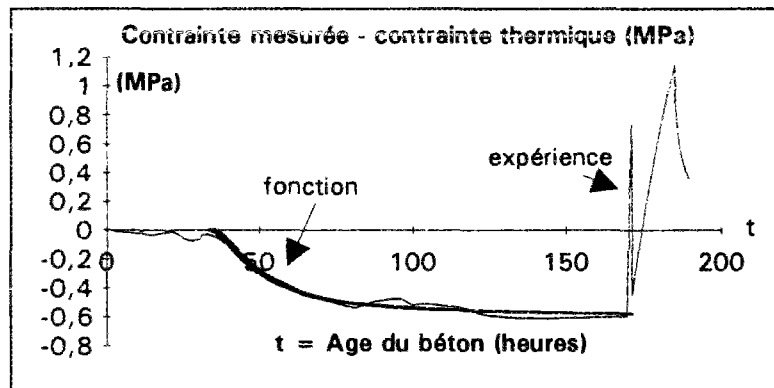


Figure 70 : Détermination du fluage

Sur le graphe précédent, la fonction caractérisant le fluage est a été lissé par une fonction tracée en gras, dont l'expression analytique est de la forme :

$$f(t) = c \frac{(t-t^0)^a}{b+(t-t^0)^a} \quad \text{avec} \quad a = 1,6 \quad ; \quad b = 80 \quad ; \quad c = -0,6 \quad ; \quad t^0 = 34 \text{ heures}$$

e. Comportement après déchargement

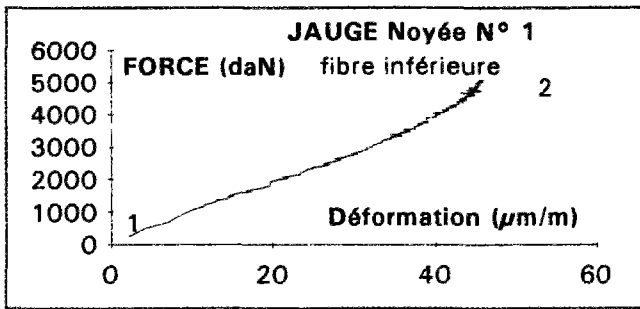


Figure 71

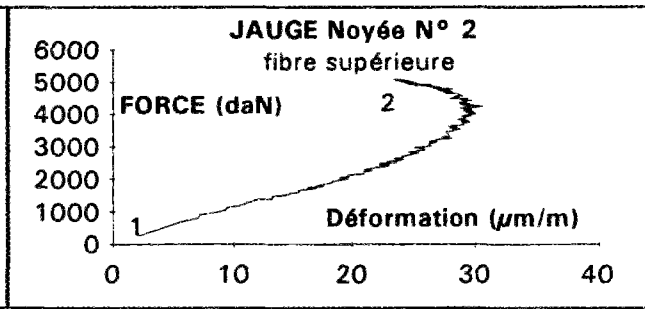


Figure 72

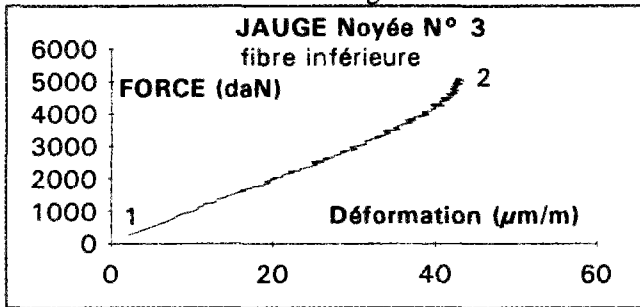


Figure 73

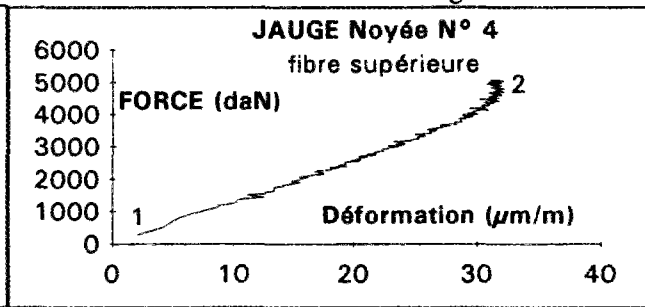


Figure 74

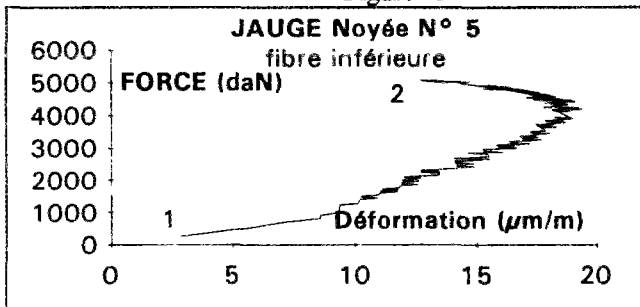


Figure 75

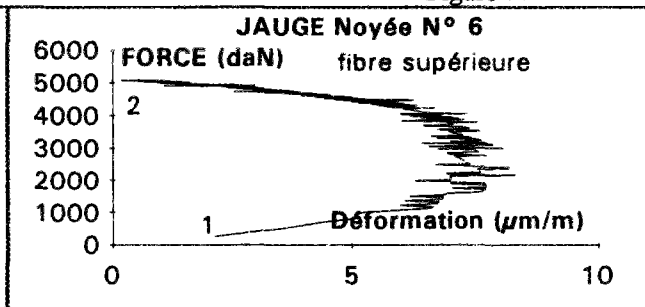


Figure 76

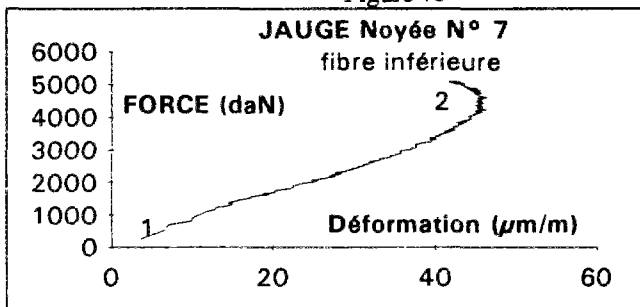


Figure 77

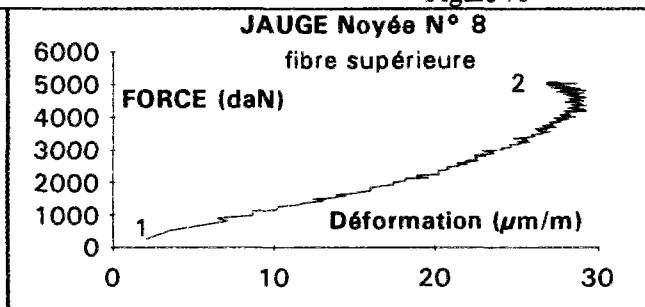


Figure 78

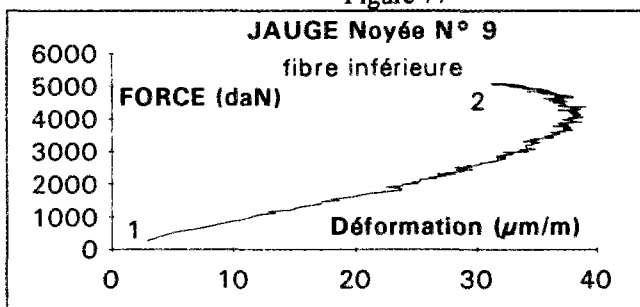


Figure 79

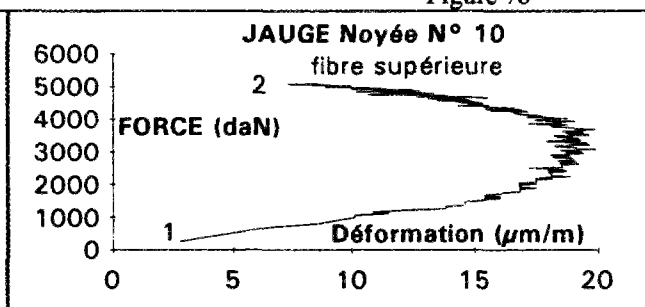


Figure 80

— Déformations mesurées dans le béton —

Après avoir supprimé tout effort de traction dans l'éprouvette, nous avons de nouveau exercé des efforts de traction en chauffant et en dilatant le bâti.

On constate que l'ancrage s'étend sur toute la distance entre les jauges 5 à 9 et 6 à 10. En effet, les jauges

- 5 et 6 proches de la fissure 1, 9 et 10 proches de la 2ème fissure sont initialement mise en traction et ensuite elles sont relâchées.
- 7 et 8 situées entre les deux fissures présentent un même comportement sous traction.

f. Interprétation des mesures

- Le banc n'étant pas infiniment rigide, la déformation de la dalle n'est pas nulle. On mesure un raccourcissement initial de la dalle.

Sur 2,7 m, on a un Δl mesuré avant la simulation du choc thermique (point 1 figure 69) de $-125 \mu\text{m}$ pour une contrainte mesurée de $0,77 \text{ MPa}$

- Premier chargement noté C1

- Sur 2,7 m, on mesure une élévation de la dalle de $+114 \mu\text{m}$
- Les jauges noyées indiquent une déformation croissante de $44 \mu\text{m/m}$
- La contrainte du béton calculée en section homogénéisée augmente de $1,26 \text{ MPa}$
- On peut en déduire :

- un module d'Young du béton $E^{(cl)} = \frac{\sigma}{\varepsilon} = \frac{1,26}{44 \cdot 10^{-6}} = 28500 \text{ MPa}$

- un écart de température dans le béton équivalent à l'accroissement de la contrainte

$$\text{de } \Delta\theta^{(cl)} = \frac{\sigma}{E^{(cl)} \alpha} = \frac{1,26}{28500 \times 10 \cdot 10^{-6}} = 4,5 \text{ K}$$

en profondeur, ce qui correspond à une variation de la température extérieure de l'ordre de 9 K

- Si l'éprouvette avait eu un comportement élastique, l'élévation aurait été de :

$$\Delta l^{(cl)} = \frac{L d\sigma}{E^{(cl)}} = \frac{2700 \times 1,26}{28500} = 120 \mu\text{m}$$

- Première fissure notée F1

- La base de mesure de 2,7 m indique un allongement instantané de $+162 \mu\text{m}$
- La contrainte chute de $2,04 \text{ MPa}$ à $0,91 \text{ MPa}$

- on en déduit un Δl élastique $\Delta l^{(F1)} = \frac{d\sigma}{E^{(cl)}} = \frac{1,13}{28500} = 40 \mu\text{m}$

- et par différence un Δl dû à la fissure, soit de l'ordre de $120 \mu\text{m}$

- Second chargement noté C2

- Sur 2,7 m, on mesure une élévation de la dalle de $+965 \mu\text{m}$
- Les jauges noyées en fibre supérieure indiquent une déformation croissante de l'ordre de $40 \mu\text{m/m}$
- La contrainte dans le béton augmente de $1,1 \text{ MPa}$
- On peut en déduire :

- un module d'Young apparent du béton $E^{*(c2)} = \frac{\sigma}{\varepsilon} = \frac{1,1}{40 \cdot 10^{-6}} = 27500 \text{ MPa}$

- un écart de température dans le béton équivalent à l'accroissement de la contrainte

$$\text{de } \Delta\theta^{(c2)} = \frac{\sigma}{E^{(a)} \alpha} = \frac{1,1}{28500 \times 10 \cdot 10^{-6}} \approx 3,8 \text{ K}$$

en profondeur, ce qui correspond à une variation de la température extérieure de l'ordre de 8 K

- Si l'éprouvette avait eu un comportement élastique, l'élongation aurait été de :

$$\Delta l^{(c2)} = \frac{L d\sigma}{E^{(cl)}} = \frac{2700 \times 1,1}{28500} \approx 104 \mu\text{m}$$

- On obtient ainsi par différence une estimation de l'accroissement de l'ouverture de la fissure 1, soit 860 μm (965-104)
- Seconde fissure notée F2
 - La base de mesure de 2,7 m n'indique pas de rupture brutale
 - comme il n'y a pas d'élongation instantanée, la fissure F2 reste très fermée
 - La contrainte décroît progressivement

III.5. Retrait contrôlé : dalle de 193 mm non armée sur un géotextile composite

Ce cinquième essai met en oeuvre un barreau de béton non armé de 193 mm, qui repose sur un géotextile composite¹ de 7 mm d'épaisseur.

Comme dans les autres essais, les parois latérales ont été désolidarisées des plaques d'extrémité, avant le gonflement du béton, soit, ici à 11 heures. Cette échéance correspond au temps de début de prise indiqué ici par les jauges (Figure 83).

a. Contrainte mesurée

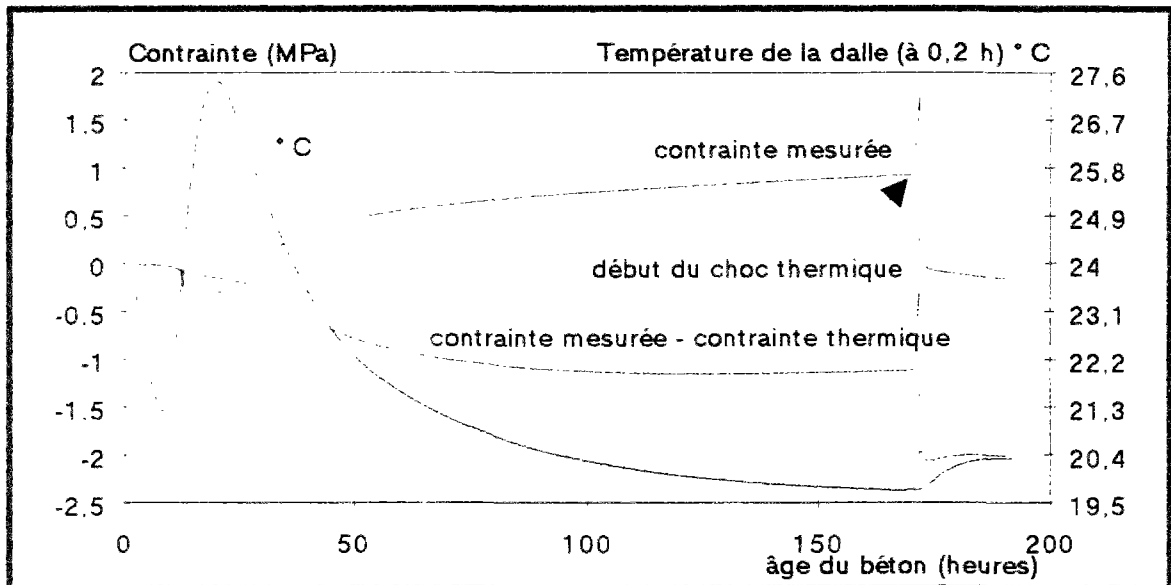


Figure 81 : Evolution de la contrainte dans une dalle de 193 mm non armée et reposant sur un géotextile composite.

L'élévation de température dans le béton débute environ 8 heures 30 minutes après avoir introduit l'eau de gâchage. A partir de ce moment, on observe une compression de la dalle. Le maximum de la température est atteint à 20 heures 45 minutes et vaut 27,5 °C à 20 % de la hauteur totale et 25,5 °C à 80 % de cette hauteur. A cet instant, le gonflement du béton est maximum. La force de compression est de 9050 N et correspond à une contrainte de compression de 0,3 MPa.

Au cours du refroidissement du béton, des contraintes de traction sont apparues.

A 7 jours, une simulation d'un choc thermique a été réalisée sur la dalle en dilatant le bâti.

Age (h)	Force (daN)	Contrainte (MPa)	θ banc (°C)	θ béton à 0,2 h (°C)	θ béton à 0,8 h (°C)
20.82	-906	-0.30	19,71	27,41	25,53
28.50	1	0,00	19,84	25,67	24,75
170.88	2783	0,93	19,66	19,75	19,91
171.84	5240	1,75	20,21	19,75	19,96
171.92	106	0,04	20,33	19,75	19,97

juste avant le chargement
juste avant la fissure n°1
juste après la fissure n°1

Tableau 13 : Evolution des efforts et de la température dans le béton

¹géotextile composite plus couramment appelé moquette drainante

Pour cet essai, une seule fissure est apparue dans la dalle. Elle est apparue pour une force de 52400 N correspondant à une contrainte de traction de 1,75 MPa. La dilatation du bâti est très faible à cet instant puisque l'écart de température relevé dans les montants en BHP est de 0,5 K environ, on était donc très proche, en isotherme, de la rupture.

b. Mesures par les jauges noyées

Les dimensions des jauges et les positions en X, Y, Z sont rappelées dans la page 136

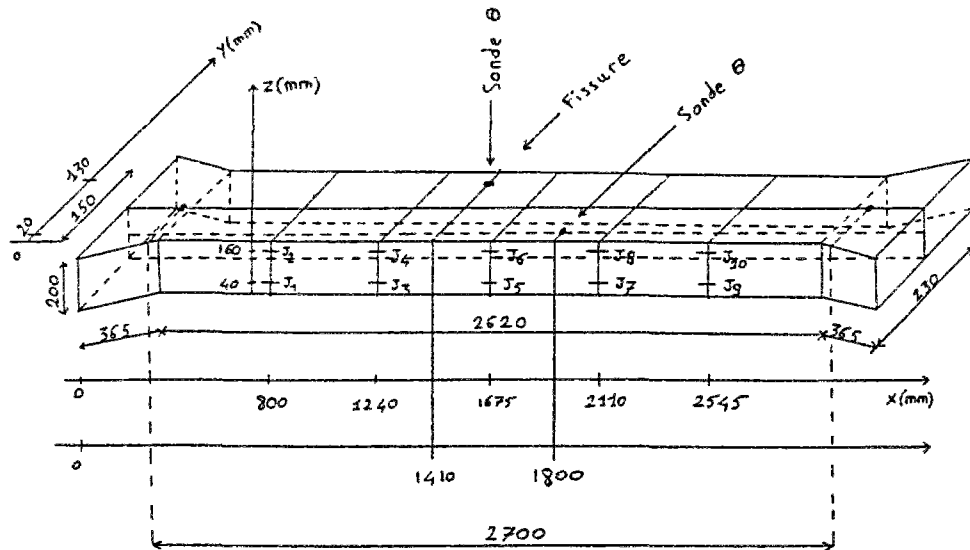


Figure 82 : Position des jauges noyées et localisation de la fissure

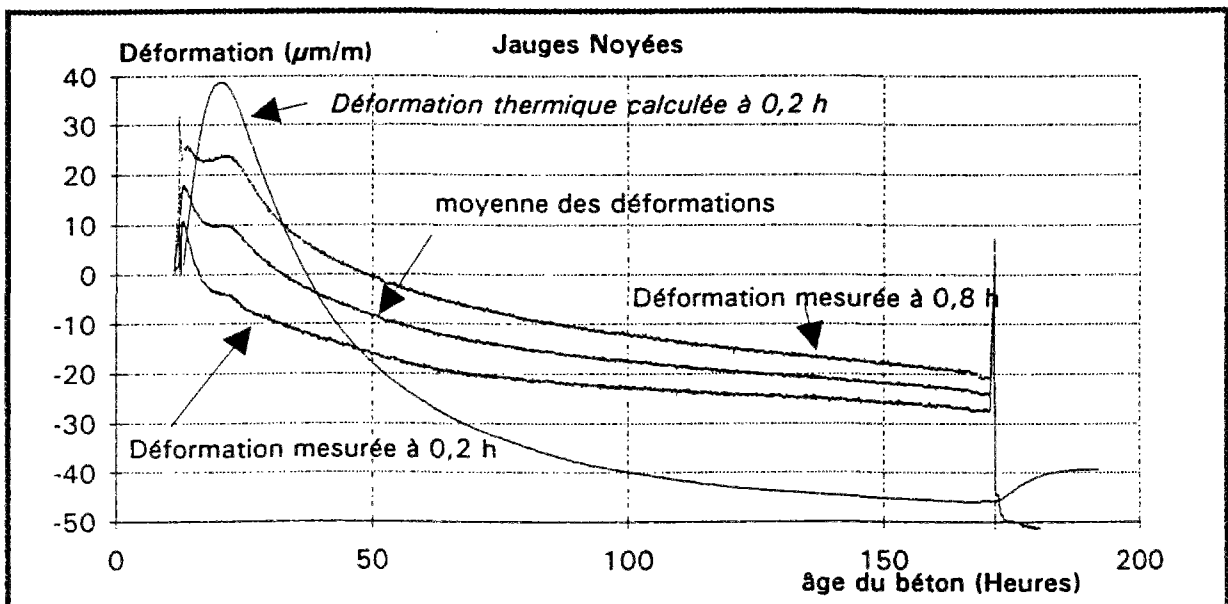


Figure 83 : Moyenne des déformations mesurées par les jauges en fibre inférieure

La figure 83 présente l'évolution des déformations mesurées par les jauges noyées. L'instant d'origine des représentations graphique est de 11 heures. Il correspond à l'instant où la rigidité du béton est supérieure à celle de la jauge.

Lorsque l'on trace les courbes des déformations mesurées (Figure 83), nous obtenons une courbe qui correspond à une traction des jauges durant le gonflement du béton. Comme le gonflement est contrôlé, la traction est inférieure à 25 $\mu\text{m}/\text{m}$. Puis, les courbes montrent une compression des jauges durant le retrait thermique.

La valeur de 25 $\mu\text{m}/\text{m}$ est certainement sur-estimée. En effet, la principale difficulté pour exploiter ces courbes résulte dans le choix de l'instant précis pour initialiser les valeurs.

Déformation des jauges noyées ($\mu\text{m}/\text{m}$) en fonction de l'âge du béton										
Age (h)	jaugeN1	jaugeN2	jaugeN3	jaugeN4	jaugeN5	jaugeN6	jaugeN7	jaugeN8	jaugeN9	jaugeN10
20,82	-2,08	21,57	33,12	22,28	-21,1	11,01	-24,59	41,29	-	-
28,50	-7,01	13,54	28,2	10,72	-27,44	-3,36	-28,82	36,07	-	-
170,88	-22,83	-26,89	3,23	-31,82	-45,37	-30,41	-46,05	5,49	-	-
171,84	9,56	0,29	31,39	-5,35	-20,02	1,69	-17,88	31,97	-	-
171,92	-39,73	-67,22	-9,45	-77,08	-62,97	-74,97	-64,35	-34,83	-	-
Age (h)	Hauteur 0,2 h	Hauteur 0,8 h	moyenne	Force(daN)						
20,82	-3,66	24,04	10,19	-906						
28,50	-8,76	14,24	2,73	1						
170,88	-27,75	-20,91	-24,32	2783						
171,84	0,762	7,15	3,95	5240						
171,92	-44,12	-63,53	-53,82	106						

juste avant le chargement
juste avant la fissure n°1
juste après la fissure n°1

Tableau 14: Evolution des déformations des 10 jauges noyées en fonction de l'âge du béton

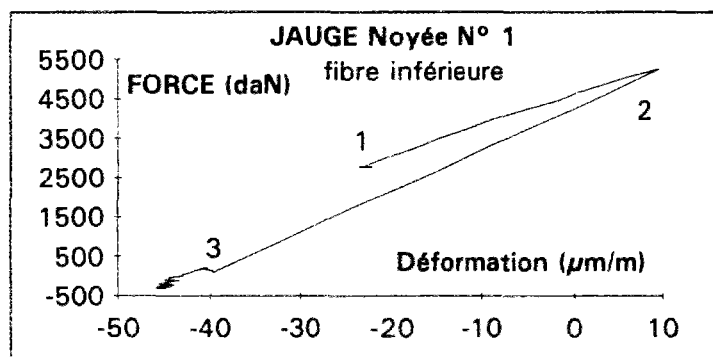


Figure 84

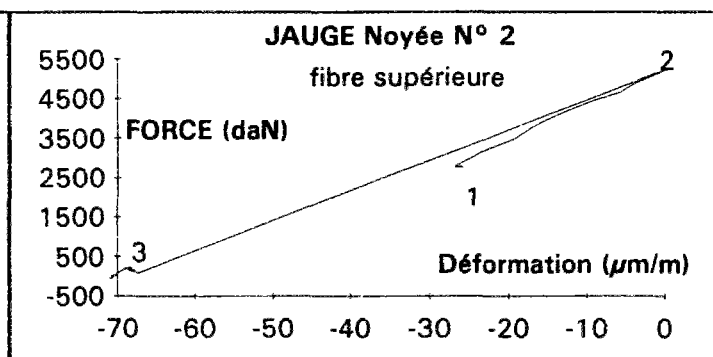


Figure 85

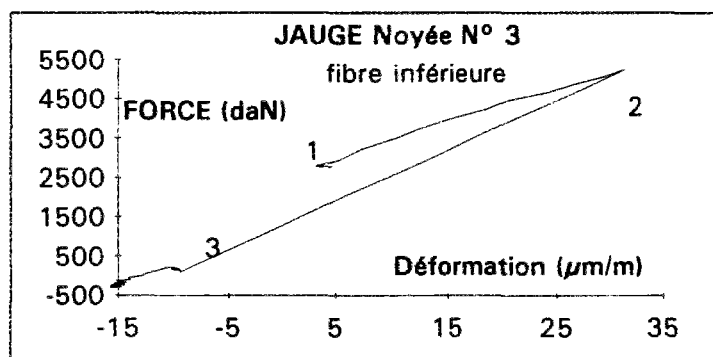


Figure 86

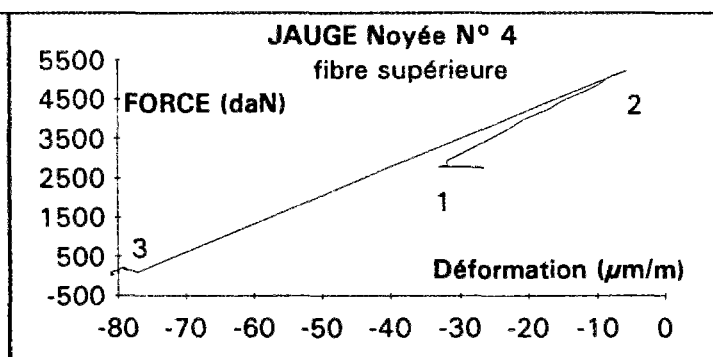


Figure 87

— Déformations mesurées dans le béton —

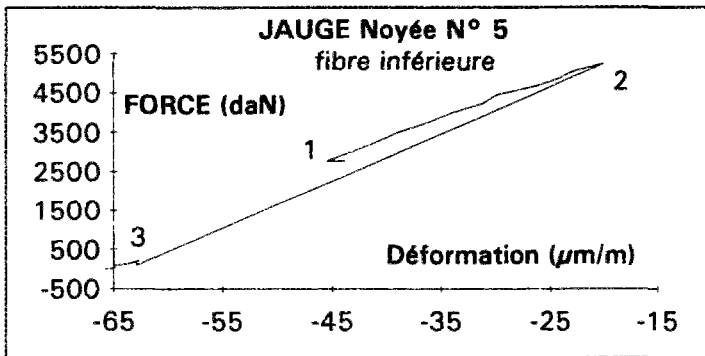


Figure 88

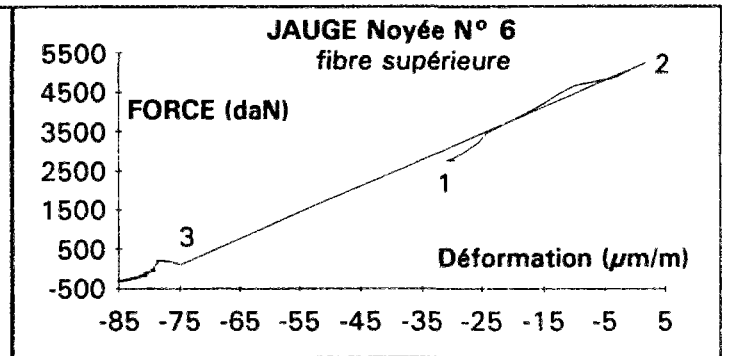


Figure 89

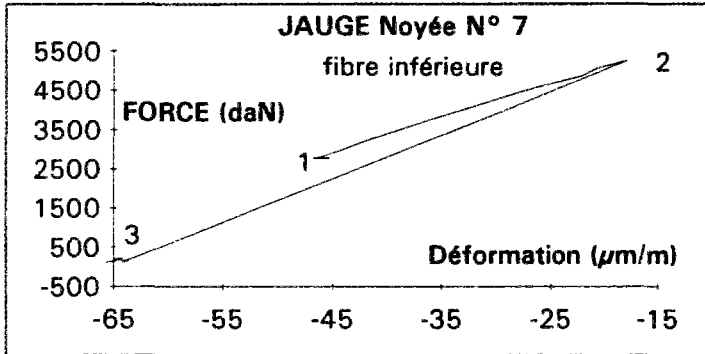


Figure 90

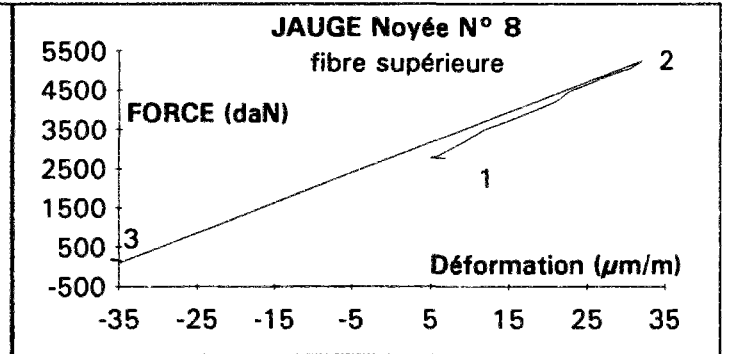


Figure 91

— Déformations mesurées dans le béton —

Les figures 84 à 91 présentent les déformations du béton en fonction de la force de traction développée lors de la simulation du choc thermique. Les valeurs des accroissements sont indiquées dans le tableau 8. La position de la fissure est repérée sur la figure 82.

c. Mesures des déformations par les capteurs de surface

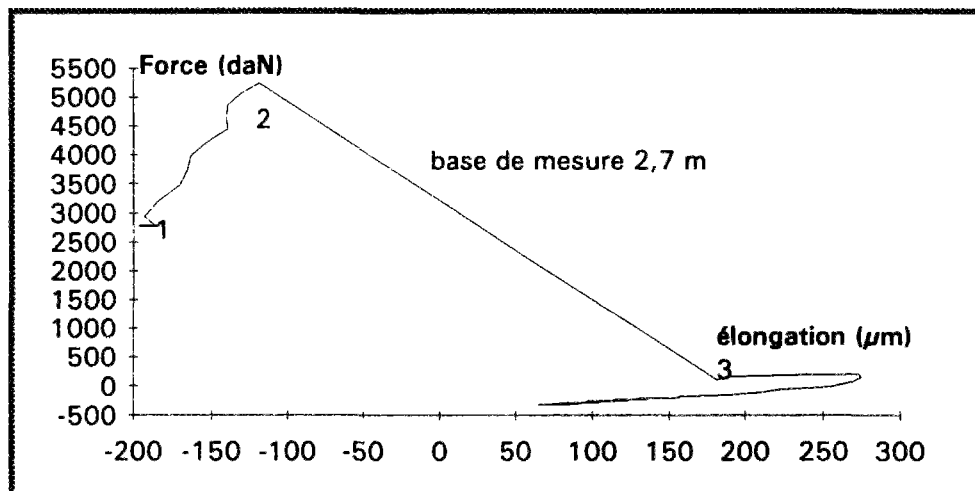


Figure 92 : Force - élongation de l'éprouvette

La fissure est apparue entre les points 2 et 3 repérés sur la figure 92

Tps (h)	Force (daN)	Contrainte (MPa)	Δl (μm)	
20,82	-906	-0,30	-71	
28,50	1	0,00	-92	
170,88	2783	0,93	-186	juste avant le chargement
171,84	5240	1,75	-119	juste avant la fissure
171,92	106	0,04	182	juste après la fissure

Tableau 15 : Valeurs des élongations mesurées sur la base de 2,7 m

d. Analyse et interprétation des mesures

- Le banc n'étant pas infiniment rigide, la déformation de la dalle n'est pas nulle. On mesure un raccourcissement initial de celle-ci.
Sur 2,7 m, on a un Δl mesuré avant la simulation du choc thermique (point 1 figure 92) de $-185 \mu\text{m}$ pour une contrainte de $0,93 \text{ MPa}$

- chargement noté C1

- Sur 2,7 m, on mesure une élongation de la dalle de $+70 \mu\text{m}$
- Les jauges noyées indiquent une déformation croissante de l'ordre de $28 \mu\text{m/m}$
- La contrainte augmente de $0,93 \text{ MPa}$ à $1,75 \text{ MPa}$ soit de $0,8 \text{ MPa}$
- On peut en déduire :

- un module d'Young du béton $E^{(cl)} = \frac{\sigma}{\varepsilon} = \frac{0,8}{28 \cdot 10^{-6}} = 28500 \text{ MPa}$

- un écart de température dans le béton équivalent à l'accroissement de la contrainte

$$\Delta\theta^{(cl)} = \frac{\sigma}{E^{(cl)} \alpha} = \frac{0,8}{28500 \times 10 \cdot 10^{-6}} \approx 3 \text{ K}$$

- Si l'éprouvette avait eu un comportement élastique, l'élongation aurait été de :

$$\Delta l^{(cl)} = \frac{L d\sigma}{E^{(cl)}} = \frac{2700 \times 0,8}{28500} \approx 75 \mu\text{m}$$

- fissure notée F1

- La contrainte chute de $1,75 \text{ MPa}$ à 0 MPa

III.6. Retrait contrôlé : dalle de 20 cm non armé sur un béton maigre

Ce sixième essai met en oeuvre un barreau de béton de 20 cm, qui repose sur un béton maigre de 5 mm d'épaisseur.

La formulation d'un béton maigre ressemble beaucoup à celle d'un béton de revêtement. Les principales différences résultent du plus faible dosage en ciment et du fait que le béton maigre n'a pas de rugosité de surface à garantir. Il n'existe pas de norme caractérisant la formulation d'un béton maigre. Cependant, on suppose que les bétons maigres doivent satisfaire aux résistances des classes de plus faible trafic. La norme P 98-170 stipule que la résistance à la compression à 28 jours doit être de 15 MPa pour la classe de résistance 1, et de 20 MPa pour la classe de résistance 2. Les matériaux choisis pour le béton maigre sont ceux utilisés pour le béton FLORE.

formule béton maigre		kg / m ³
CPI-CEM II/A 32,5 R(L) CP2 Lafarge		200
0/5 Siliceux roulé de Mondragon		885,17
5/10 Calcaire concassé de l'Estaque		226,12
10/20 Calcaire concassé de l'Estaque		643,59
10/14 Siliceux concassé de Mondragon		229,75
Cérygel D10	0,12 % du dosage en ciment, extrait sec 4 %	0,24
Cerplast	0,3 % du dosage en ciment, extrait sec 25 %	0,6
Eau		156,78

formule béton maigre		
Densité théorique	G/S	E/C
2,34	1,24	0,70

formule béton maigre		
Résistance en compression sur des cylindres 16 * 32		slump (cm) 3
Echéance	Rc (MPa)	
28 jours	20,6	
Résistance en fendage sur des cylindres 16 * 32		
Echéance	R (MPa)	
28 jours	2	

Le béton maigre a été vibré et taloché lors de sa mise en place dans le banc. Puis, 4 semaines après, le béton FLORE a été coulé directement sur la dalle de 5 cm de béton maigre.

Comme dans les autres essais, les parois latérales ont été désolidarisées des plaques d'extrémité avant le gonflement du béton, soit, ici à 11 heures.

Pour effectuer des contrôles, des éprouvettes témoins ont permis de mesurer la résistance à la compression, la résistance à la flexion 4 points et le module d'Young du béton FLORE mis en place dans le banc.

formule béton FLORE	
Résistance en compression sur des cylindres 16 * 32	
Echéance	Rc (MPa)
7 jours	39,2
28 jours	47,7

Résistance à la flexion 4 points sur des prismes 10*10*40	
Echéance	R (MPa)
7 jours	4,1
Module d'Young en compression sur des cylindres 16 * 32	
Echéance	E (MPa)
7 jours	30000

a. Contrainte mesurée dans l'éprouvette

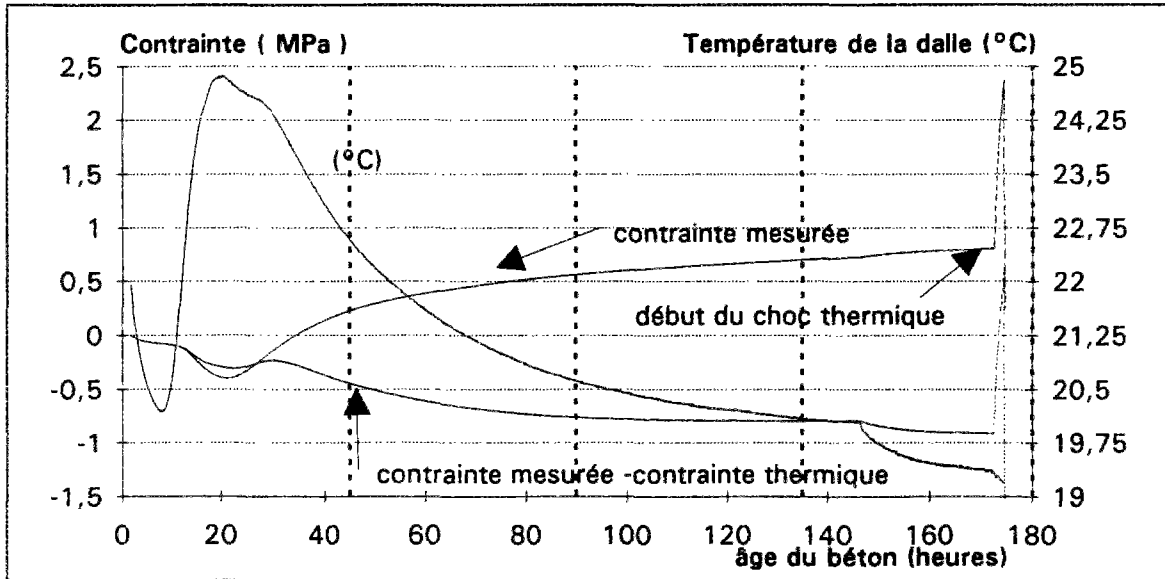


Figure 93 : Evolution de la contrainte et de la température dans une dalle de 20 cm non armée et reposant sur un béton maigre.

L'élévation de température dans le béton débute environ 8 heures 30 minutes après avoir introduit l'eau de gâchage. A partir de ce moment, on observe une compression de la dalle. Le maximum de la température est atteint à 21 heures et vaut 26 °C à 20 % de la hauteur totale et 25 °C à 80 % de cette hauteur. A cet instant, le gonflement du béton est maximum. La force de compression est de 11980 N et correspond à une contrainte de compression de 0,4 MPa.

Au cours du refroidissement du béton, des contraintes de traction apparaissent.

A 7 jours, un choc thermique a été simulé par chauffage et dilatation du bâti.

Age (h)	Force (daN)	Contrainte ⁽¹⁾ (MPa)	Contrainte ⁽²⁾ (MPa)	θ banc (°C)	θ béton à 0,2 h (°C)	θ béton à 0,8 h (°C)
21,06	-1198	-0,40	-0,32	20,5	26,04	24,83
34,11	-0,31	-0,00	-0	20,59	24,16	23,77
172,56	2421	0,81	0,65	20,29	19,26	19,33
174,49	7093	2,36	1,89	21,49	19,19	19,19
174,58	667	0,22	0,17	21,57	19,17	19,19

juste avant le chargement
juste avant la fissure
juste après la fissure

Tableau 16 : Evolution des efforts et de la température dans le béton

¹ contrainte calculée en considérant une section de 150 mm x 200 mm

² contrainte calculée en considérant une section de 150 mm x 250 mm

Une fissure est apparue pour une force de 70930 N correspondant à une contrainte de traction de 2,36 MPa (1) dans le béton. Cette valeur est anormalement élevée.

En fait, les deux couches de béton, la dalle de béton maigre et le béton FLORE étaient collées. Au terme de l'essai, il a cependant été facile de décoller les deux couches. L'état de rugosité du béton maigre a fait qu'il n'y a pas eu de désolidarisation mécanique des deux couches au cours de l'essai. Ceci explique aussi que la fissure se soit produite dans les deux couches.

Si on considère une hauteur de 250 mm, constituée par 50 mm de béton maigre additionné à 200 mm de béton FLORE, la contrainte de traction au moment de la rupture (2) est de 1,9 MPa. Cette valeur correspond plus à la valeur de la résistance en traction du béton. En conclue qu'une partie de la force de traction de 7090 daN est due à la présence du béton maigre (contribution non négligeable du béton maigre par suite d'un fort frottement).

La dilatation du bâti est très faible à cet instant puisque l'écart de température relevé dans les montants en BHP est de 0,8 K environ.

b. Mesures des jauges noyées

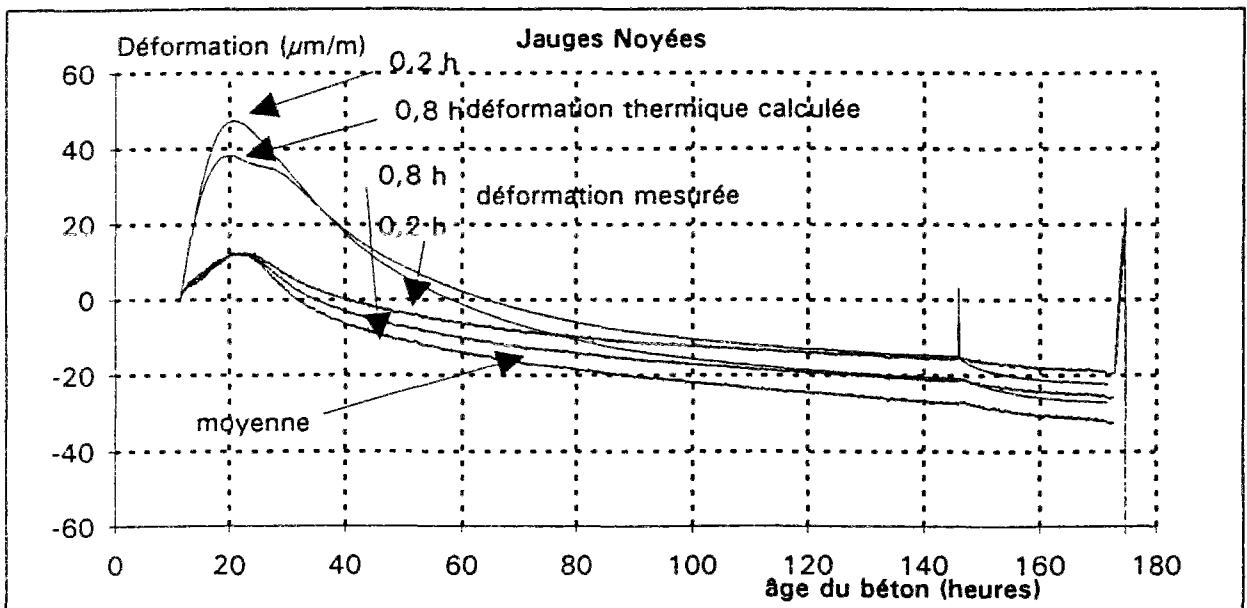


Figure 94 : Moyenne des déformations mesurées par les jauges en fibres inférieure et supérieure

Les dimensions des jauges et les positions en X, Y, Z sont rappelées dans la page 136

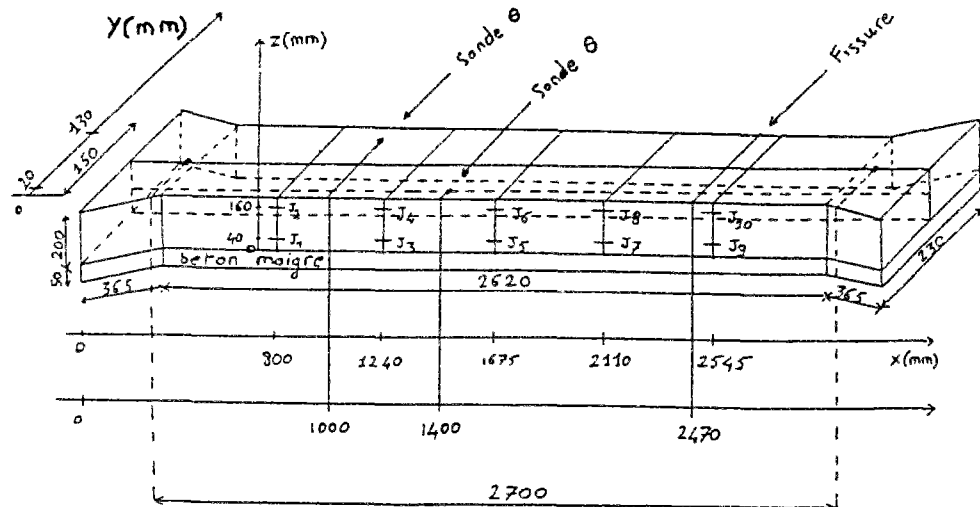


Figure 95 : Position des jauges noyées et localisation de la fissure

La figure 94 présente l'évolution des déformations mesurées par les jauges noyées. L'origine des représentations graphique est à 11 heures 20 minutes. Il correspond à l'instant où la rigidité du béton est supérieure à celle de la jauge.

Lorsque l'on trace les courbes des déformations mesurées (Figure 94), nous obtenons une courbe qui correspond à une traction des jauges durant le gonflement du béton. Comme le gonflement est contrôlé, la traction est inférieure à 10 $\mu\text{m/m}$. Puis, les courbes montrent une compression des jauges durant le retrait thermique.

Déformation des jauges noyées ($\mu\text{m/m}$) en fonction de l'âge du béton										
Age (h)	jaugeN1	jaugeN2	jaugeN3	jaugeN4	jaugeN5	jaugeN6	jaugeN7	jaugeN8	jaugeN9	jaugeN10
21,06	22,47	-5,96	10,51	15,16	8,40	22,91	4,17	14,45	15,44	12,34
34,11	10,01	-20,60	4,39	-0,90	-0,54	11,09	-2,65	-0,89	4,38	-0,90
172,56	-27,51	-55,17	-12,01	-33,35	-15,54	-11,50	-17,65	-29,12	-24,69	-34,75
174,49	14,85	-2,85	31,57	14,72	26,63	34,45	31,56	13,32	22,41	16,13
174,58	-38,13	-79,60	-16,48	-80,34	-20,71	-45,81	-20,00	-73,99	-26,35	-66,95
Age (h)	Hauteur 0,2 h	Hauteur 0,8 h	moyenne	Force(daN)						
21,06	12,20	11,78	11,99	-1198						
34,11	3,12	-2,44	0,34	-0,31						
172,56	-19,48	-32,78	-26,13	2421						
174,49	25,40	15,15	20,28	7093						
174,58	-24,33	-69,34	-46,84	667						
				juste avant le chargement						
				juste avant la fissure n°1						
				juste après la fissure n°1						

Tableau 17: Evolution des déformations des 10 jauges noyées en fonction de l'âge du béton

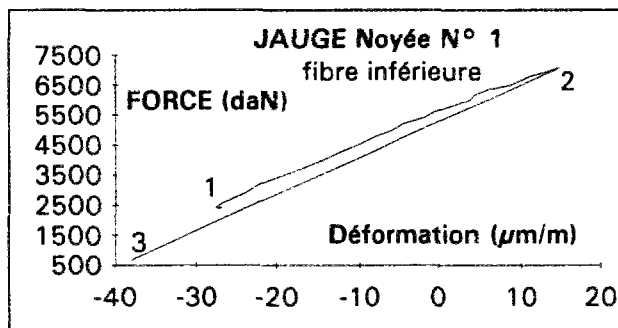


Figure 96

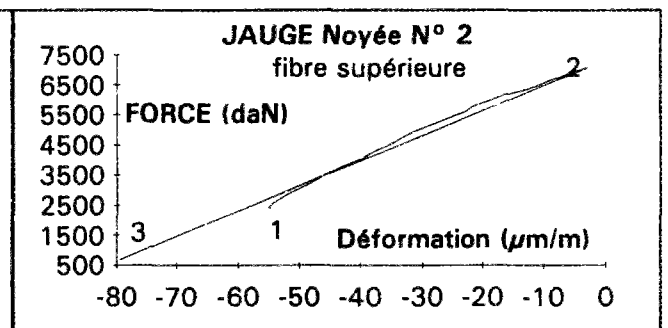


Figure 97

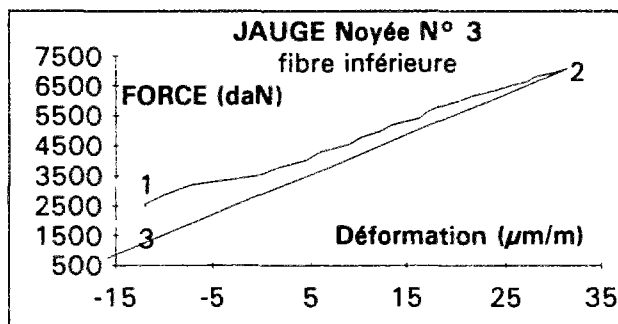


Figure 98

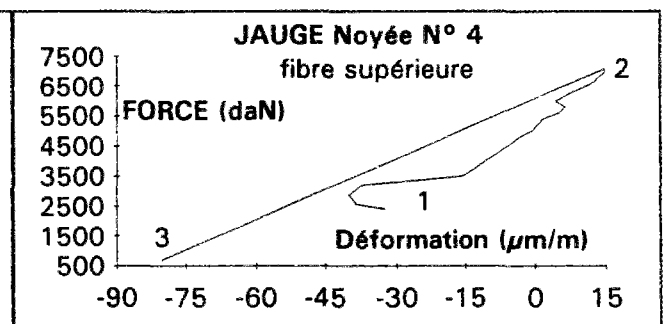


Figure 99

— Déformations mesurées dans le béton —

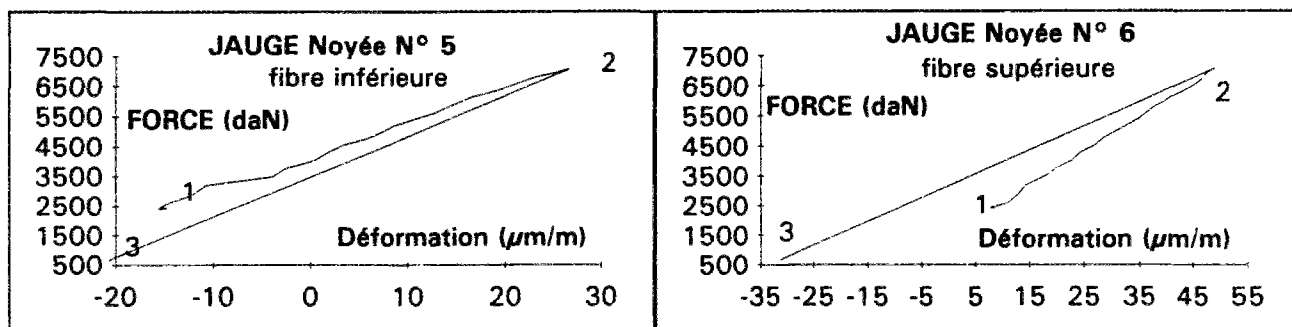


Figure 100

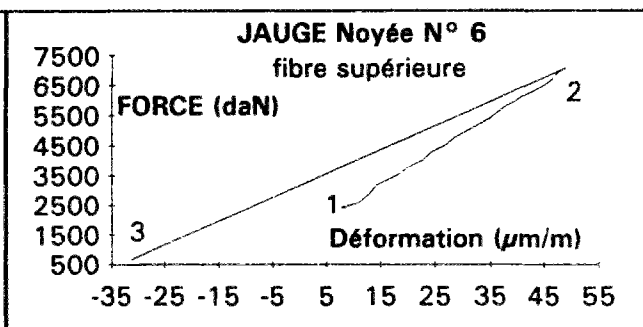


Figure 101

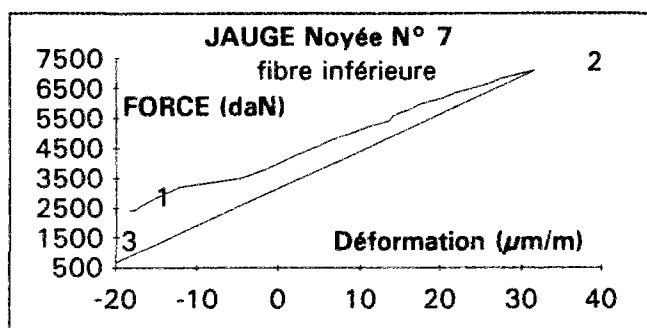


Figure 102

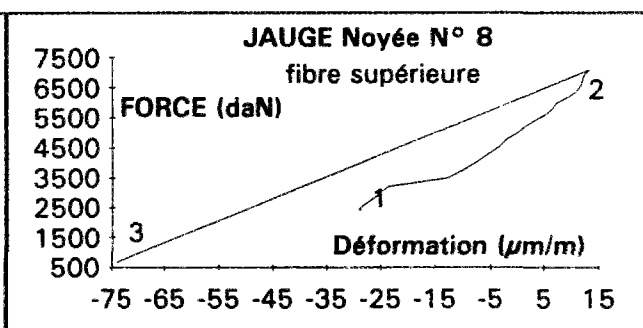


Figure 103

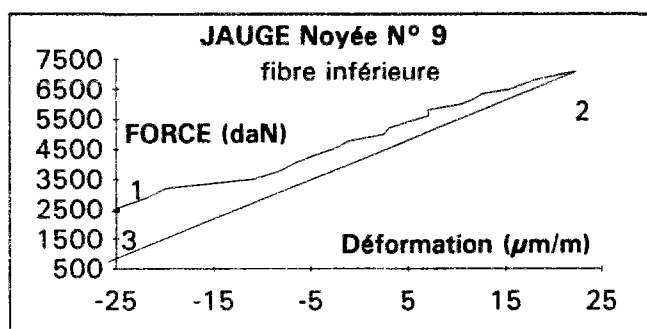


Figure 104

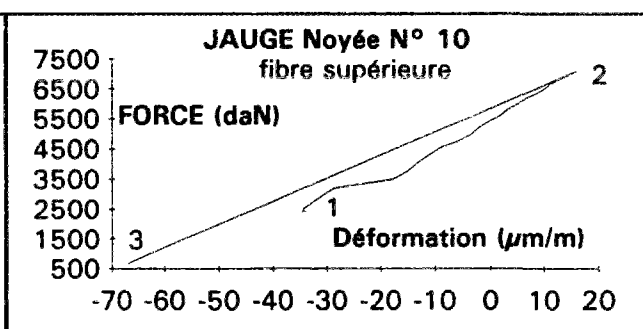


Figure 105

— Déformations mesurées dans le béton —

Les figures 96 à 105 présentent les déformations du béton en fonction de la force de traction développée lors de la simulation du choc thermique. Les valeurs des accroissements sont indiquées dans le tableau 17.

La position de la fissure est repérée sur la figure 95.

c. Mesures des déformations par les capteurs externes

La fissure est apparue entre les points 2 et 3 repérés sur la figure 106.

Tps (h)	Force (daN)	Contrainte (MPa) (1)	Contrainte (MPa) (2)	Δl (μm)
21,07	-1198	-0,40	0,32	-69
34,11	0	0,00	0	-105
172,56	2421	0,81	0,65	-83
174,49	7093	2,36	1,89	82
174,58	667	0,22	0,17	429

Tableau 18 : Valeurs des élongations mesurées sur la base de 2,7 m

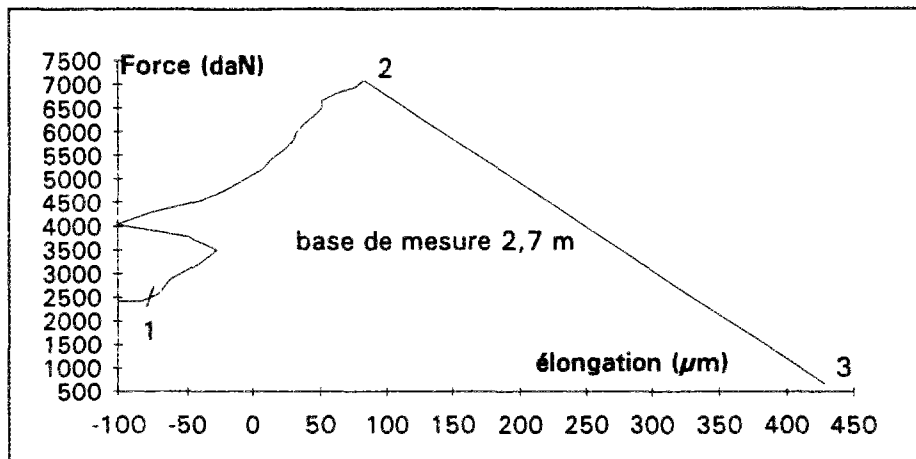


Figure 106 : Force - élongation de l'éprouvette

d. Interprétation des mesures

- On détermine une déformation non empêchée par la valeur du raccourcissement initial de la dalle.

Sur 2,7 m, on a un Δl de $-85 \mu\text{m}$ pour une contrainte de $0,8 \text{ MPa}$ ⁽¹⁾
ou bien de $0,65 \text{ MPa}$ ⁽²⁾

- chargement noté C1

- Sur 2,7 m, on mesure une élongation de la dalle de $165 \mu\text{m}$
- Les jauges noyées indiquent une déformation croissante de l'ordre de $43 \mu\text{m/m}$
- La contrainte augmente de $0,8 \text{ MPa}$ à $2,35 \text{ MPa}$ soit de $1,55 \text{ MPa}$ ⁽¹⁾
ou bien de $0,65 \text{ MPa}$ à $1,9 \text{ MPa}$ soit de $1,25 \text{ MPa}$ ⁽²⁾
- On peut en déduire :

- un module d'Young du béton $E^{(c1)} = \frac{\sigma}{\varepsilon} = \frac{1,55}{\frac{43 \cdot 10^{-6}}{1,25}} = 36000 \text{ MPa}^{(1)}$
 $\frac{1,25}{43 \cdot 10^{-6}} = 29000 \text{ MPa}^{(2)}$

- un écart de température dans le béton équivalent à l'accroissement de la contrainte

$$\Delta\theta^{(c1)} = \frac{\sigma}{E^{(c1)} \alpha} \approx 4,5 \text{ K}^{(1) \text{ ou } (2)}$$

- Si l'éprouvette avait eu un comportement élastique, l'élongation aurait été de :

$$\Delta l^{(c1)} = \frac{L d \sigma}{E^{(c1)}} \approx 115 \mu\text{m}^{(1) \text{ ou } (2)}$$

- fissure notée F1

- La contrainte chute à 0 MPa

La modélisation numérique en éléments finis est effectuée à l'aide du progiciel CESAR-LCPC, au moyen des éléments spéciaux d'interface. Elle a été réalisée sur la base des essais de retrait empêché :

- d'une dalle de 20 cm avec une armature ronde sur un support glissant
- d'une dalle de 16,2 cm avec un flexarm sur un support glissant
- d'une dalle de 20 cm avec un flexarm sur un support glissant.

Pour ces chaussées, le taux de ferrailage ω (rapport entre la section transversale de l'acier et celle du béton) est de :

- 0,67 % pour l'essai avec un acier rond et une dalle de 20 cm
- 0,4 % pour l'essai avec un flexarm et une dalle de 16,2 cm
- 0,33 % pour l'essai avec un flexarm et une dalle de 20 cm

Les modèles numériques seront bidimensionnels (2-D) puis tridimensionnels (3-D).

I. Discrétisation de la structure

1.1. Discrétisation de la structure en 2-D

1.1.a. Position du problème

En 2-D, on étudie la dalle de béton armé sur la distance de 2,7 m constituant la base de mesure du capteur de surface.

En désignant par u , v les déplacements horizontaux et verticaux aux noeuds, on représente sur le schéma suivant les conditions aux limites de ce problème :

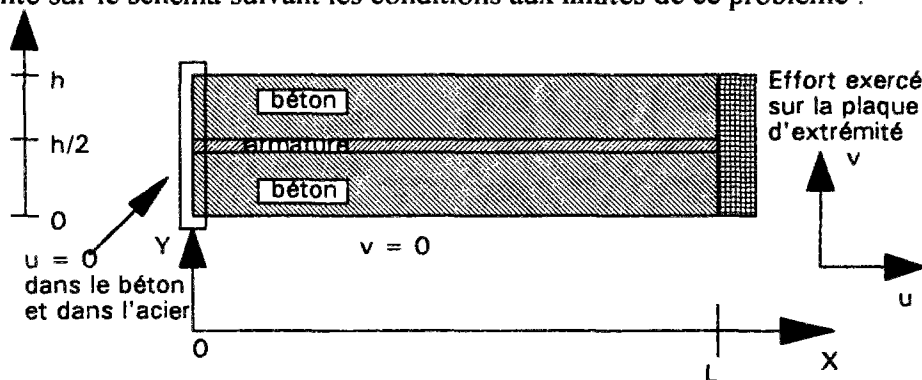


Figure 1 : Conditions aux limites pour le calcul César-LCPC en 2-D des essais sur le banc

L'acier est placé dans le béton à mi-hauteur de l'éprouvette d'une hauteur h . Celle-ci est de 20 cm pour l'essai avec armature ronde et de 16,2 cm ou 20 cm pour les essais avec un flexarm.

Le problème conduit à poser :

- en $x = 0$ $u = 0$ selon toute la hauteur (condition d'encastrement)
- en $y = 0$ $v = 0$ pas de décollement de l'éprouvette
- en $x = L$ pression uniformément répartie (PUR) sur une plaque d'extrémité rigide pour simuler les efforts de traction développés lors de la simulation du choc thermique par dilatation du banc

Comme les calculs numériques sont effectués en 2-D, cela conduit à substituer à la géométrie du milieu réel (acier rond, acier plat) celle d'un milieu équivalent, où l'acier est une plaque continue. Cette modification est effectuée en conservant le taux d'acier dans la structure.

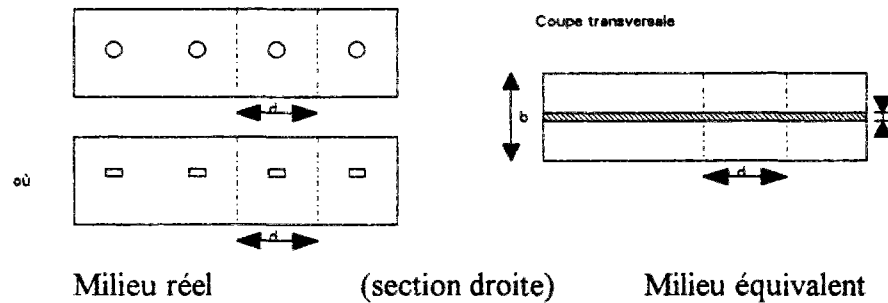


Figure 2 : Schématisation du milieu équivalent défini par une plaque continue

La conservation de la section d'acier se traduit par la relation : $e d = S_a = \pi d b$

- avec • S_a section d'acier
- d distance entre les axes de deux armatures
- e épaisseur équivalente

L'épaisseur équivalente est de :

- $e = \pi r^2 / d = 1,34 \text{ mm}$ pour l'essai avec un acier rond
- $e = \frac{40 \times 2,44}{d} = 0,65 \text{ mm}$ pour les essais avec un flexarm

Les éléments finis sont des éléments rectangulaires à 8 noeuds (MBQ8) pour le béton, des éléments triangulaires à 6 noeuds (MBT6) pour l'acier et les éléments de contact sont des éléments rectangulaires à 6 noeuds (FDQ6).

	dalle de 20cm avec un acier rond de ϕ 16 mm	dalle de 16,2 cm avec un acier plat 40 mm * 2,44 mm	dalle de 20 cm avec un acier plat 40 mm * 2,44 mm
noeuds	3041	2412	2882
éléments	1060	847	1005
MBQ8	742	554	702
MBT6	144	134	136
FDQ6	174	159	167

Tableau 1 : Eléments utilisés dans l'étude 2-D

1.1.b. Paramètres du modèle

Pour ces premières simulations, on a d'abord cherché à caractériser la liaison acier-béton en identifiant les résultats des simulations des essais d'adhérence acier-béton avec les résultats expérimentaux.

Nous considérons séparément l'acier et le béton comme des matériaux élastiques isotropes, ayant pour caractéristiques élastiques les valeurs suivantes :

béton	:	module d'élasticité	:	E =	26 000 MPa
		coefficient de Poisson	:	v =	0,17
acier	:	module d'élasticité	:	E =	210 000 MPa
		coefficient de Poisson	:	v =	0,3

L'analyse des calculs des essais ABA conduit à la détermination, pour l'interface, des deux paramètres spécifiques (C, Φ) qui entrent dans une loi de frottement de type Coulomb. Une identification pas à pas est menée sur la base du comportement global des essais et les calculs numériques successifs conduisent aux valeurs suivantes :

cohésion	c =	7,5 MPa pour les aciers ronds crantés de 16 mm de diamètre
		4,5 MPa pour les aciers plats de section 40 mm x 2,44 mm
angle de frottement	$\Phi =$	5 °

L'angle Ψ (paramètre de dilatance) du contact est pris égal à Φ .

Cependant, dans le calcul numérique en 2-D, le fait d'avoir remplacé les barres d'acier par une plaque équivalente continue de même section, entraîne une variation du périmètre de contact entre les deux matériaux, ce qui impose de recalculer les paramètres spécifiques de la loi de contact entre le béton et l'acier.

- On note
- P : périmètre de contact
 - P_e : périmètre de contact équivalent
 - C_e : cohésion équivalente
 - ϕ_e : angle de frottement équivalent.

Comme on a accentué la surface de contact et donc, accru l'influence de la cohésion, il suffit alors de réajuster les paramètres spécifiques par le rapport inverse des paramètres de contact, c'est à dire, pour le cas du rond comme pour celui de l'acier plat :

$$C_e = C \frac{P}{P_e} = 1,3 \text{ MPa}$$

$$\phi_e = \arctg \left(\operatorname{tg}(\phi) \frac{P_{\text{réel}}}{P_{\text{équivalent}}} \right) = 1^\circ$$

De manière à éviter tout décollement au niveau de l'interface, et maintenir un contact de frottement entre les deux matériaux, nous avons artificiellement porté la résistance à la traction des éléments de contact à une valeur infinie.

I.1.c. Sollicitation appliquée au modèle

La pression uniformément répartie (PUR) appliquée sur la plaque d'extrémité croît de façon monotone. Elle correspond au rapport de la force $F(t)$ par la section de la dalle. Cette mesure expérimentale est donnée lors de la simulation du choc thermique par chauffage et dilatation du banc.

I.2. Discrétisation de la structure en 3-D

I.2.a. Position du problème

Le problème, tel qu'il est posé dans le cas des dalles avec un Flexarm, ne peut pas être résolu de manière identique dans le cas de la dalle avec un acier rond. Compte tenu de la géométrie de l'acier rond, le maillage d'une section droite de la dalle utilise des éléments triangulaires. Les éléments de contact, qui sont alors générés pour modéliser le plan de fissure, ne sont pas reconnus dans le module de CESAR traitant des problèmes de contact. Pour permettre au lecteur de faire une comparaison pas à pas, entre les deux types de dalle, nous présenterons les résultats d'un calcul d'une dalle avec un Flexarm où le problème posé est identique à celui posé dans le cas de la dalle avec un acier rond (Figure 3b).

En désignant par u , v , w les déplacements aux noeuds, on représente sur le schéma suivant les conditions aux limites de ce problème :

cas des dalles avec un Flexarm :

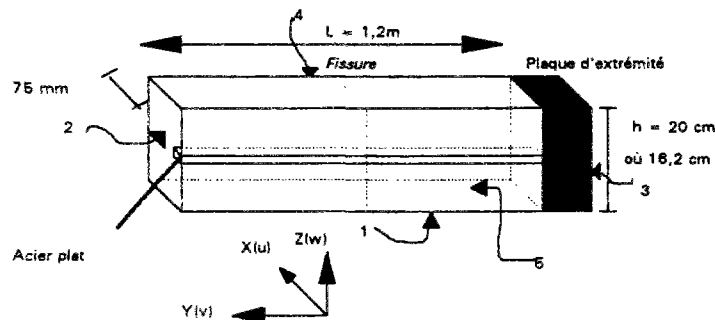


Figure 3a : Conditions aux limites pour le calcul CESAR-LCPC en 3-D des essais sur le banc

Le problème conduit à poser :

- en $x = 0$ (face 5) $u = 0$ pour l'acier et le béton (plan de symétrie vertical longitudinal dans la dalle)
- en $x = 75 \text{ mm}$ (face 4) $u = 0$ pour le béton (plan de symétrie vertical entre deux aciers, l'entre axe des armatures est de 0,15 m)
- en $y = L$ (face 2) $v = 0$ pour l'acier et le béton (plan de symétrie entre deux fissures)
- en $y = 0$ (face 3) PUR pour simuler les efforts de traction développés lors de la simulation du choc thermique par dilatation du banc
- en $Z = 0$ (face 1) $w = 0$ pas de décollement sur le substratum

cas de la dalle avec un acier rond où avec un flexarm :

Le problème conduit à poser :

- en $X = 0$ (face 5) $u = 0$ pour l'acier et le béton (plan de symétrie vertical longitudinal dans la dalle)
- en $X = 75 \text{ mm}$ (face 4) $u = 0$ pour le béton (plan de symétrie vertical entre deux aciers, l'entre axe des armatures est de 0,15 m)
- en $Y = 0$ (face 3) PUR pour simuler les efforts de traction développés lors de la simulation du choc thermique par dilatation du banc

en $Y = L$ (face 2) $v = 0$ pour l'acier, le plan de la fissure est un plan de symétrie pour l'acier
 en $Z = 0$ (face 1) $w = 0$ pas de décollement sur le substratum

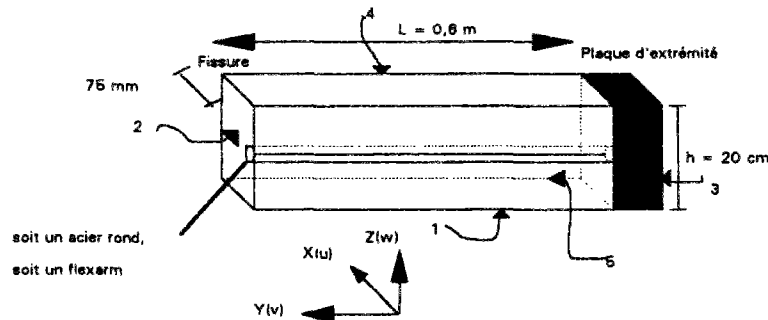


Figure 3b : Conditions aux limites pour le calcul CESAR-LCPC en 3-D des essais sur le banc

Dans ce cas, la sollicitation appliquée correspond à un abaissement de la température dans le béton et dans l'acier.

L'acier est placé dans le béton à mi-hauteur de l'éprouvette.

Problème : →

Figure 3a	Figure 3a	Figure 3b	Figure 3b
dalle de 16,2 cm avec un acier plat 40 mm * 2,44 mm	dalle de 20 cm avec un acier plat 40 mm * 2,44 mm	dalle de 16,2 cm avec un acier plat 40 mm * 2,44 mm	dalle de 20 cm avec un acier rond de ϕ 16 mm

Tableau 2 : configuration des essais simulés dans l'étude 3-D

1.2.b. Paramètres du modèle

Les paramètres du modèle sont inchangés. L'acier et le béton sont des matériaux élastiques isotropes, ayant pour paramètres d'élasticité les valeurs suivantes :

	module d'élasticité E (MPa)	coefficient de Poisson ν
béton	26000	0,17
acier	210000	0,3

Les paramètres spécifiques (C, Φ), pour l'interface, dans la loi de frottement de type Coulomb, sont les suivants :

cohésion : $c = 7,5$ MPa pour les aciers ronds crantés de 16 mm de diamètre
 $4,5$ MPa pour les aciers plats de section 40 mm x 2,44 mm
 angle de frottement : $\Phi = 5^\circ$

L'angle Ψ (paramètre de dilatance) du contact est pris égal à Φ .

II. Application numérique

II.1. Calcul en 2-D

II.1.1. Premier essai simulé

cas de la dalle de béton d'épaisseur 20 cm avec une armature de type HA 16

Au cours de la réalisation de cet essai, nous avons obtenu trois fissures dans le béton. Par rapport à une extrémité de la base de mesure du capteur de surface, elles se situent respectivement à 2700 mm, 240 mm, 2200 mm pour la première, la seconde et la troisième fissure.

Pour des raisons numériques, nous avons effectué un maillage d'une dalle de béton de 2720 mm de longueur (figure 4). Ceci permet de modéliser le matériau béton de part et d'autre de chaque fissure. Les fissures sont représentées par des éléments de contact dans les plans de fissuration. La résistance à la traction de ces éléments est égale à la contrainte de traction respective à chaque rupture.

On applique une pression uniformément répartie sur une plaque d'extrémité de 60 mm de longueur par 200 mm de hauteur.

Les paramètres de cette simulation sont rappelés dans les tableaux ci-dessous :

	module (MPa)	Rt (MPa)	Céquivalente (MPa)	frottement (°)
béton	26000	2,15	2,15	0
acier	210000	2,25	2,25	0
		2,47	2,47	0
interface		1,00E+06	1,3	1

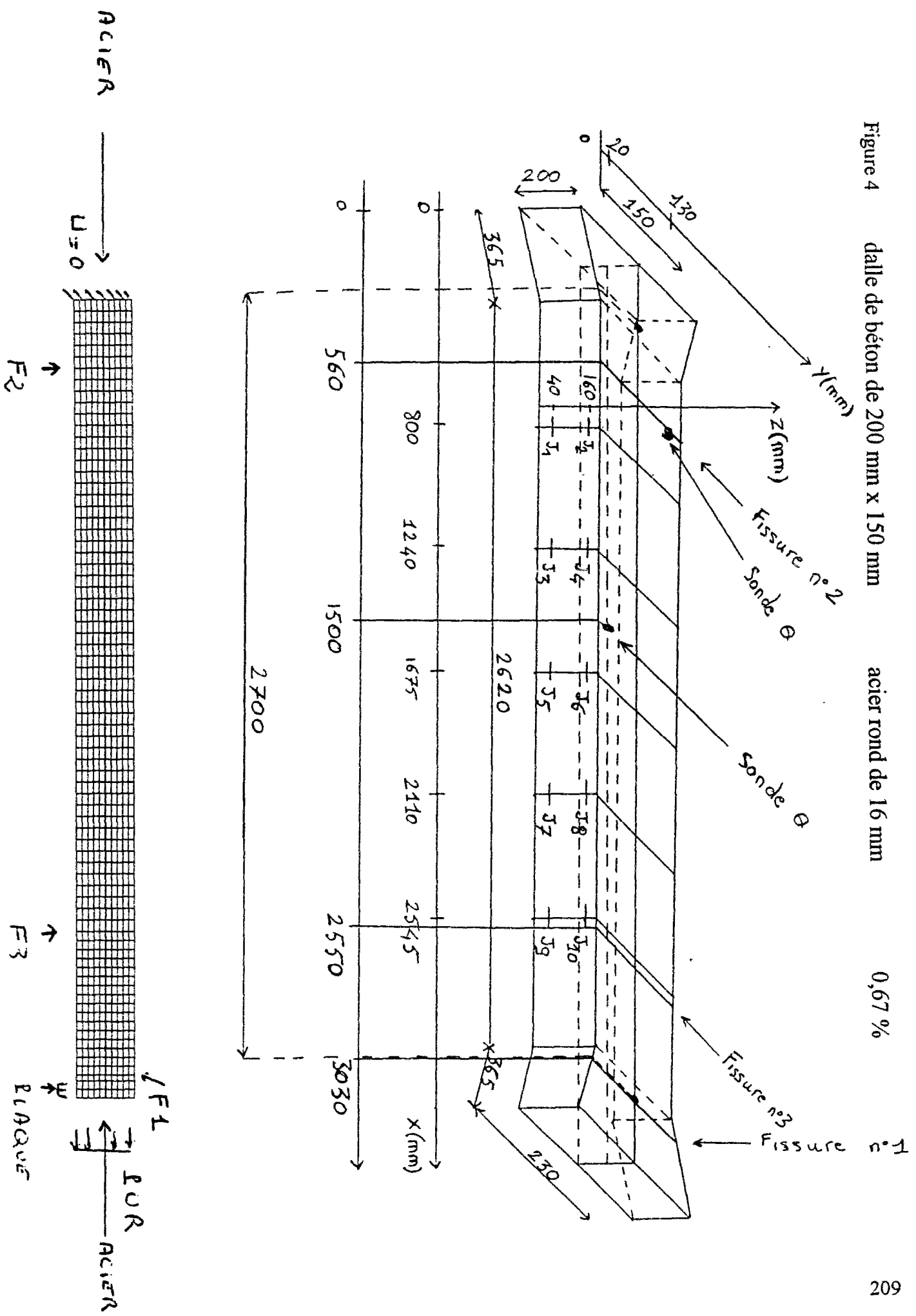
Tableau 3 Paramètres du modèle

Le chargement maximal correspond à une contrainte de 2,6 MPa. Le modèle de fissuration ne constitue pas une loi de comportement, et ne permet donc pas de modéliser la chute de contrainte qui résulte d'une rupture dans le béton. Les différents incréments significatifs, qui correspondent à un coefficient multiplicatif de la pression maximale de 2,6 MPa dans le chargement numérique, sont rapportés dans le tableau suivant :

Fissure = F	F1	après F1	avant F2	F2	après F2	avant F3	F3	après F3
Incrément	10	11	15	16	17	21	22	23
coefficient	0,854	0,56	0,9	0,92	0,636	0,97	1	0,73
contrainte	2,23	1,45	2,35	2,4	1,65	2,53	2,6	1,9

Tableau 4 : Correspondance entre les incréments numériques, les coefficients de chargement, la contrainte appliquée

Figure 4 dalle de béton de 200 mm x 150 mm acier rond de 16 mm 0,67 %



Dans le tableau 5, nous avons rassemblé les résultats numériques des différents chargements. Dans ce qui suit, nous présentons les courbes du chargement conduisant à la troisième rupture.

contrainte appliquée (MPa)		2,23	1,45	2,35	2,4	1,65	2,53	2,61	1,9
numéro d'incrément de chargement		10	11	15	16	17	21	22	23
contrainte dans le béton en partie courante	(MPa)	2,1	1,4	2,25	2,3	1,6	2,4	2,5	1,85
contrainte dans le béton en pointe d'ancrage	(MPa)	3,4	2,6	3,2	3,2	2,4	3,4	3,8	3
contrainte dans le béton dans le plan de la fissure	(MPa)	0	0	0	0	0	0	0	0
contrainte dans l'acier en partie courante	(MPa)	18	10	20	22	15	25	25	15
contrainte dans l'acier dans le plan des fissures	(MPa)	330	260	350	360	270	380	390	300
longueur décohesion autour de la fissure 1	(mm)	540	540	540	540	540	540	540	540
longueur décohesion autour de la fissure 2	(mm)				500	500	500	500	500
longueur décohesion autour de la fissure 3	(mm)							500	500
longueur décohesion totale	(mm)	540	540	540	1040	1040	1040	1540	1540
ouverture fissure 1	(mm)	0,3	0,26	0,33	0,34	0,3	0,38	0,4	0,35
ouverture fissure 2	(mm)				0,28	0,26	0,31	0,33	0,305
ouverture fissure 3	(mm)							0,5	0,31
ouverture fissure totale	(mm)	0,3	0,26	0,33	0,62	0,56	0,69	1,23	0,965
déplacement extrants	(mm)	0,37	0,265	0,38	0,65	0,54	0,71	1,06	0,935

Tableau 5 : Principaux résultats numériques en fonction du chargement

Les figures 5 et 6 présentent la contrainte longitudinale dans le béton le long de l'interface acier-béton pour deux états successifs de chargement. Le premier est un chargement en PUR de 2,6 MPa qui correspond à la contrainte provoquant la 3^{ème} rupture du béton. Le second est un abaissement du chargement à une contrainte de 1,9 MPa consécutif à l'ouverture de la fissure.

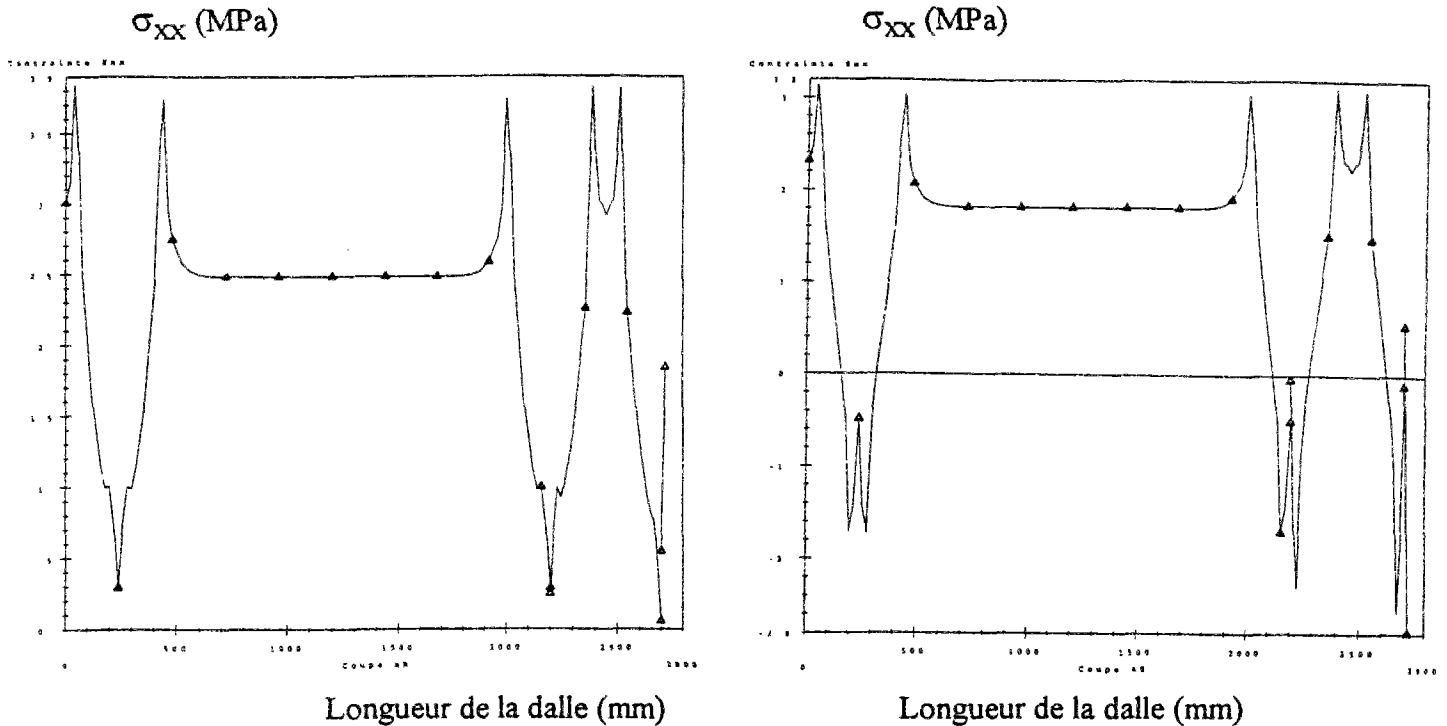
Ces courbes de traction mettent en évidence un pic numérique qui représente une concentration de contrainte. Celle-ci provoque une rupture locale de la liaison acier-béton.

On retrouve le profil bilinéaire de la variation de la contrainte longitudinale dans le béton. Si L est la longueur séparant deux fissures, la contrainte est constante sur une longueur $(L - 2 x_{ad})$ et la liaison acier-béton n'est pas dégradée. De part et d'autre de cette distance, la contrainte est décroissante jusqu'à la valeur nulle dans le plan de fissure, et cela sur une longueur x_{ad} de chaque côté.

Cette longueur $2x_{ad}$ sur laquelle il y a glissement est respectivement de 540mm, 500mm, 500mm respectivement autour des fissures n°1, 2, 3 (figure 7). Selon le calcul numérique, le glissement est total sur toute la longueur qui sépare les fissures 1 et 3.

La longueur sur laquelle la liaison se dégrade correspond à la longueur sur laquelle le cisaillement atteint ses valeurs extrêmes (figure 7). Le cisaillement est nul entre deux fissures sur la longueur $(L - 2 x_{ad})$ puis atteint selon une variation continue la valeur de $1,3 \text{ MPa} (|\tau| \leq C_e - \sigma_n \text{ tg} \phi_e)$.

La contrainte dans l'acier est maximale dans le plan de la fissure. Elle évolue de 390 MPa (figure 8) pour le chargement provoquant l'ouverture de la fissure à 300 MPa (figure 9) après la chute de la contrainte de chargement numérique. La limite élastique moyenne mesurée pour cet acier est de 630 MPa.



Contrainte longitudinale σ_{xx} (MPa) dans le béton correspondant à une sollicitation sur la face extrême de 2,6 MPa sur la figure 5 et de 1,9 MPa sur la figure 6

Les figures 5 et 6 présentent la contrainte longitudinale σ_{xx} (MPa) dans le béton le long de l'interface acier béton pour deux états successifs de chargement. La figure 5 correspond à l'état de contrainte pour la sollicitation provoquant la rupture du béton. La figure 6 représente la chute de contrainte qui fait suite à la rupture dans le béton.

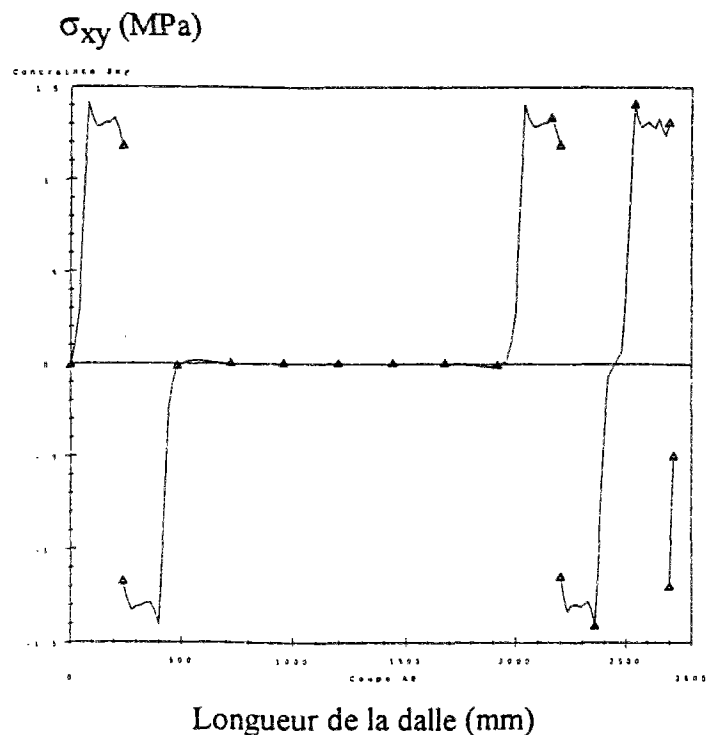
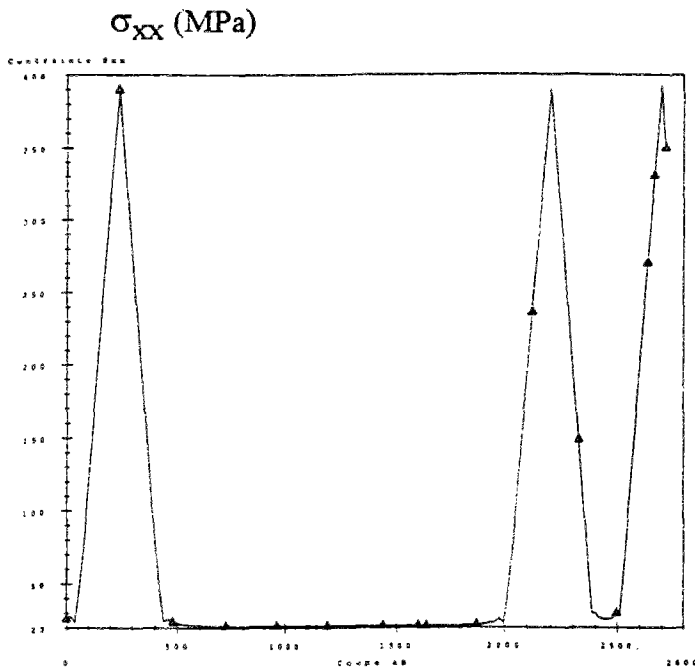
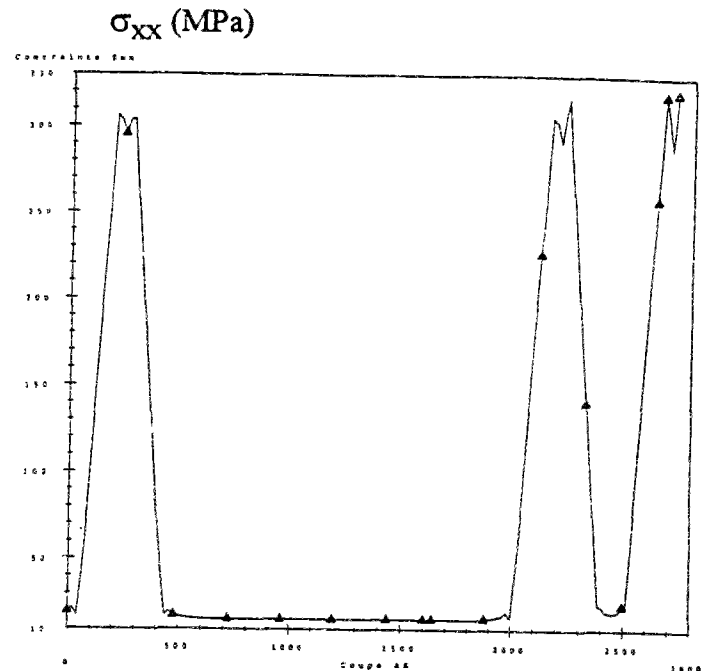


Figure 7 : Contrainte de cisaillement σ_{xy} (MPa) le long de l'interface acier-béton pour une sollicitation appliquée sur la face extrême de 2,6 MPa



Longueur de la dalle (mm)



Longueur de la dalle (mm)

Contrainte longitudinale σ_{xx} (MPa) dans l'acier correspondant à une sollicitation sur la face extrême de 2,6 MPa sur la figure 8 et de 1,9 MPa sur la figure 9

Les figures 8 et 9 présentent, pour deux états successifs de chargement, la contrainte longitudinale σ_{xx} (MPa) dans l'acier suivant une génératrice. La figure 8 correspond à l'état de contrainte pour la sollicitation provoquant la rupture du béton. La figure 9 représente la chute de contrainte qui fait suite à la rupture dans le béton.

A partir de ces résultats, nous avons étudié l'influence de deux paramètres :

- la valeur de la cohésion dans la loi de frottement en prenant des valeurs de la cohésion de 6,35 MPa et de 8,65 MPa (cohésion équivalente de 1,1 MPa et de 1,5 MPa)
- la valeur du module d'Young du béton en prenant des valeurs de 23000 MPa et de 29000 MPa

Nous constatons d'abord que les comportements simulés sont cohérents :

- plus la cohésion augmente et plus l'ouverture des fissures diminue et inversement (figures 10, 11, 12)
- plus la cohésion augmente et plus la longueur de décohéation diminue et inversement
- nous obtenons aussi une estimation quantitative des influences de ces facteurs : ainsi, une variation de $\pm 10\%$ de la valeur du module d'Young autour de 26000 MPa n'entraîne pas d'influence significative sur la longueur de décohéation et sur l'ouverture des fissures (figure 13, 14, 15)

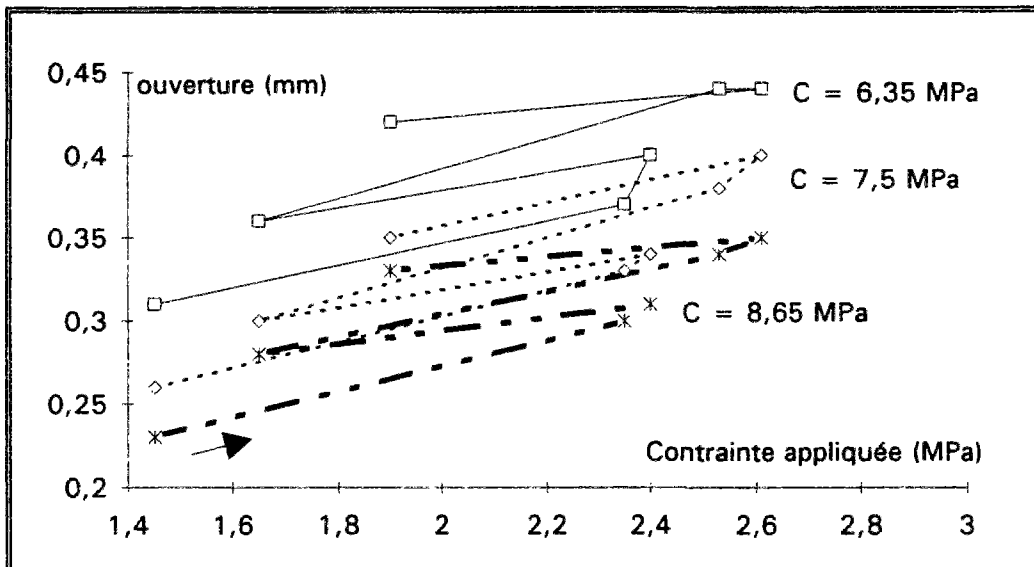


Figure 10 : Ouverture de la fissure 1 en fonction de la cohésion

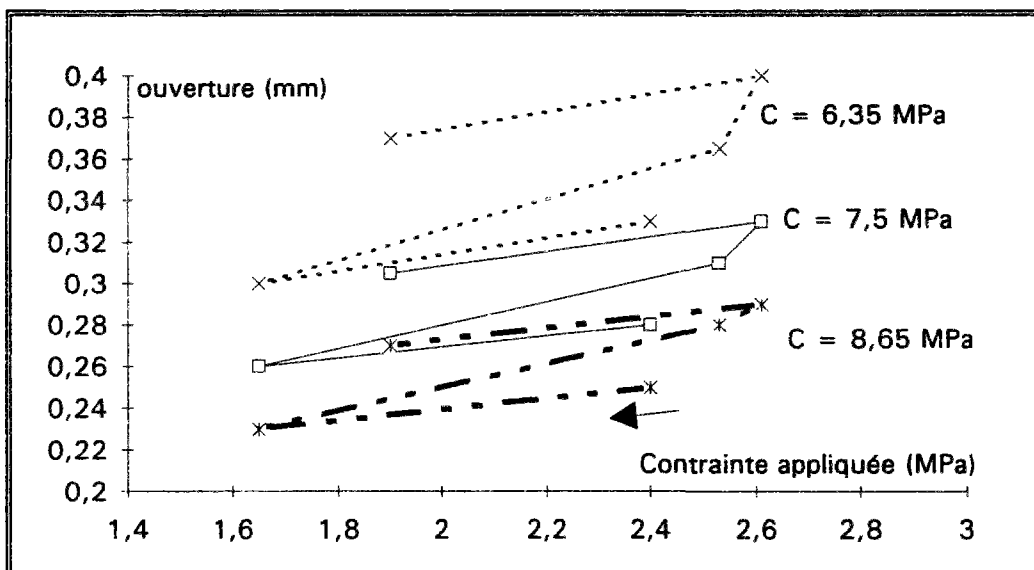


Figure 11 : Ouverture de la fissure 2 en fonction de la cohésion

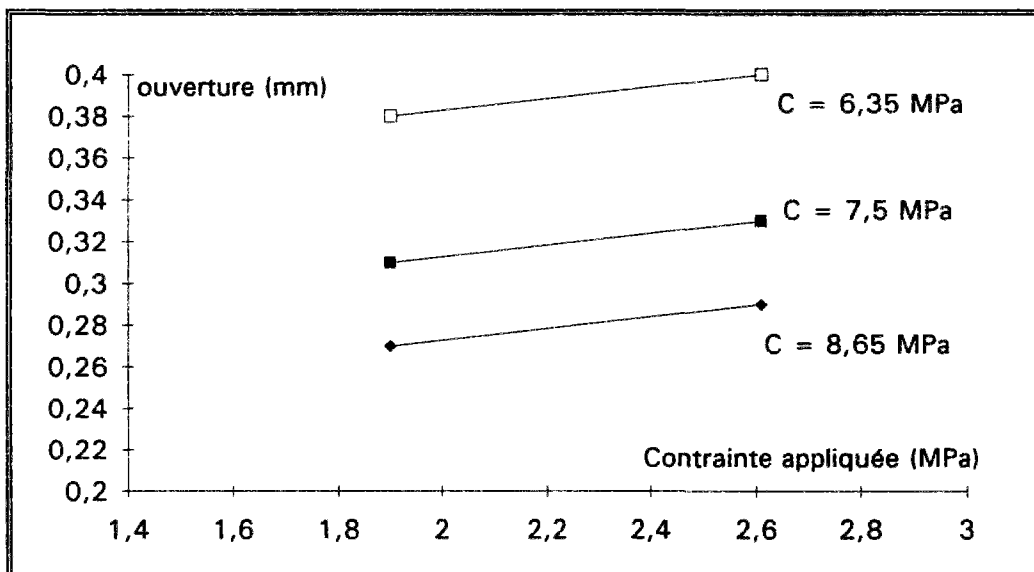


Figure 12 : Ouverture de la fissure 3 en fonction de la cohésion

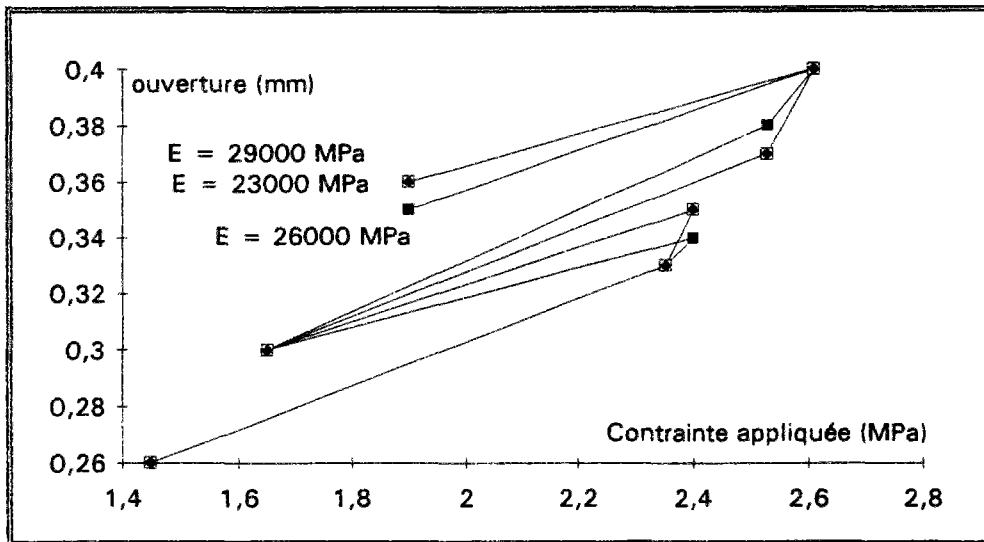


Figure 13 : Ouverture de la fissure 1 en fonction du module du béton

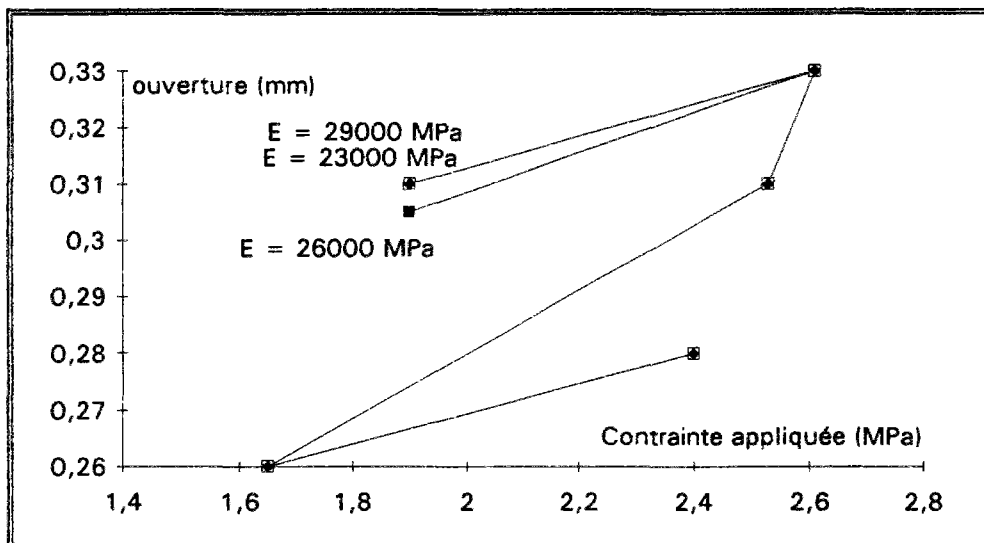


Figure 14 : Ouverture de la fissure 2 en fonction du module du béton

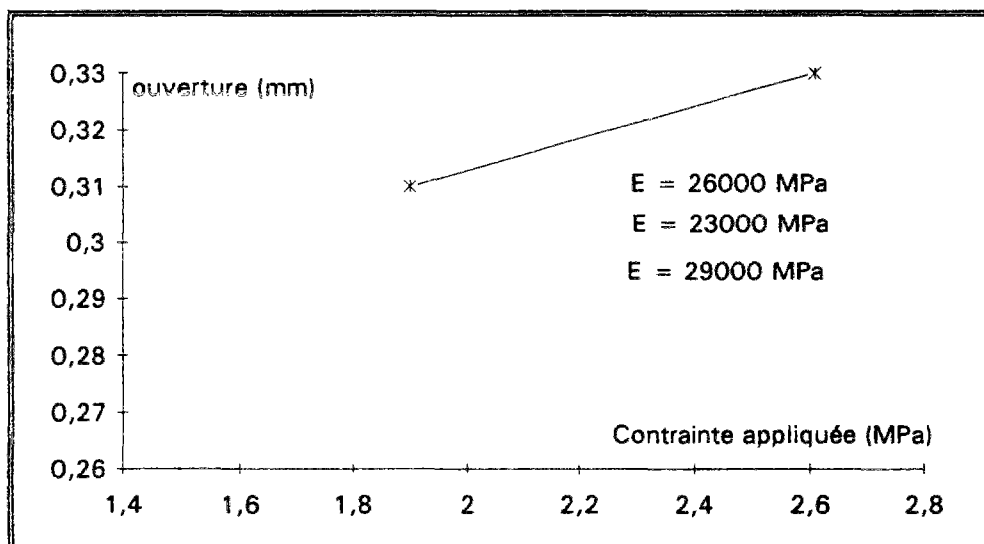


Figure 15 : Ouverture de la fissure 3 en fonction du module du béton

Les résultats ne sont pas significatifs !

II.1.2. Second essai simulé

cas de la dalle de béton d'épaisseur 16,2 cm avec une armature de type Flexarm

L'essai correspondant à ce type de dalle a donné lieu à l'apparition de deux fissures. Par rapport à une extrémité de la base de mesure du capteur de surface, elles se situent respectivement à 1280 mm, 1800 mm pour la première et seconde fissure.

Nous avons effectué un maillage d'une dalle de béton de 2700 mm de longueur (figure 16). Ceci permet de modéliser le matériau béton de part et d'autre de chaque fissure. Les deux fissures sont représentées par des éléments de contact dans les plans de fissuration. La résistance à la traction de ces éléments est égale à la contrainte de traction respective à chaque rupture.

On applique une pression uniformément répartie sur une plaque d'extrémité de 80 mm de longueur par 200 mm de hauteur.

Les paramètres de cette simulation sont rappelés dans les tableaux ci-dessous :

	module (MPa)	Rt (MPa)	C _{équivalente} (MPa)	frottement (°)
béton	26000	1,84	1,84	0
acier	210000	2,42	2,42	0
interface acier-béton		1,00E+06	1,3	1

Tableau 6 Paramètres du modèle

Le chargement maximal correspond à une contrainte de 2,5 MPa. Le modèle de fissuration ne constitue pas une loi de comportement, et ne permet donc pas de modéliser la chute de contrainte qui aurait fait suite à une rupture dans le béton. Les différents incréments significatifs dans le chargement sont rapportés dans le tableau suivant :

Incrément	10	11	17	18	19
coefficient	0,76	0,38	0,99	1	0,6
contrainte	1,9	0,95	2,475	2,5	1,5

Tableau 7 : Correspondance entre les incréments numériques, les coefficients de chargement, la contrainte appliquée

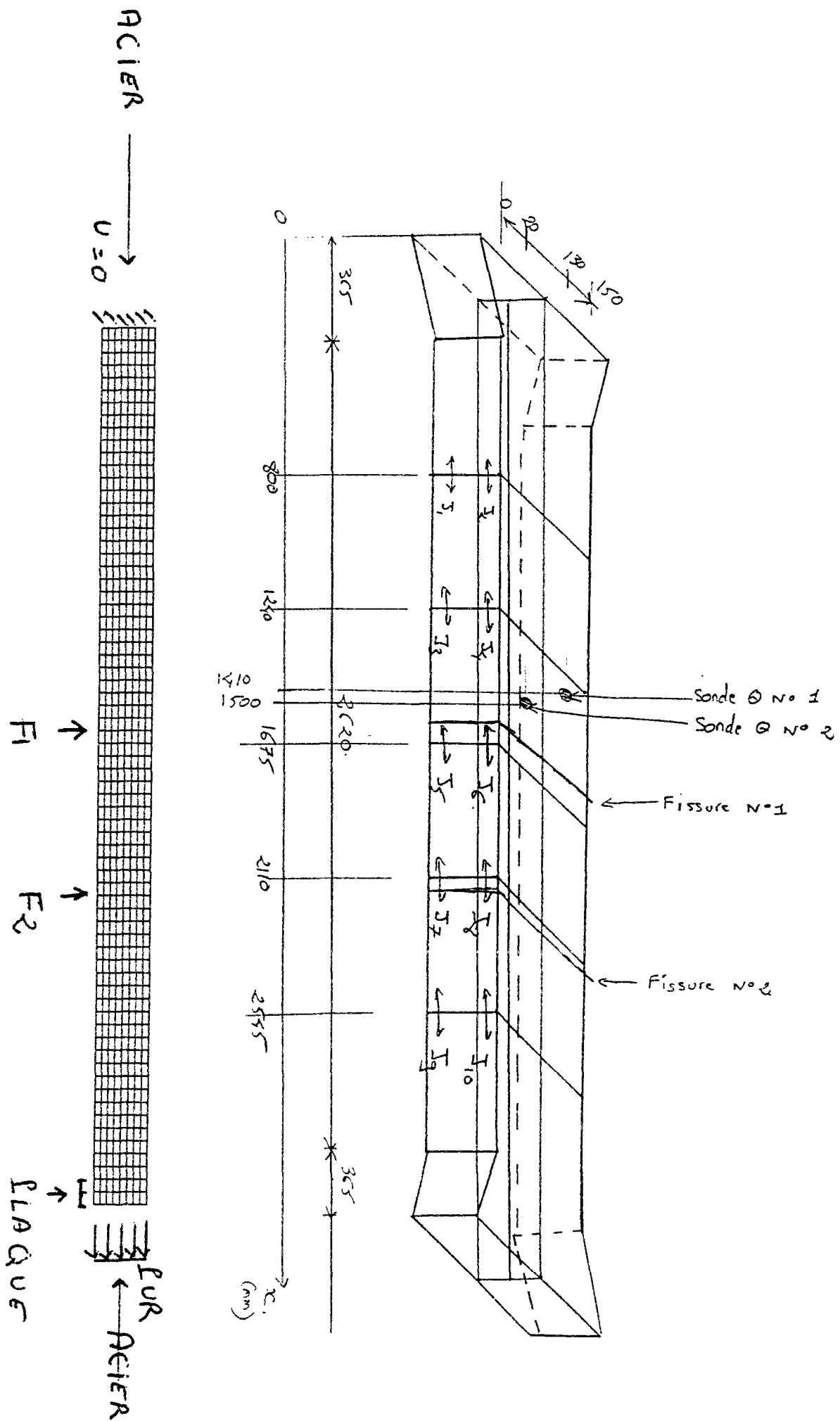
Incrément	10	:	contrainte de 1,9 MPa	lors la fissure n°1
Incrément	11	:	contrainte de 0,95 MPa	juste après la fissure n°1
Incrément	17	:	contrainte de 2,475 MPa	juste avant la fissure n°2
Incrément	18	:	contrainte de 2,5 MPa	lors de la fissure n°2
Incrément	19	:	contrainte de 1,5 MPa	juste après la fissure n°2

Figure 16

dalle de béton de 162 mm x 150 mm

Flexarm 40 mm x 2,44 mm

0,4 %



Dans le tableau 8, nous avons rassemblé les résultats numériques des différents chargements. Dans ce qui suit, nous présentons les courbes du chargement conduisant à la seconde rupture.

contrainte appliquée (MPa)		1,9	0,95	2,475	2,5	1,5
numéro d'incrément de chargement		10	11	17	18	19
contrainte dans le béton en partie courante	(MPa)	1,85	0,95	2,4	2,42	1,45
contrainte dans le béton au pointe d'ancrage	(MPa)	3,15	2,15	3,75	3,8	2,8
contrainte dans le béton dans le plan de la fissure	(MPa)	0	0	0	0	0
contrainte dans l'acier en partie courante	(MPa)	18	10	20	20	16
contrainte dans l'acier dans le plan des fissures	(MPa)	480	320	620	630	460
longueur décohesion autour de la fissure 1	(mm)	320	320	400	400	400
longueur décohesion autour de la fissure 2	(mm)				400	400
longueur décohesion totale	(mm)	320	320	400	800	800
ouverture Fissure 1	(mm)	0,25	0,205	0,4	0,41	0,38
ouverture Fissure 2	(mm)				0,42	0,38
ouverture Fissure totale	(mm)	0,25	0,205	0,4	0,83	0,8
déplacement extrémité	(mm)	0,41	0,28	0,63	1,04	0,86

Tableau 8 : Principaux résultats numériques en fonction du chargement

Les figures 17 et 18 présentent la contrainte longitudinale dans le béton le long de l'interface acier-béton pour deux états successifs de chargement. Le premier est un chargement en PUR de 2,5 MPa qui représente la contrainte de la 2ème rupture du béton. Le second est un abaissement de cette contrainte à 1,5 MPa consécutif à l'ouverture de la fissure.

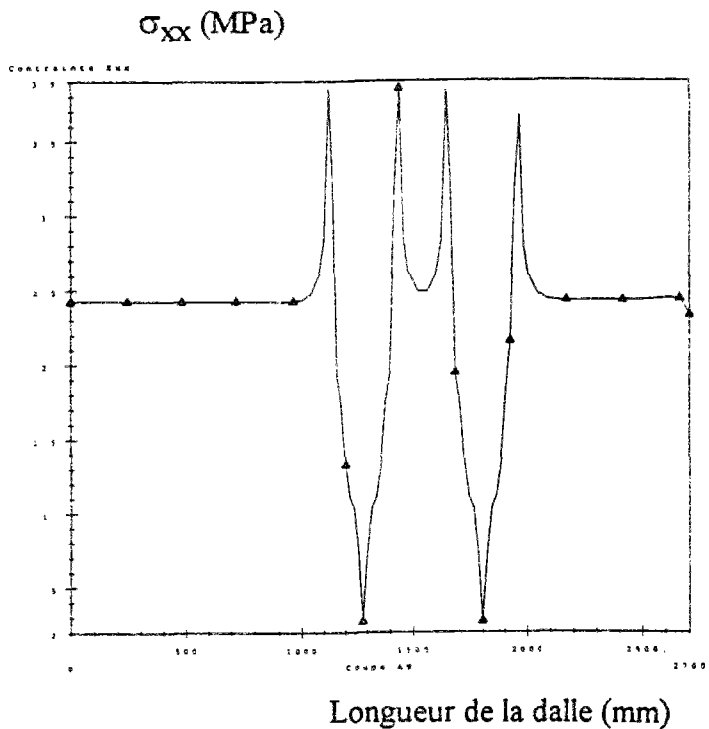
Ces courbes de traction mettent en évidence un pic numérique qui représente une concentration de contrainte. Celle-ci provoque une rupture locale de la liaison acier-béton.

On retrouve le profil bilinéaire de la variation de la contrainte longitudinale dans le béton. Si L est la longueur séparant deux fissures, la contrainte est constante sur une longueur $(L - 2 x_{ad})$ et la liaison acier-béton n'est pas dégradée. De part et d'autre de cette distance, la contrainte est décroissante jusqu'à la valeur nulle dans le plan de fissure, et cela sur une longueur x_{ad} de chaque côté.

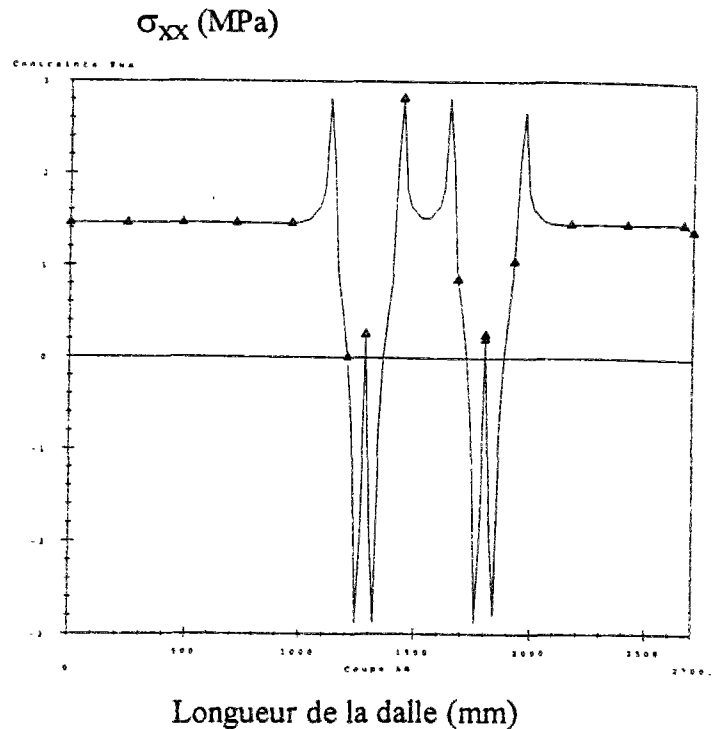
Cette longueur $2x_{ad}$ sur laquelle il y a glissement est de 400mm autour des fissures n°1 et 2 (figure 19). Numériquement, le glissement est total sur toute la longueur qui sépare les deux fissures.

La longueur sur laquelle la liaison se dégrade correspond à la longueur sur laquelle le cisaillement atteint ses valeurs extrêmes (figure 19). Le cisaillement est nul entre deux fissures sur la longueur $(L - 2 x_{ad})$ puis atteint selon une variation continue la valeur de $1,3 \text{ MPa} \left(|\tau| \leq C_e - \sigma_n \text{ tg}\phi_e \right)$.

La contrainte dans l'acier est maximale dans le plan de la fissure. Elle évolue de 630 MPa (figure 20) pour le chargement provoquant l'ouverture de la fissure à 460 MPa (figure 21) après la chute de la contrainte de chargement numérique. La limite élastique moyenne mesurée pour cet acier est de 785 MPa.



Contrainte longitudinale σ_{xx} (MPa) dans le béton correspondant à une sollicitation sur la face extrême de 2,5 MPa sur la figure 17



et de 1,5 MPa sur la figure 18

Les figures 17 et 18 présentent la contrainte longitudinale σ_{xx} (MPa) dans le béton le long de l'interface acier béton pour deux états successifs de chargement. La figure 17 correspond à l'état de contrainte pour la sollicitation provoquant la rupture du béton. La figure 18 représente la chute de contrainte qui fait suite à la rupture dans le béton.

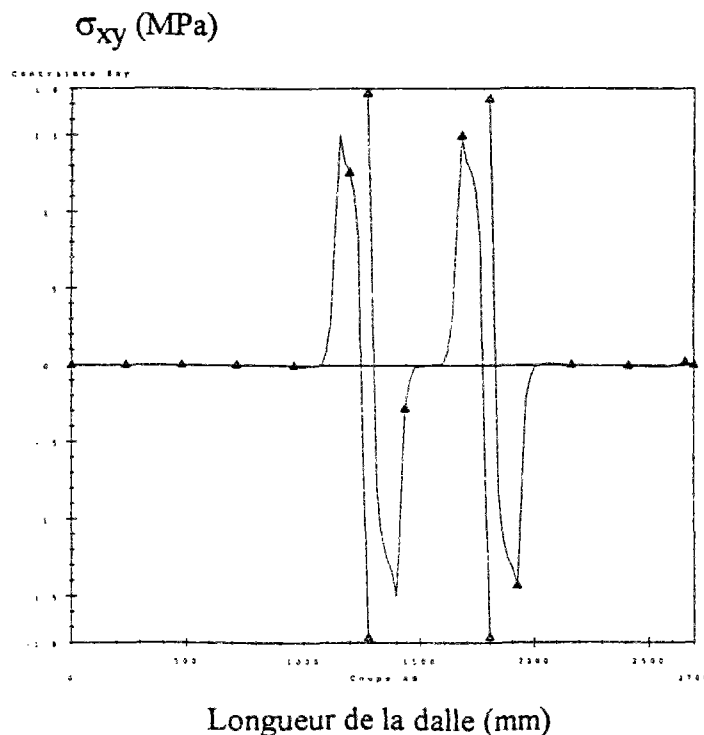
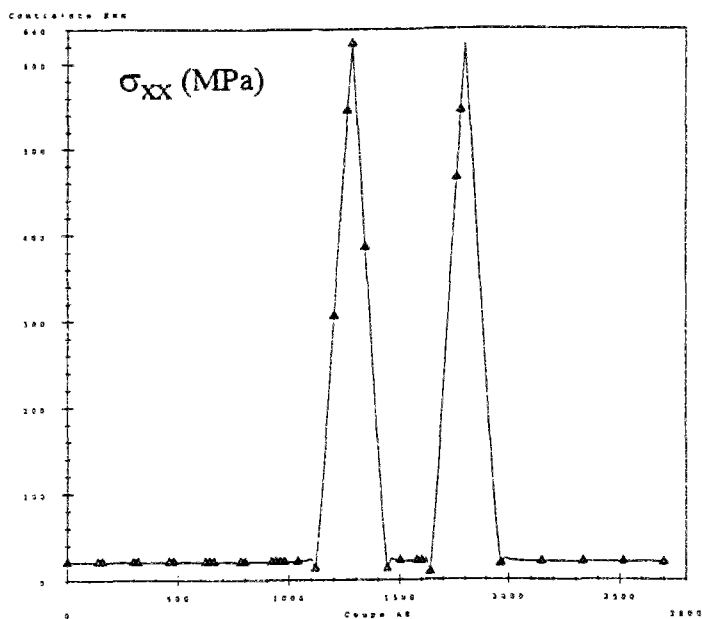
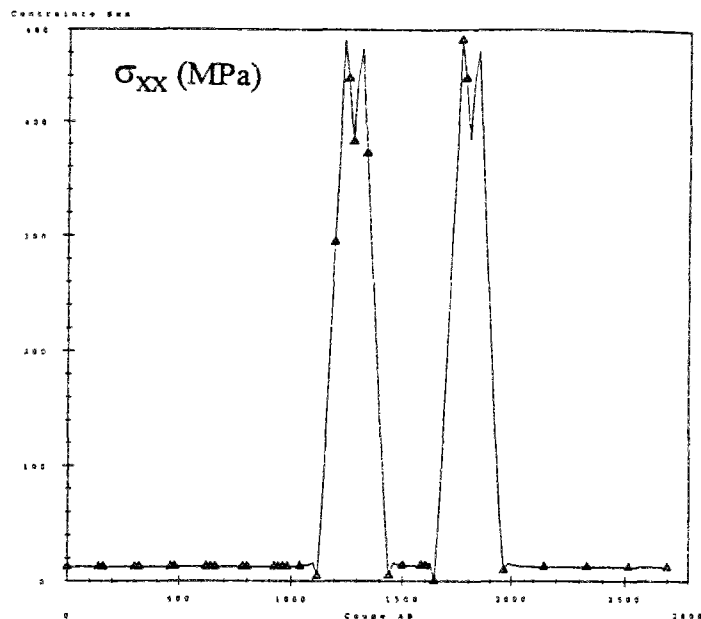


Figure 19 : Contrainte de cisaillement σ_{xy} (MPa) le long de l'interface acier béton pour une sollicitation appliquée 2,5 MPa



Longueur de la dalle (mm)



Longueur de la dalle (mm)

Contrainte longitudinale σ_{XX} (MPa) dans l'acier correspondant à une sollicitation sur la face extrême de 2,5 MPa sur la figure 20 et de 1,5 MPa sur la figure 21

Les figures 20 et 21 présentent, pour deux états successifs de chargement, la contrainte longitudinale σ_{XX} (MPa) dans l'acier suivant une génératrice. La figure 20 correspond à l'état de contrainte pour la sollicitation provoquant la rupture du béton. La figure 21 représente la chute de contrainte qui fait suite à la rupture dans le béton.

A partir de ces résultats, nous avons étudié l'influence de deux paramètres :

- la valeur de la cohésion dans la loi de frottement en prenant des valeurs de la cohésion de 3,8 MPa et de 5,2 MPa (cohésion équivalente de 1,1 MPa et de 1,5 MPa)
- la valeur du module d'Young du béton en prenant des valeurs de 23000 MPa et de 29000 MPa

Nous constatons que les résultats sont cohérents : plus la cohésion augmente, plus l'ouverture des fissures et la longueur de décohesion diminue (Tableaux 9, 10) et qu'une variation de $\pm 10\%$ de la valeur du module d'Young autour de 26000 MPa n'a pas d'influence significative ni sur la longueur de décohesion, ni sur l'ouverture des fissures (Tableaux 11, 12)

contrainte appliquée (MPa)		1,9	0,95	2,475	2,5	1,5
numéro d'incrément de chargement		10	11	17	18	19
contrainte dans le béton en partie courante	(MPa)	1,85	0,95	2,4	2,42	1,45
contrainte dans le béton en pointe d'ancrage	(MPa)	2,55	1,55	3	3,4	2,6
contrainte dans le béton dans le plan de la fissure	(MPa)	0	0	0	0	0
contrainte dans l'acier en partie courante	(MPa)	18	10	20	20	16
contrainte dans l'acier dans le plan des fissures	(MPa)	480	340	620	630	500
longueur décohesion autour de la fissure 1	(mm)	320	320	400	400	400
longueur décohesion autour de la fissure 2	(mm)				400	400
longueur décohesion totale	(mm)	320	320	400	800	800
ouverture fissure 1	(mm)	0,29	0,245	0,43	0,49	0,45
ouverture fissure 2	(mm)				0,55	0,50
ouverture fissure totale	(mm)	0,29	0,245	0,43	1,04	1
déplacement extrémité	(mm)	0,459	0,33	0,7	1,24	1,06

Tableau 9 : Principaux résultats numériques avec une cohésion de 3,8 MPa

contrainte appliquée (MPa)		1,9	0,95	2,475	2,5	1,5
numéro d'incrément de chargement		10	11	17	18	19
contrainte dans le béton en partie courante	(MPa)	1,85	0,95	2,4	2,42	1,45
contrainte dans le béton en pointe d'ancrage	(MPa)	2,85	1,8	3,6	3,6	2,5
contrainte dans le béton dans le plan de la fissure	(MPa)	0	0	0	0	0
contrainte dans l'acier en partie courante	(MPa)	18	8	20	20	15
contrainte dans l'acier dans le plan des fissures	(MPa)	480	290	620	630	440
longueur décohéation autour de la fissure 1	(mm)	320	320	320	320	320
longueur décohéation autour de la fissure 2	(mm)				320	320
longueur décohéation totale	(mm)	320	320	320	640	640
ouverture Fissure 1	(mm)	0,205	0,175	0,35	0,36	0,32
ouverture Fissure 2	(mm)				0,36	0,32
ouverture Fissure totale	(mm)	0,205	0,175	0,35	0,72	0,6
déplacement extrémité	(mm)	0,39	0,263	0,582	0,93	0,77

Tableau 10 : Principaux résultats numériques une cohésion de 5,2 MPa

contrainte appliquée (MPa)		1,9	0,95	2,475	2,5	1,5
numéro d'incrément de chargement		10	11	17	18	19
contrainte dans le béton en partie courante	(MPa)	1,85	0,95	2,4	2,42	1,45
contrainte dans le béton en pointe d'ancrage	(MPa)	3,15	2,1	3,8	3,8	2,7
contrainte dans le béton dans le plan de la fissure	(MPa)	0	0	0	0	0
contrainte dans l'acier en partie courante	(MPa)	18	8	20	20	18
contrainte dans l'acier dans le plan des fissures	(MPa)	480	310	630	630	480
longueur décohéation autour de la fissure 1	(mm)	320	320	380	380	400
longueur décohéation autour de la fissure 2	(mm)				380	400
longueur décohéation totale	(mm)	320	320	380	760	800
ouverture Fissure 1	(mm)	0,24	0,203	0,41	0,42	0,39
ouverture Fissure 2	(mm)				0,42	0,39
ouverture Fissure totale	(mm)	0,24	0,203	0,41	0,84	0,8
déplacement extrémité	(mm)	0,44	0,299	0,67	1,08	0,90

Tableau 11 : Principaux résultats numériques avec un module d'Young du béton de 23000 MPa

contrainte appliquée (MPa)		1,9	0,95	2,475	2,5	1,5
numéro d'incrément de chargement		10	11	17	18	19
contrainte dans le béton en partie courante	(MPa)	1,85	0,95	2,4	2,42	1,45
contrainte dans le béton en pointe d'ancrage	(MPa)	3,15	2,1	3,8	3,8	2,8
contrainte dans le béton dans le plan de la fissure	(MPa)	0	0	0	0	0
contrainte dans l'acier en partie courante	(MPa)	18	8	20	20	15
contrainte dans l'acier dans le plan des fissures	(MPa)	480	320	620	630	460
longueur décohéation autour de la fissure 1	(mm)	300	300	380	400	400
longueur décohéation autour de la fissure 2	(mm)				400	400
longueur décohéation totale	(mm)	300	300	380	800	800
ouverture Fissure 1	(mm)	0,24	0,205	0,415	0,41	0,37
ouverture Fissure 2	(mm)				0,41	0,37
ouverture Fissure totale	(mm)	0,24	0,205	0,415	0,82	0,7
déplacement extrémité	(mm)	0,396	0,279	0,613	1,01	0,85

Tableau 12 : Principaux résultats numériques avec un module d'Young du béton de 29000 MPa

II.1.3. Troisième essai simulé

cas de la dalle de béton d'épaisseur 20 cm avec une armature de type Flexarm

Au cours de la réalisation de cet essai, nous avons obtenu deux fissures dans le béton. Par rapport à une extrémité de la base de mesure du capteur de surface, elles se situent respectivement à 1200 mm, 2400 mm pour la première et seconde fissure.

Nous avons effectué un maillage d'une dalle de béton de 2700 mm de longueur. Ceci permet de modéliser le matériau béton de part et d'autre de chaque fissure. Les fissures sont représentées par des éléments de contact dans les plans de fissuration. La résistance à la traction de ces éléments est égale à la contrainte de traction qui a été enregistrée au moment de leur fissuration respective.

On applique une pression uniformément répartie sur une plaque d'extrémité de 80 mm de longueur par 200 mm de hauteur.

Les paramètres de cette simulation sont rappelés dans les tableaux ci-dessous :

	module (MPa)		Rt (MPa)	Catégorie (MPa)	frottement (%)
béton	26000	Fissure n° 1	2,38	2,38	0
acier	210000	Fissure n° 2	2,43	2,43	0
interface		acier-béton	1,00E+06	1,3	1

Tableau 10 Paramètres du modèle

Le chargement maximal correspond à une contrainte de 2,48 MPa. Le modèle de fissuration ne constitue pas une loi de comportement, et ne permet donc pas de modéliser la chute de contrainte faisant suite à une rupture dans le béton. Les différents incréments significatifs dans le chargement sont rapportés dans le tableau suivant :

Fissure = F	F1	après F1	avant F2	F2
Incrément	12	13	18	19
coefficient	0,992	0,525	0,99	1
contrainte	2,46	1,3	2,45	2,48

Tableau 11 : Correspondance entre les incréments numériques, les coefficients de chargement, la contrainte appliquée

Dans le tableau 12, nous avons rassemblé les résultats numériques des différents chargements. Dans ce qui suit, nous présentons les courbes du chargement conduisant à la seconde rupture.

contrainte appliquée (MPa)		1,46	1,3	2,45	2,48
numéro d'incrément de chargement		12	13	18	19
contrainte dans le béton en partie courante	(MPa)	2,4	1,25	2,4	2,4
contrainte dans le béton en pointe d'ancrage	(MPa)	4,1	2,7	3,8	3,8
contrainte dans le béton dans le plan de la fissure	(MPa)	0,1	0	0,1	0
contrainte dans l'acier en partie courante	(MPa)	20	10	20	20
contrainte dans l'acier dans le plan des fissures	(MPa)	760	540	760	760
longueur décohéation autour de la fissure 1	(mm)	480	480	480	480
longueur décohéation autour de la fissure 2	(mm)				480
longueur décohéation totale	(mm)	480	480	480	960
ouverture fissure 1	(mm)	0,68	0,59	0,67	0,65
ouverture fissure 2	(mm)				0,65
ouverture fissure totale	(mm)	0,68	0,59	0,67	1,3
déplacement extrémité	(mm)	0,9	0,7	0,89	1,55

Tableau 12 : Principaux résultats numériques en fonction du chargement

La figure 22 présente la contrainte longitudinale dans le béton le long de l'interface acier-béton pour un chargement en PUR de 2,5 MPa qui représente la contrainte de la deuxième rupture du béton. Pour cet essai, nous n'avons pas simulé la chute de la contrainte, qui a suivi la deuxième fissure, puisque expérimentalement nous avons deux phénomènes concomitants :

- la rupture en traction du béton
- la plastification de l'acier

Cette courbe de traction met en évidence un pic numérique qui représente une concentration de contrainte. Celle-ci provoque une rupture locale de la liaison acier-béton.

On retrouve le profil bilinéaire de la variation de la contrainte longitudinale dans le béton. Si L est la longueur séparant deux fissures, la contrainte est constante sur une longueur $(L - 2 x_{ad})$ et la liaison acier-béton n'est pas dégradée. De part et d'autre de cette distance, la contrainte est décroissante jusqu'à la valeur nulle dans le plan de fissure, et cela sur une longueur x_{ad} de chaque côté. Cette longueur $2 x_{ad}$ sur laquelle il y a glissement est de 480 mm autour des fissures n°1 et 2 (figure 23). Numériquement, le glissement est total depuis la 2ème fissure et l'extrémité de la base du capteur de surface. La longueur sur laquelle la liaison se dégrade correspond à la longueur sur laquelle le cisaillement atteint ses valeurs extrêmes (figure 23). Le cisaillement est nul entre deux fissures sur la longueur $(L - 2 x_{ad})$ puis atteint selon une variation continue la valeur de 1,3 MPa ($|\tau| \leq C_e - \sigma_n \operatorname{tg} \phi_e$).

La contrainte dans l'acier est maximale dans le plan de la fissure. Elle est de 780 MPa (figure 24) lors de l'ouverture de la fissure.

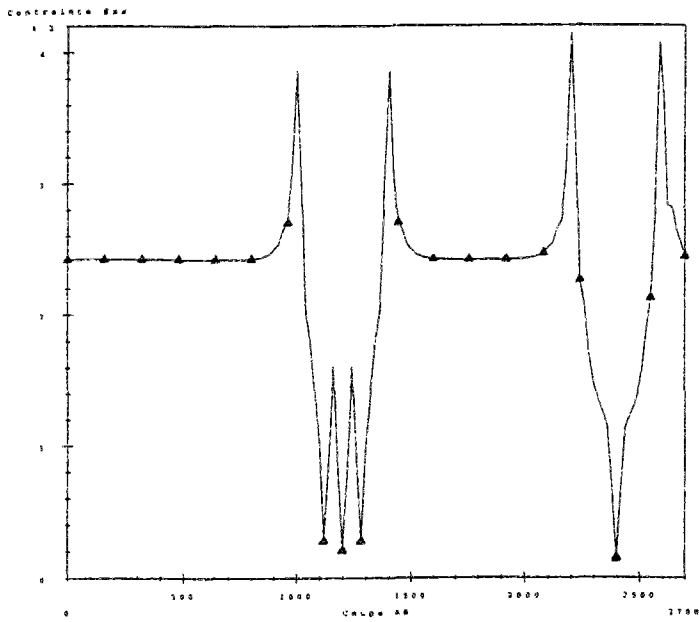
Cette valeur numérique confirme l'hypothèse de la plastification de l'acier dont la limite en élasticité est donnée à 800 MPa par le fournisseur. Nos essais de traction sur armature seule ont validé, pour deux échantillons de Flexarm issus d'un même lot, cette valeur moyenne (785 MPa précisément avec nos essais).

Le taux d'acier joue un rôle majeur dans le comportement du béton armé continu. Lorsque la section de béton augmente, les contraintes de traction dans le plan des fissures sont fortement croissantes dans l'armature.

En comparant les résultats des simulations 2 et 3, nous pouvons conclure que diminuer le pourcentage d'armature dans la section de béton implique :

- des ouvertures de fissures plus larges et des longueurs de décohéation plus longues
- une plus forte sollicitation des armatures dans le plan des fissures pouvant entraîner une plastification de l'acier.

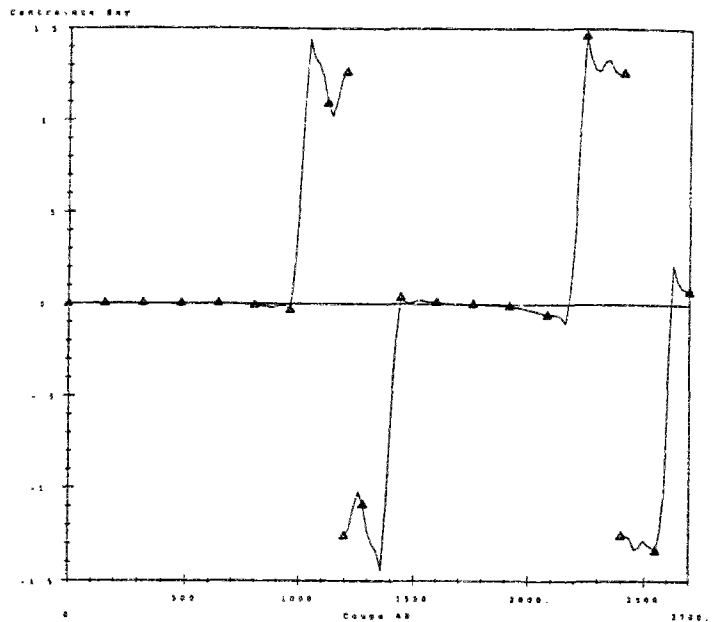
σ_{xx} (MPa)



Longueur de la dalle (mm)

Figure 22 : Contrainte longitudinale σ_{xx} (MPa) dans le béton correspondant à une sollicitation sur la face extrême de 2,5 MPa, et suivant une coupe située le long de l'interface acier-béton

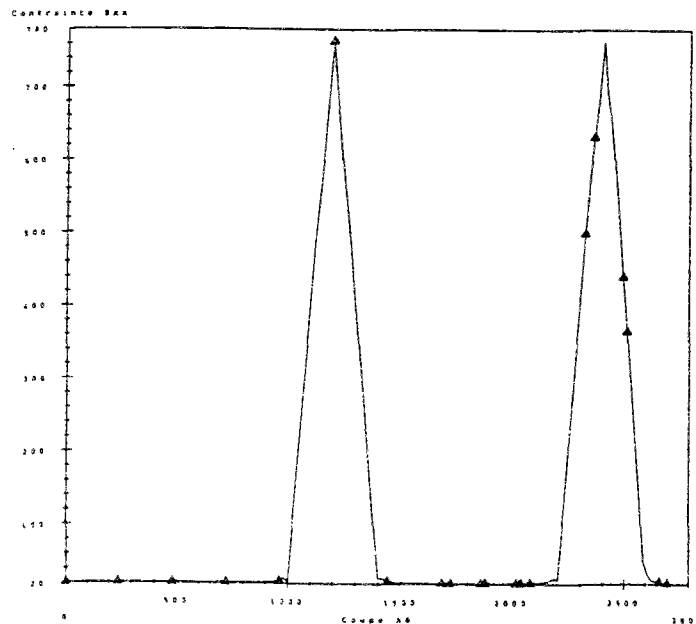
σ_{xv} (MPa)



Longueur de la dalle (mm)

Figure 23 : Contrainte de cisaillement σ_{xv} (MPa) le long de l'interface acier-béton correspondant à une sollicitation sur la face extrême de 2,5 MPa

σ_{xx} (MPa)



Longueur de la dalle (mm)

Figure 24 : Contrainte longitudinale σ_{xx} (MPa) dans l'acier correspondant à une sollicitation sur la face extrême de 2,5 MPa, et suivant une coupe située le long de l'interface acier-béton

II.2. Calcul en 3-D

II.2.1. Premier essai simulé

cas de la dalle de béton d'épaisseur 16,2 cm avec une armature de type Flexarm

Position du problème : Figure 3a

Pour des raisons numériques (nombres d'éléments, choix des éléments spéciaux pour cette géométrie), nous avons effectué un maillage d'une dalle de béton de 1200 mm de longueur (figure 3). Ceci permet de modéliser la dalle entre deux plans de symétrie situés chacun entre deux plans de fissure consécutive, donc de part et d'autre d'une fissure.

Les paramètres de cette simulation sont rappelés dans les tableaux ci-dessous :

	module (MPa)	Rt (MPa)	C (MPa)	frottement (°)
béton	26000	1,84	1,84	0
acier	210000	1,00E+06	4,5	5
		Fissure		
		interface acier-béton		

Tableau 14 Paramètres du modèle

Le chargement maximal correspond à une contrainte de 2,5 MPa. Le modèle de fissuration ne constitue pas une loi de comportement, et ne permet donc pas de modéliser la chute de contrainte qui résulte d'une rupture dans le béton. Les différents incréments (multiplicatifs) sont rapportés dans le tableau suivant :

Contrainte Max. imposée	2,5														
coefficient	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,65	0,7	0,72	0,74	0,76	0,78	0,8	0,82	0,84
N° d'incrément	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15

Tableau 15 : Variation de la contrainte dans le chargement numérique appliqué

La rupture se produit lors de l'incrément n°11 qui correspond à une contrainte appliquée de 1,9 MPa.

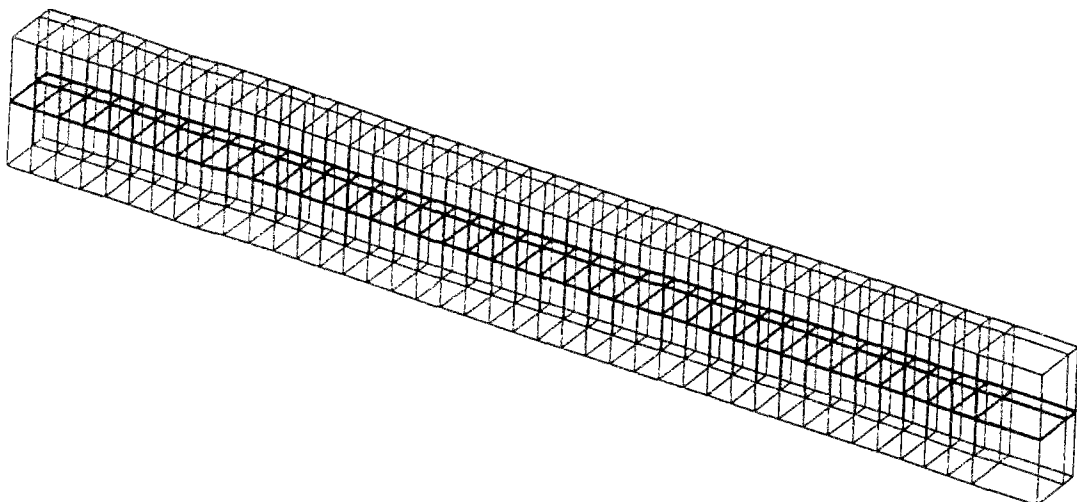


Figure 25 : Maillage de la dalle de béton d'une épaisseur de 16,2 cm avec un Flexarm

Distance du noeud à la fissure en mm

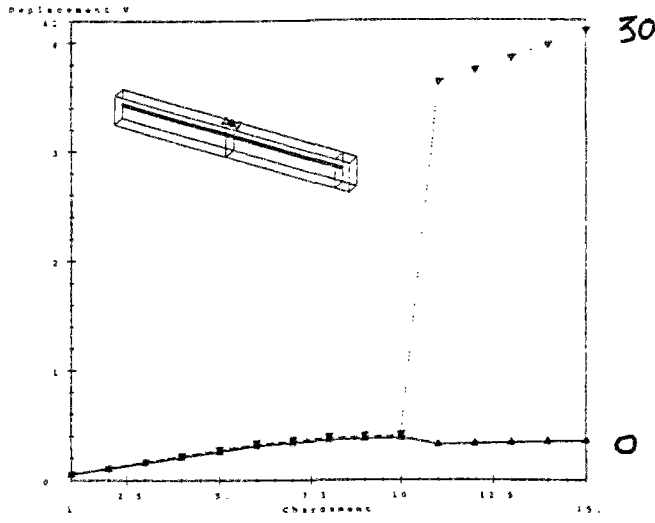


Figure 26 : Déplacement v (mm) dans le béton pour des états successifs de chargement

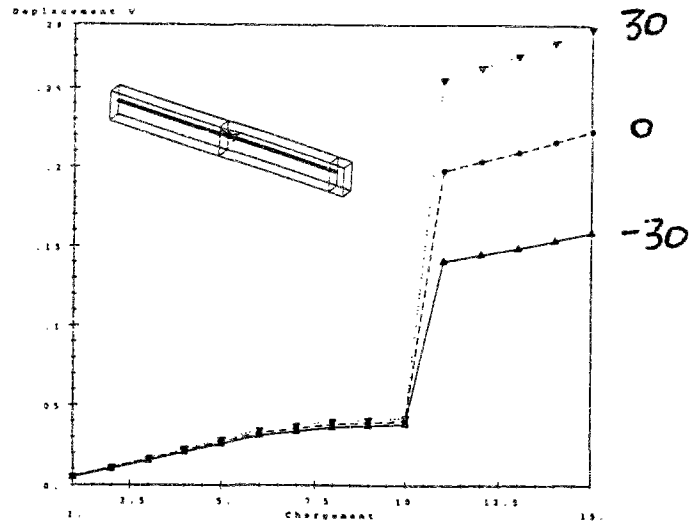


Figure 27 : Déplacement v (mm) dans l'acier pour des états successifs de chargement

Distance du noeud à la fissure en mm

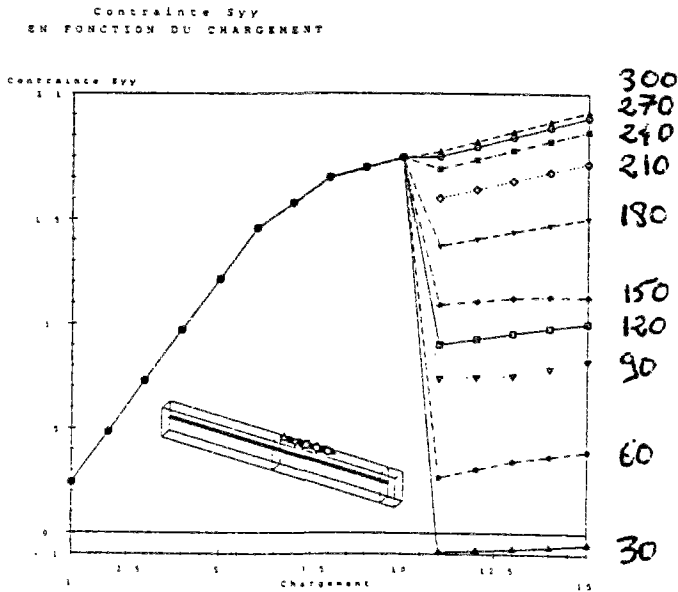


Figure 28 : Contrainte longitudinale σ_{VV} (MPa) dans le béton le long de la dalle pour des états successifs de chargement

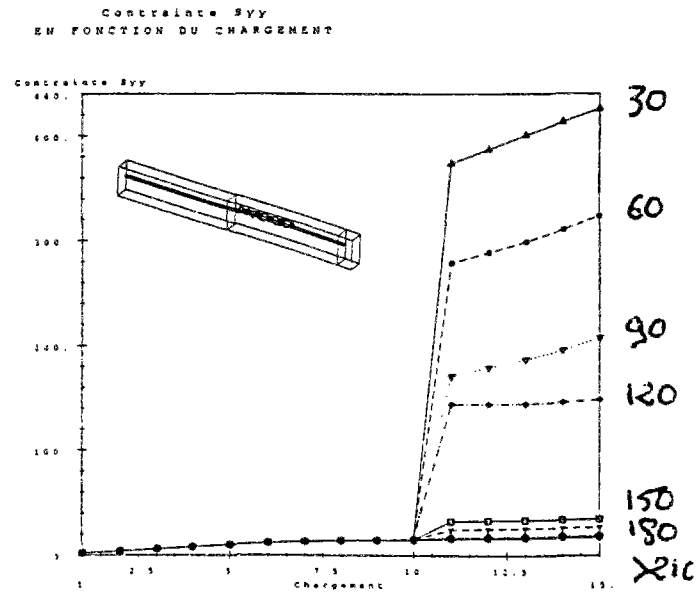


Figure 29 : Contrainte longitudinale σ_{VV} (MPa) dans l'acier le long de la dalle pour des états successifs de chargement

On constate que les noeuds :

de l'acier placés à 30 mm de part et d'autre de la fissure ont présenté un déplacement horizontal de 0,14 mm et 0,26 mm pour un chargement de 1,9 MPa

du béton placés à 30 mm, sur l'interface acier béton, de part et d'autre de la fissure, ont présenté un déplacement horizontal de 0,035 mm et 0,365 mm pour un chargement de 1,9 MPa

L'ouverture de la fissure obtenue par le calcul numérique est de l'ordre de 0,33 mm pour une contrainte appliquée de 1,9 MPa.

Puis, si le chargement est croissant, on obtient une dégradation de la liaison acier béton qui conduit à une ouverture de fissure plus importante, de l'ordre de 0,38 mm pour un chargement de 2,1 MPa.

On obtient pour les noeuds :

de l'acier placés de part et d'autre de la fissure un déplacement horizontal de 0,16 mm et 0,285 mm pour un chargement de 2,1 MPa

du béton placés à l'interface acier béton ont présenté un déplacement horizontal de 0,035 mm et 0,41 mm pour un chargement de 2,1 MPa

On retrouve le profil bilinéaire de la contrainte longitudinale dans le béton (figure 28).

Si L est la longueur séparant deux fissures, la contrainte est constante sur une longueur $(L - 2 x_{ad})$ et la liaison acier-béton n'est pas dégradée. De part et d'autre de cette distance, la contrainte est décroissante jusqu'à la valeur nulle dans le plan de fissure, et cela sur une longueur x_{ad} . Cette longueur $2 x_{ad}$ sur laquelle il y a glissement est de 600 mm, soit 300 mm de part et d'autre de la fissure. Après rupture, près de la fissure, la contrainte longitudinale est nulle. Elle est croissante sur une longueur d'environ 300 mm d'un côté de la fissure.

La contrainte dans l'acier est maximale dans le plan de la fissure. Elle est de 480 MPa lors de l'ouverture de la fissure. Sur une longueur de 180 mm environ, de part et d'autre de la fissure, elle est décroissante (figure 29) jusqu'à la valeur de 18 MPa.

Si on représente sur un même graphe (figure 30) la force dans le béton et dans l'acier en fonction de la distance à la fissure, on obtient une représentation graphique du profil bilinéaire de la force. Sur une longueur de 80 mm environ, de part et d'autre d'une fissure, on observe une zone de forte décohésion. Puis, de 80 mm à 300 mm environ s'étend une zone de diffusion correspondant à une dégradation de la liaison acier-béton. Au-delà de cette longueur de 300 mm les champs de contrainte et de déformation sont uniformes.

Remarque : Dans une section droite, on doit vérifier que la somme de la force dans l'acier et de la force dans le béton est égale à une constante. L'écart entre la force théorique dans le béton calculée selon la formule $F_a + F_b = \text{constante}$ et la force dans le béton mesurée sur la face supérieure est due à la non uniformité du champ de contrainte dans le béton dans une section droite.

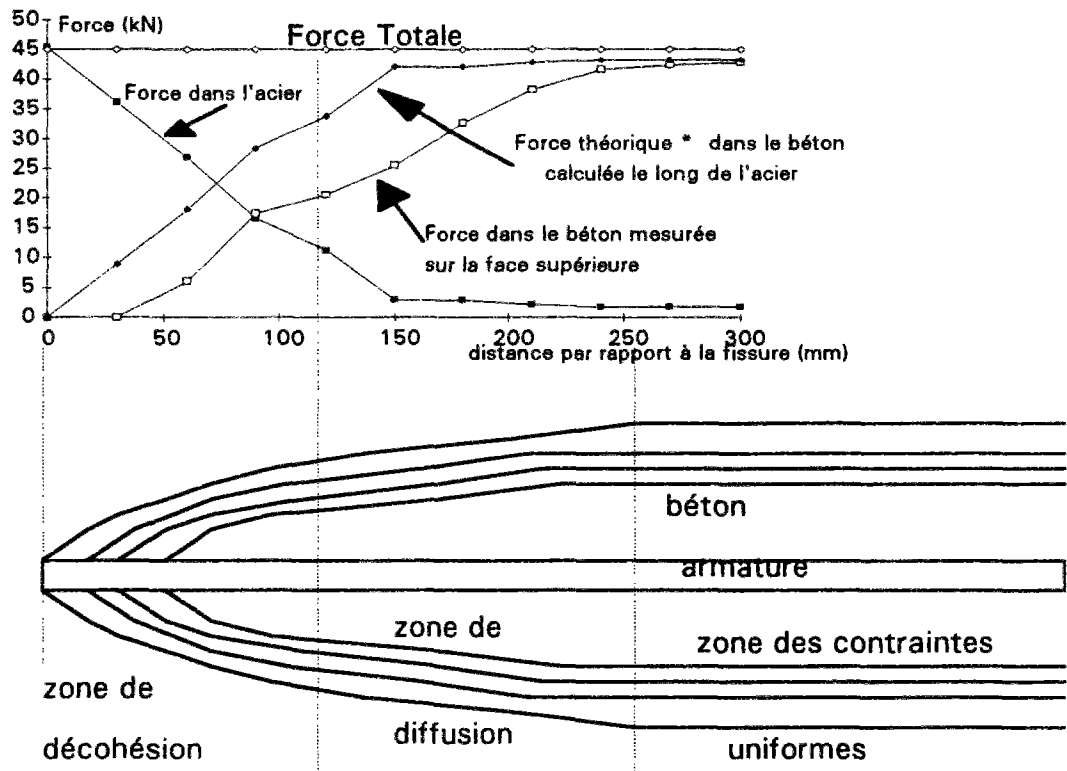


Figure 30 : Représentation de la force dans le béton, dans l'acier le long de la dalle pour le chargement provoquant la rupture du béton

II.2.2. Second essai simulé

cas de la dalle de béton d'épaisseur 20 cm avec une armature de type Flexarm

Position du problème : Figure 3a

Pour des raisons numériques identiques, nous avons effectué un maillage d'une dalle de béton de 1200 mm de longueur (figure 31). Ceci permet de modéliser la dalle entre deux plans de symétrie situés chacune entre deux plans de fissure consécutive, donc de part et d'autre d'une fissure.

Les paramètres de cette simulation sont rappelés dans les tableaux ci-dessous :

	module (MPa)	f_{ct} (MPa)	C (MPa)	frottement (°)
béton	26000	1,84	1,84	0
acier	210000	1,00E+06	4,5	5

Tableau 16 Paramètres du modèle

Le chargement maximal correspond à une contrainte de 2,5 MPa. Le modèle de fissuration ne constitue pas une loi de comportement, et ne permet donc pas de modéliser la chute de contrainte qui fait suite à une rupture dans le béton. Les différents incréments multiplicatifs sont rapportés dans le tableau suivant :

Contrainte Max. imposée	2,5														
coefficient	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,65	0,7	0,72	0,74	0,76	0,78	0,8	0,82	0,84
N° d'incrément	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
coefficient			0,86	0,88	0,9	0,92	0,94	0,96	0,98	0,99	1				
N° d'incrément			16	17	18	19	20	21	22	23	24				

Tableau 17 : Variation de la contrainte dans le chargement numérique appliqué

La rupture se produit lors de l'incrément n°11 qui correspond à une contrainte appliquée de 1,9 MPa.

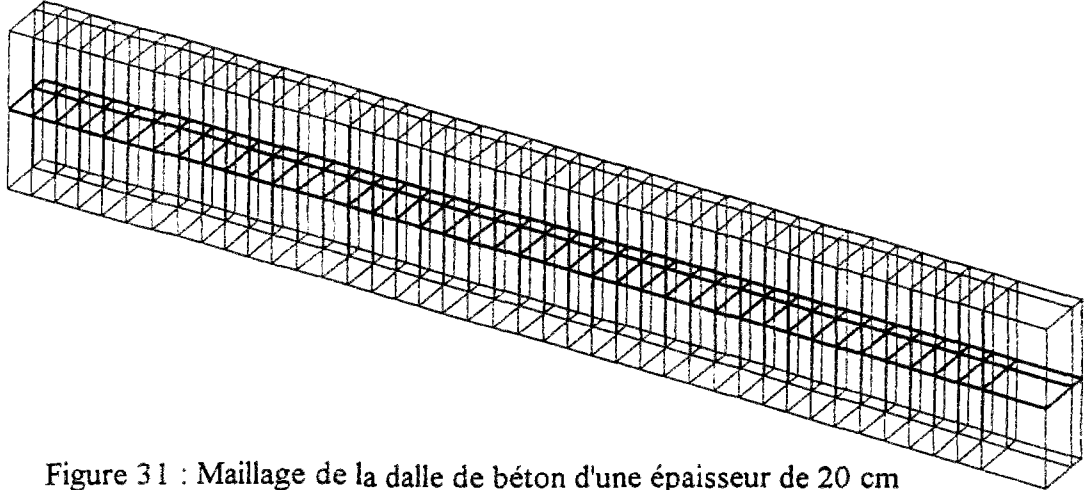


Figure 31 : Maillage de la dalle de béton d'une épaisseur de 20 cm avec une armature de type Flexarm

On constate que les noeuds :

de l'acier, placés à 30 mm de part et d'autre de la fissure ont présenté un déplacement horizontal de 0,225 mm et 0,375 mm pour un chargement de 1,9 MPa

du béton, placés à 30 mm de part et d'autre de la fissure, sur la face supérieure de la dalle, ont présenté un déplacement horizontal de 0,03 mm et 0,57 mm pour un chargement de 1,9 MPa

L'ouverture de la fissure obtenue par le calcul numérique est de l'ordre de 0,54 mm pour une contrainte appliquée de 1,9 MPa.

Puis, si le chargement est croissant, on obtient une dégradation de la liaison acier-béton, dégradation qui conduit à une ouverture de fissure plus importante, de l'ordre de 0,59 mm pour un chargement de MPa. On obtient pour les noeuds :

de l'acier, placés de part et d'autre de la fissure, un déplacement horizontal de 0,24 mm et 0,405 mm pour un chargement de 2,1 MPa

du béton, placés sur la face supérieure de la dalle, un déplacement horizontal de 0,03 mm et 0,62 mm pour un chargement de 2,1 MPa

On retrouve le profil bilinéaire de la contrainte longitudinale dans le béton (figure 34).

Si L est la longueur séparant deux fissures, la contrainte est constante sur une longueur $(L - 2 x_{ad})$ et la liaison acier-béton n'est pas dégradée. De part et d'autre de cette distance, la contrainte est décroissante jusqu'à la valeur nulle dans le plan de fissure, et cela sur une longueur x_{ad} . Cette longueur $2 x_{ad}$ (figure 34) sur laquelle il y a glissement est de 660 mm environ, soit 330 mm de part et d'autre de la fissure pour un chargement de 1,9 MPa. Après rupture, près de la fissure, la contrainte longitudinale dans le béton est nulle. Elle est croissante sur une longueur d'environ 330 mm d'un côté de la fissure.

La contrainte dans l'acier est maximale dans le plan de la fissure. Elle est de 600 MPa lors de l'ouverture de la fissure. Sur une longueur de 180 mm environ, de part et d'autre de la fissure, elle est décroissante (figure 35) jusqu'à la valeur de 20 MPa.

Distance du noeud à la fissure en mm

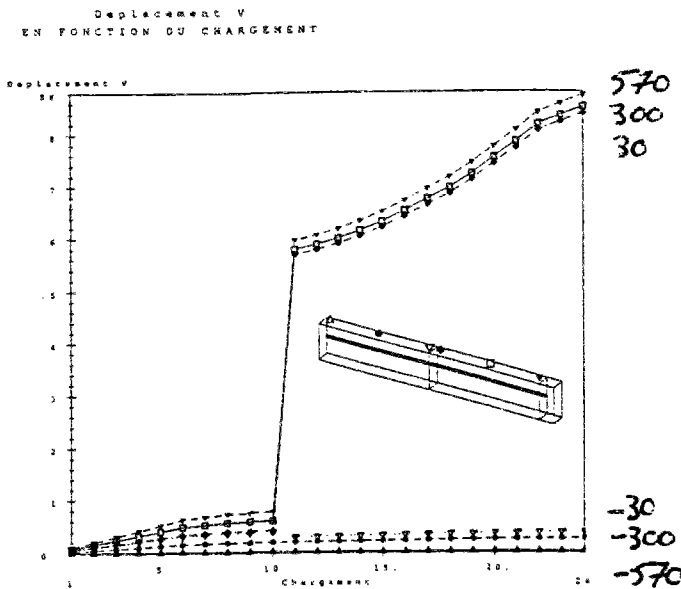


Figure 32 : Déplacement longitudinal v (mm) dans le béton le long de la dalle pour des états successifs de chargement

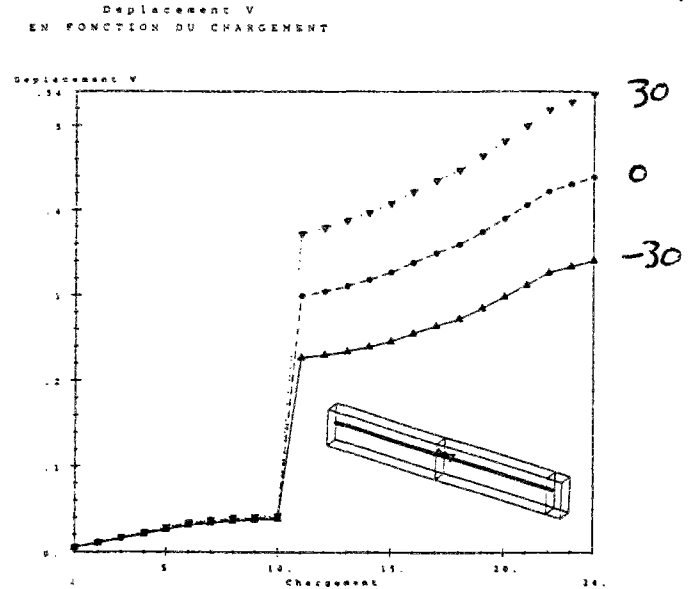


Figure 33 : Déplacement longitudinal v (mm) dans l'acier le long de la dalle pour des états successifs de chargement

Distance du noeud à la fissure en mm

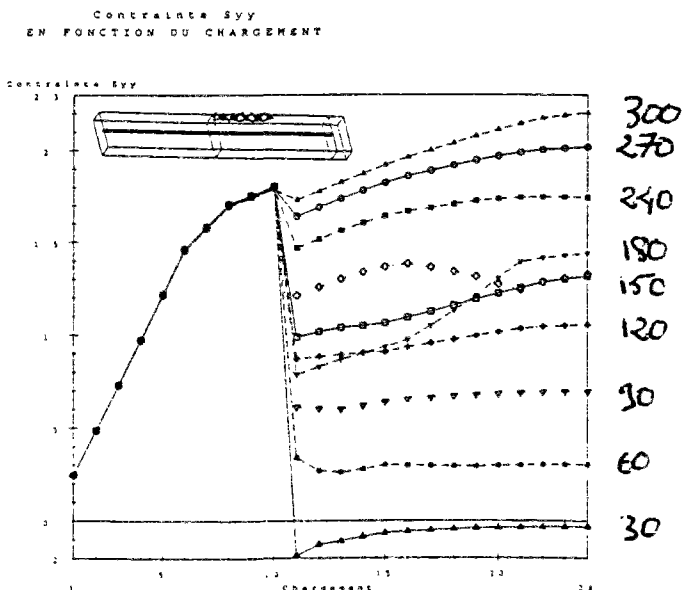


Figure 34 : Contrainte longitudinale σ_{VV} (MPa) dans le béton le long de la dalle pour des états successifs de chargement

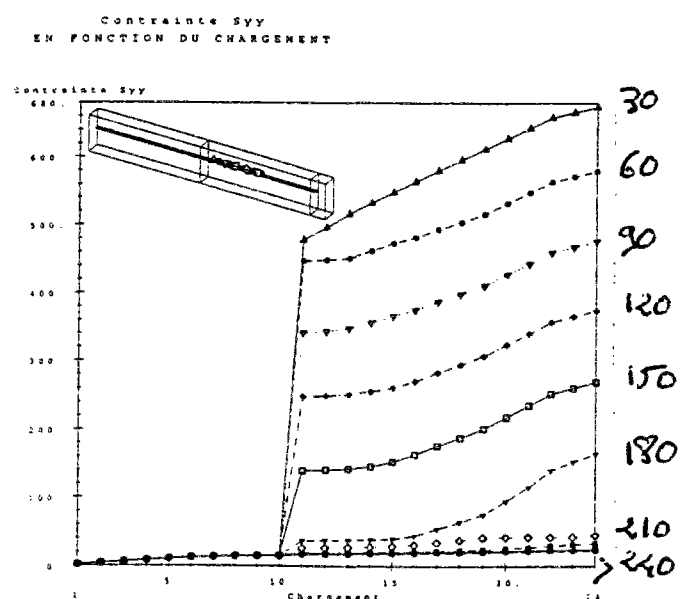


Figure 35 : Contrainte longitudinale σ_{VV} (MPa) dans l'acier le long de la dalle pour des états successifs de chargement

Si on représente sur un même graphe (figure 36) la force dans le béton et dans l'acier en fonction de la distance à la fissure, on obtient une représentation graphique du profil bilinéaire de la force. Sur une longueur de 130 mm environ, de part et d'autre d'une fissure, on observe une zone de forte décohéation. Puis, de 130 mm à 330 mm environ s'étend une zone de diffusion correspondant à une dégradation de la liaison acier-béton. Au-delà de cette longueur de 330 mm les champs de contrainte et de déformation sont niformes.

Remarque : Dans une section droite, on doit vérifier que la somme de la force dans l'acier et de la force dans le béton est égale à une constante. L'écart entre la force théorique dans le béton calculée selon la formule $F_a + F_b = \text{constante}$ et la force dans le béton mesurée sur la face supérieure est due à la non uniformité du champ de contrainte dans le béton dans une section droite.

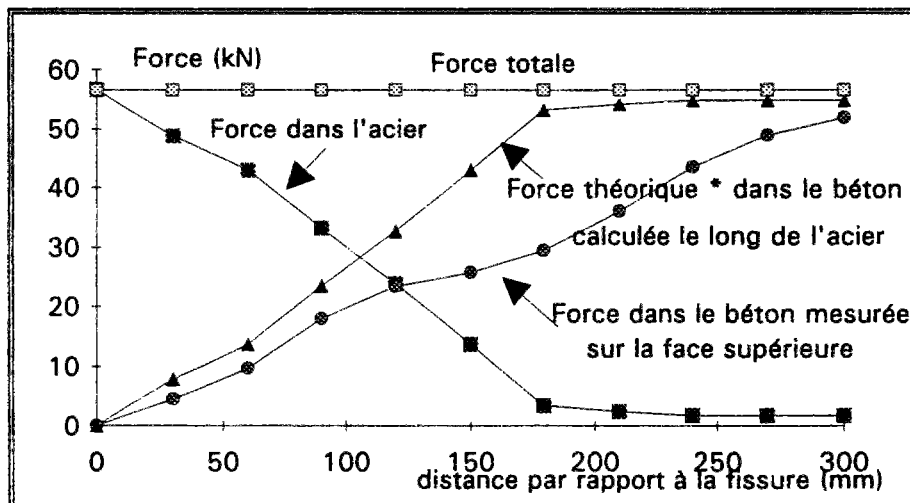


Figure 36 : Représentation de la force dans le béton, dans l'acier le long de la dalle pour le chargement provoquant la rupture du béton

A partir de ces résultats, nous avons étudié l'influence de la résistance à la traction du béton en donnant une valeur de 2,38 MPa au paramètre de cohésion des éléments de contact dans le plan de fissuration

La rupture se produit lors de l'incrément n°21 qui correspond à une contrainte appliquée de 2,4 MPa.

On constate que les noeuds :

de l'acier, placés à 30 mm de part et d'autre de la fissure ont présenté un déplacement horizontal de 0,34 mm et 0,53 mm pour un chargement de 2,4 MPa

du béton, placés à 30 mm de part et d'autre de la fissure, sur la face supérieure de la dalle, ont présenté un déplacement horizontal de 0,04 mm et 0,86 mm pour un chargement de 2,4 MPa.

L'ouverture de la fissure obtenue par le calcul numérique est de l'ordre de 0,8 mm pour une contrainte appliquée de 2,4 MPa.

On retrouve le profil bilinéaire de la contrainte longitudinale dans le béton (figure 39).

Si L est la longueur séparant deux fissures, la contrainte est constante sur une longueur $(L - 2 x_{ad})$ et la liaison acier-béton n'est pas dégradée. De part et d'autre de cette distance, la contrainte est décroissante jusqu'à la valeur nulle dans le plan de fissure, et cela sur une longueur x_{ad} . Cette longueur $2 x_{ad}$ (figure 39) sur laquelle il y a glissement

est de 720 mm environ, soit 360 mm de part et d'autre de la fissure pour un chargement de 1,9 MPa. Après rupture, près de la fissure, la contrainte longitudinale dans le béton est nulle. Elle est croissante sur une longueur d'environ 360 mm d'un coté de la fissure. La contrainte dans l'acier est maximale dans le plan de la fissure. Elle est de 750 MPa lors de l'ouverture de la fissure. Sur une longueur de 210 mm environ, de part et d'autre de la fissure, elle est décroissante (figure 40) jusqu'à la valeur de 20 MPa.

Distance du noeud à la fissure en mm

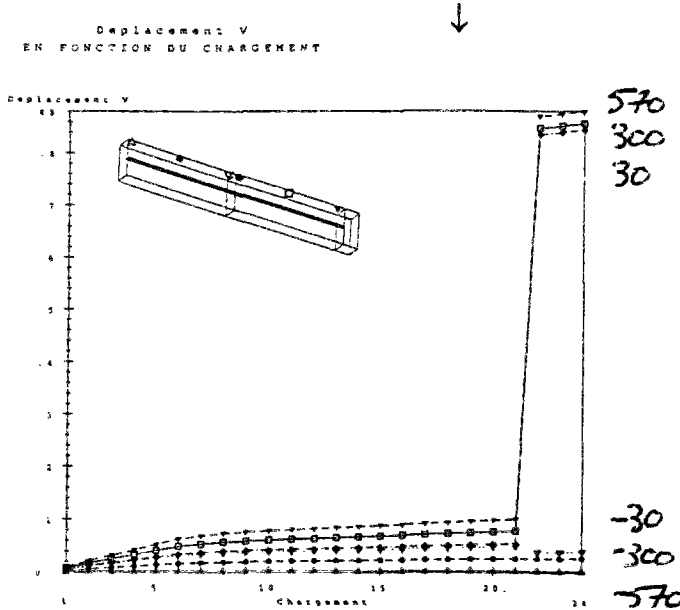


Figure 37 : Déplacement longitudinal v (mm) dans le béton le long de la dalle pour des états successifs de chargement

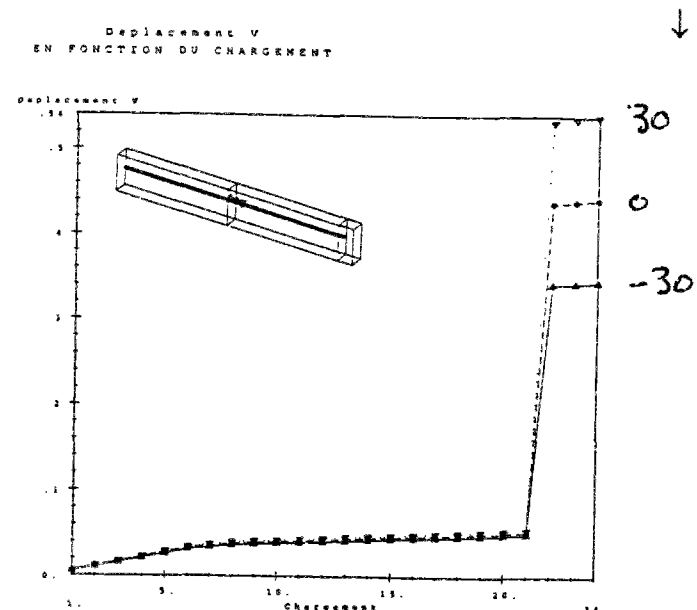


Figure 38 : Déplacement longitudinal v (mm) dans l'acier le long de la dalle pour des états successifs de chargement

Distance du noeud à la fissure en mm

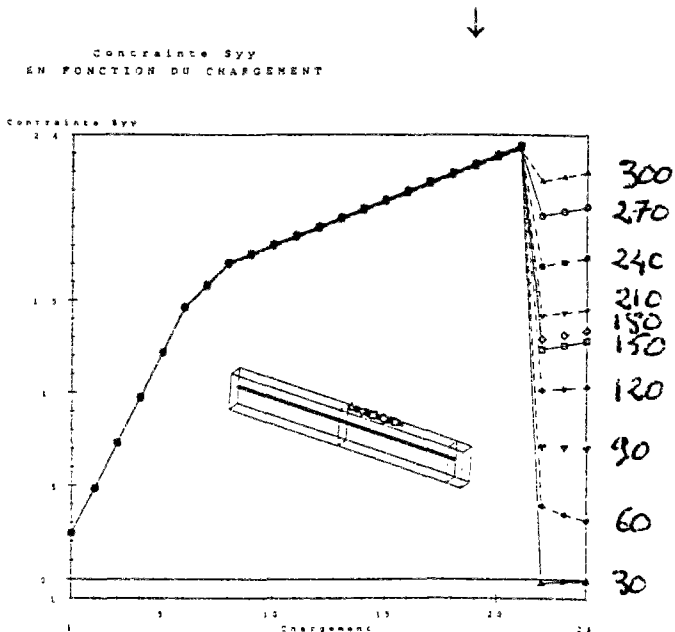


Figure 39 : Contrainte longitudinale σ_{vv} (MPa) dans le béton le long de la dalle pour des états successifs de chargement

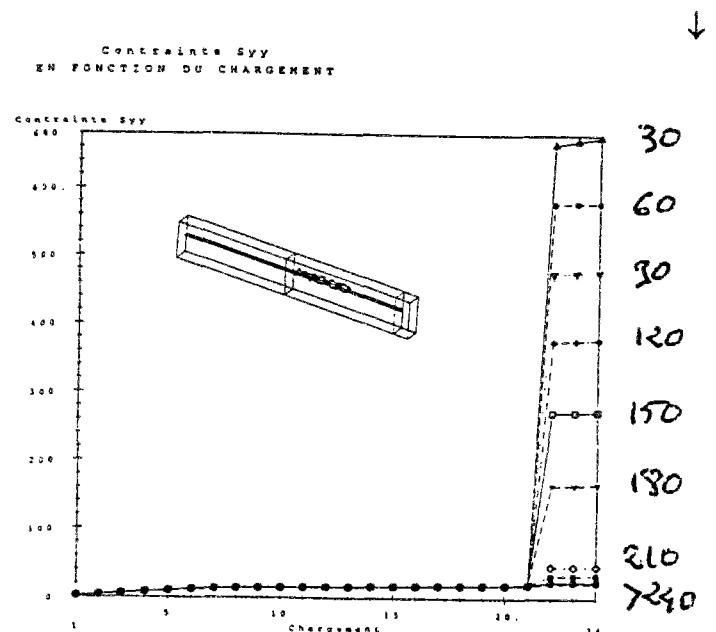


Figure 40 : Contrainte longitudinale σ_{vv} (MPa) dans l'acier le long de la dalle pour des états successifs de chargement

Si on représente sur un même graphe (figure 41) la force dans le béton et dans l'acier en fonction de la distance à la fissure, on obtient une représentation graphique du profil bilinéaire de la force. Sur une longueur de 130 mm environ, de part et d'autre d'une fissure, on observe une zone de forte décohésion. Puis, de 130 mm à 330 mm environ s'étend une zone de diffusion correspondant à une dégradation de la liaison acier-béton. Au-delà de cette longueur de 330 mm les champs de contrainte et de déformation sont uniformes.

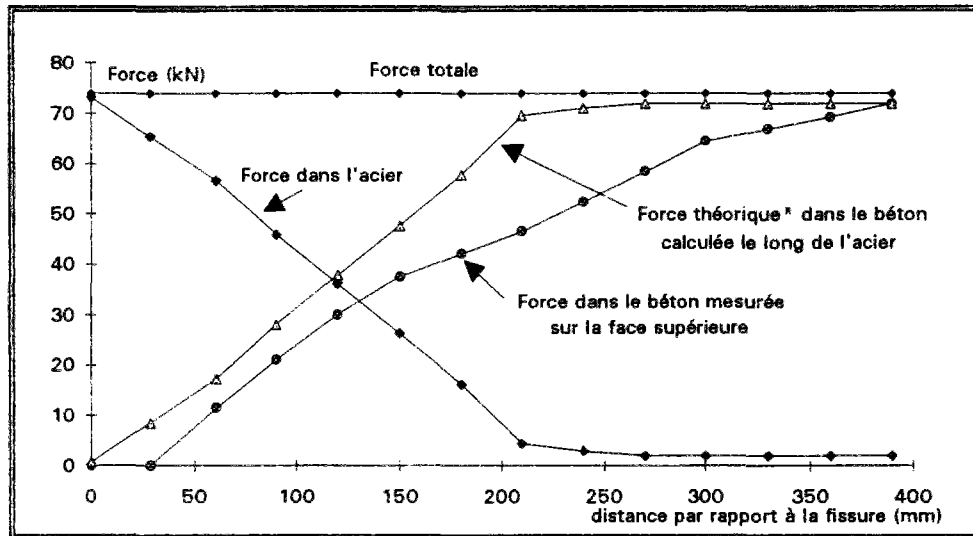


Figure 41 : Représentation de la force dans le béton, dans l'acier suivant une coupe située le long de la dalle pour le chargement provoquant la rupture du béton

Remarque : L'écart entre les deux courbes représentant la force dans le béton est due à la non uniformité du champ de contrainte dans le béton, dans une section droite.

II.2.3. Troisième essai simulé

cas de la dalle de béton d'épaisseur 20 cm avec une armature de type HA 16

Position du problème : Figure 3b

Pour des raisons numériques (nombres d'éléments, choix des éléments spéciaux pour cette géométrie), nous avons effectué un maillage d'une dalle de béton de 600 mm de longueur (figure 42). Ceci permet de modéliser le matériau entre le plan de symétrie situé chacune entre deux plans de fissure et le plan de fissure lui même.

Les paramètres de cette simulation sont rappelés dans les tableaux ci-dessous :

	module (MPa)	Rt (MPa)	C (MPa)	frottement (°)
béton	26000			
acier	210000			
interface acier-béton		1,00E+06	7,5	5

Tableau 18 Paramètres du modèle

Le chargement maximal correspond à une contrainte de 1,85 MPa. Le modèle de fissuration ne constitue pas une loi de comportement, et ne permet donc pas de modéliser la chute de contrainte qui résulte d'une rupture dans le béton. Les différents incréments (multiplicatifs) sont rapportés dans le tableau suivant :

Contrainte Max. imposée	2,5									
coefficient	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,65	0,7	0,72	0,74
N° d'incrément	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10

Tableau 19 : Variation de la contrainte dans le chargement numérique appliqué

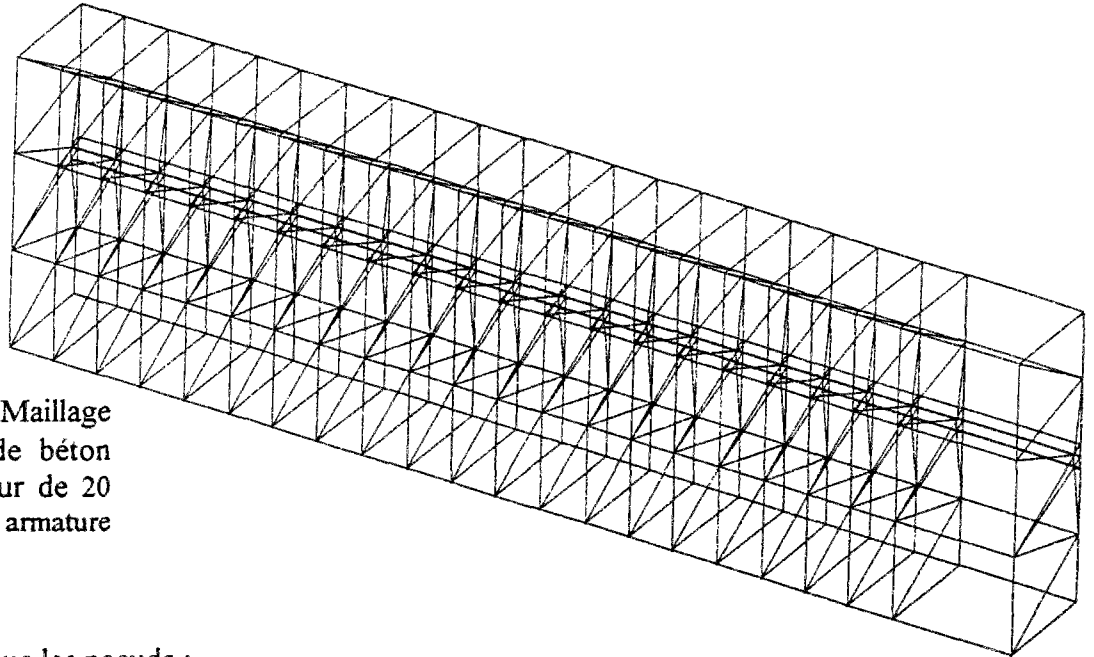


Figure 42 : Maillage de la dalle de béton d'une épaisseur de 20 cm avec une armature de type HA 16

On constate que les noeuds :

de l'acier, placés à 30 mm de la fissure ont présenté un déplacement horizontal de 0,035 mm pour un chargement de 1,85 MPa

du béton, placés à 30 mm de la fissure

sur l'interface acier-béton, ont présenté un déplacement horizontal de 0,095 mm pour un chargement de 1,85 MPa

sur la face supérieure de la dalle, ont présenté un déplacement horizontal de 0,11 mm pour un chargement de 1,85 MPa

L'ouverture de la fissure obtenue par le calcul numérique est de l'ordre de 0,22 mm pour une contrainte appliquée de 1,85 MPa.

On retrouve le profil bilinéaire de la contrainte longitudinale dans le béton (figure 45).

Si L est la longueur séparant deux fissures, la contrainte est constante sur une longueur $(L - 2 x_{ad})$ et la liaison acier-béton n'est pas dégradée. De part et d'autre de cette distance, la contrainte est décroissante jusqu'à la valeur nulle dans le plan de fissure, et cela sur une longueur x_{ad} . Cette longueur $2 x_{ad}$ (figure 45) sur laquelle il y a glissement est de 480 mm environ, soit 240 mm de part et d'autre de la fissure pour un chargement de 1,85 MPa. Près de la fissure, la contrainte longitudinale dans le béton est nulle. Elle est croissante sur une longueur d'environ 300 mm d'un côté de la fissure.

La contrainte dans l'acier est maximale dans le plan de la fissure. Elle est de 290 MPa pour une contrainte appliquée de 1,85 MPa. Sur une longueur de 150 mm environ, de part et d'autre de la fissure, elle est décroissante (figure 46) jusqu'à la valeur de 10 MPa.

Si on représente sur un même graphe (figure 47) la force dans le béton et dans l'acier en fonction de la distance à la fissure, on obtient une représentation graphique du profil bilinéaire de la force. Sur une longueur de 80 mm environ, de part et d'autre d'une fissure, on observe une zone de forte décohésion. Puis, de 80 mm à 220 mm environ s'étend une zone de diffusion correspondant à une dégradation de la liaison acier-béton. Au-delà de cette longueur de mm les champs de contrainte et de déformation sont uniformes.

Distance du noeud à la fissure en mm

Deplacement V
EN FONCTION DU CHARGEMENT

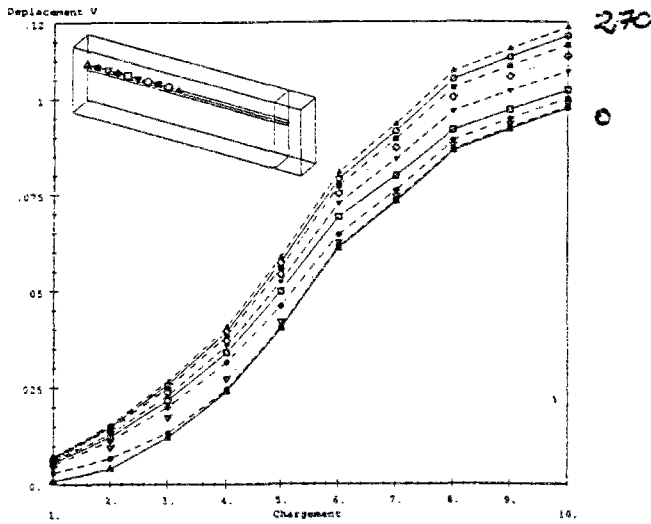


Figure 43 : Déplacement longitudinal v (mm) dans le béton le long de la dalle pour des états successifs de chargement

Deplacement V
EN FONCTION DU CHARGEMENT

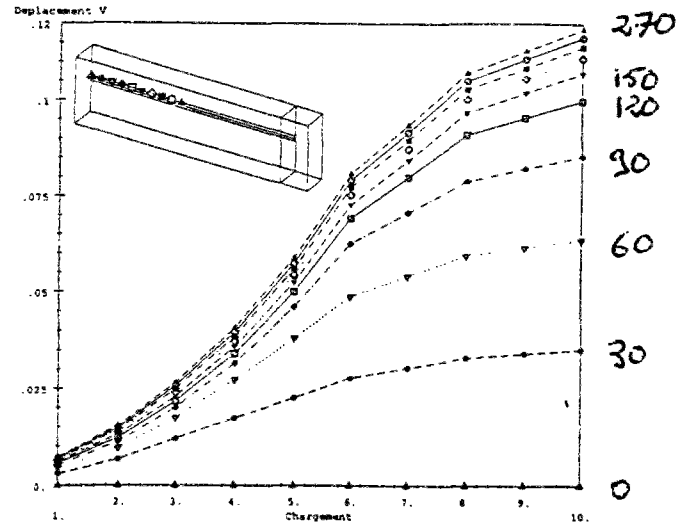


Figure 44 : Déplacement longitudinal v (mm) dans l'acier le long de la dalle pour des états successifs de chargement

Distance du noeud à la fissure en mm

Contrainte σ_{yy}
EN FONCTION DU CHARGEMENT

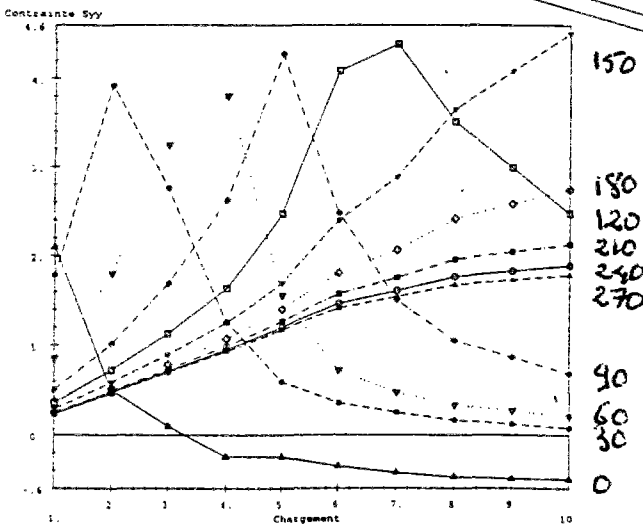


Figure 45 : Contrainte longitudinale σ_{yy} (MPa) dans le béton le long de la dalle pour des états successifs de chargement

Contrainte σ_{yy}
EN FONCTION DU CHARGEMENT

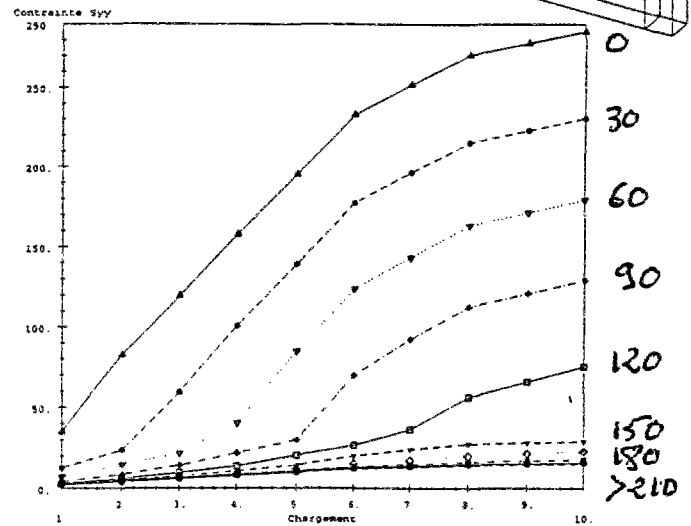


Figure 46 : Contrainte longitudinale σ_{yy} (MPa) dans l'acier le long de la dalle pour des états successifs de chargement

Remarque : Dans une section droite, on doit vérifier que la somme de la force dans l'acier et de la force dans le béton est égale à une constante. L'écart entre la force théorique dans le béton calculée selon la formule $F_a + F_b = \text{constante}$ et la force dans le béton mesurée sur la face supérieure est due à la non uniformité du champ de contrainte dans le béton dans une section droite.

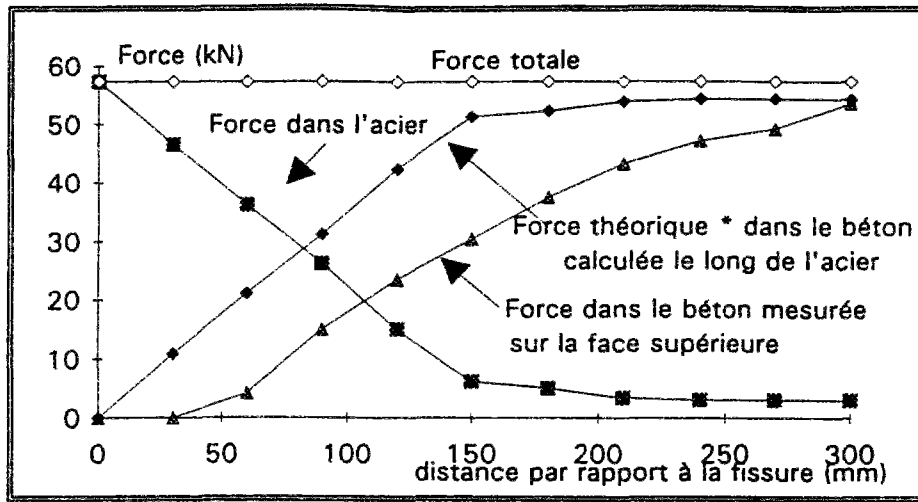


Figure 47 : Représentation de la force dans le béton, dans l'acier le long de la dalle pour une sollicitation de 1,85 MPa appliquée sur la face extrême

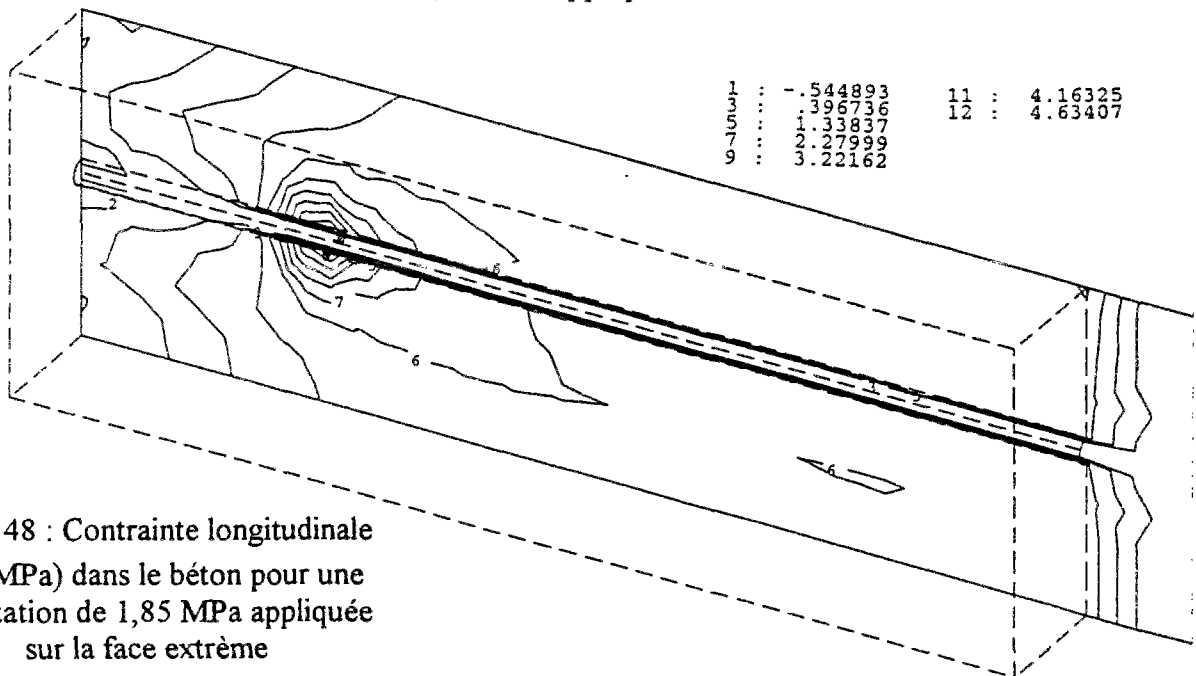


Figure 48 : Contrainte longitudinale σ_{VV} (MPa) dans le béton pour une sollicitation de 1,85 MPa appliquée sur la face extrême

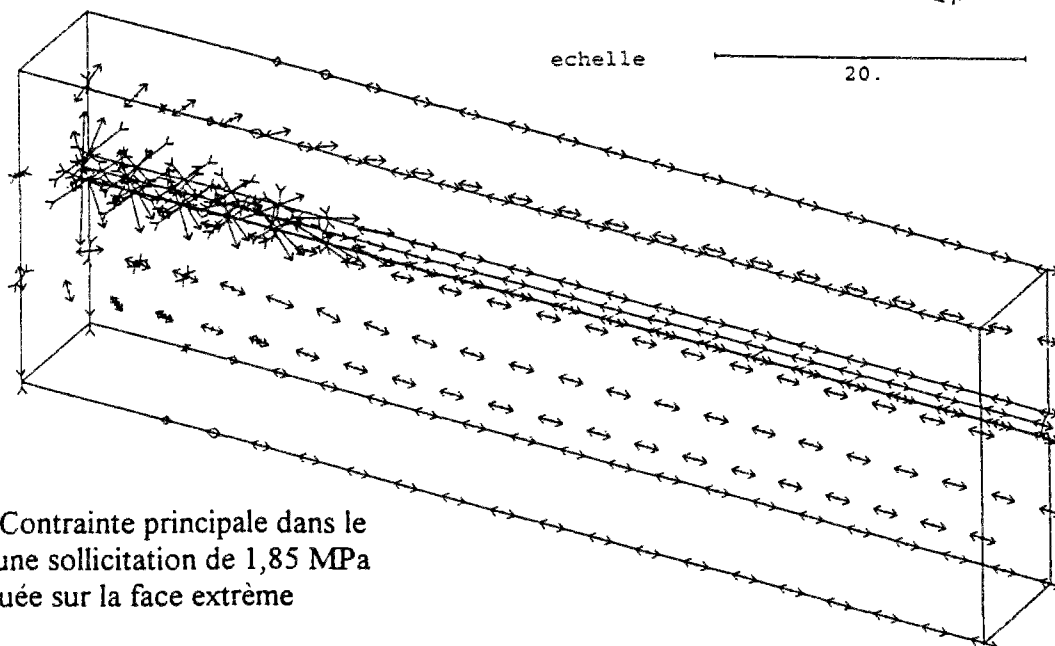


Figure 49 : Contrainte principale dans le béton pour une sollicitation de 1,85 MPa appliquée sur la face extrême

II.2.3. Quatrième essai simulé

cas de la dalle de béton d'épaisseur 16,2 cm avec une armature de type Flexarm

Position du problème : Figure 3b

Nous avons effectué un maillage d'une dalle de béton de 600 mm de longueur (figure 50). Ceci permet de modéliser le matériau entre le plan de symétrie situé chacune entre deux plans de fissure et le plan de fissure lui même.

Les paramètres de cette simulation sont rappelés dans les tableaux ci-dessous :

	module (MPa)	Rt (MPa)	C (MPa)	frottement (°)
béton	26000			
acier	210000			
	interface acier-béton	1,00E+06	4,5	5

Tableau 20 Paramètres du modèle

Le chargement maximal correspond à une contrainte de 1,85 MPa. Le modèle de fissuration ne constitue pas une loi de comportement, et ne permet donc pas de modéliser la chute de contrainte qui résulte d'une rupture dans le béton. Les différents incréments (multiplicatifs) sont rappelés dans le tableau suivant :

Contrainte Max. imposée	2,5									
coefficient	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,65	0,7	0,72	0,74
N° d'incrément	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10

Tableau 21 : Variation de la contrainte dans le chargement numérique appliqué

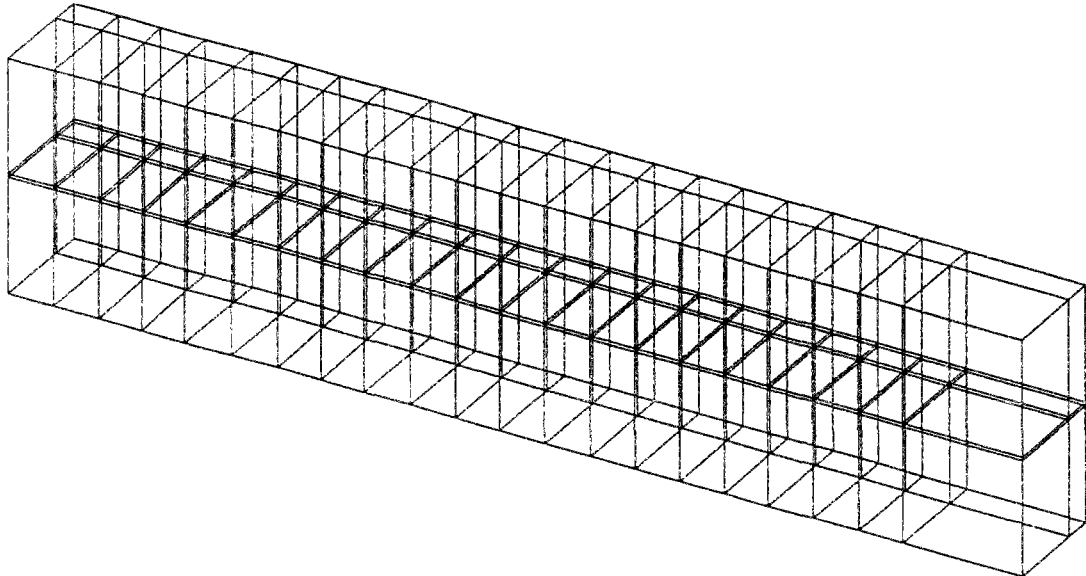


Figure 50 : Maillage de la dalle de béton d'une épaisseur de 20 cm avec une armature de type HA 16

On constate que les noeuds :

de l'acier, placés à 30 mm de la fissure ont présenté un déplacement horizontal de 0,063 mm pour un chargement de 1,85 MPa

du béton, placés à 30 mm de la fissure

sur l'interface acier-béton, ont présenté un déplacement horizontal de 0,165 mm pour un chargement de 1,85 MPa

sur la face supérieure de la dalle, ont présenté un déplacement horizontal de 0,175 mm pour un chargement de 1,85 MPa

L'ouverture de la fissure obtenue par le calcul numérique est de l'ordre de 0,35 mm pour une contrainte appliquée de 1,85 MPa.

On retrouve le profil bilinéaire de la contrainte longitudinale dans le béton (figure 53).

Si L est la longueur séparant deux fissures, la contrainte est constante sur une longueur $(L - 2 x_{ad})$ et la liaison acier-béton n'est pas dégradée. De part et d'autre de cette distance, la contrainte est décroissante jusqu'à la valeur nulle dans le plan de fissure, et cela sur une longueur x_{ad} . Cette longueur $2 x_{ad}$ (figure 53) sur laquelle il y a glissement est de 540 mm environ, soit 270 mm de part et d'autre de la fissure pour un chargement de 1,85 MPa. Près de la fissure, la contrainte longitudinale dans le béton est nulle. Elle est croissante sur une longueur d'environ 300 mm d'un côté de la fissure.

La contrainte dans l'acier est maximale dans le plan de la fissure. Elle est de 520 MPa pour une contrainte appliquée de 1,85 MPa. Sur une longueur de 150 mm environ, de part et d'autre de la fissure, elle est décroissante (figure 54) jusqu'à la valeur de 20 MPa.

ici

Si on représente sur un même graphe (figure 55) la force dans le béton et dans l'acier en fonction de la distance à la fissure, on obtient une représentation graphique du profil bilinéaire de la force. Sur une longueur de 80 mm environ, de part et d'autre d'une fissure, on observe une zone de forte décohéation. Puis, de 80 mm à 220 mm environ s'étend une zone de diffusion correspondant à une dégradation de la liaison acier-béton. Au-delà de cette longueur de mm les champs de contrainte et de déformation sont uniformes.

Distance du noeud à la fissure en mm

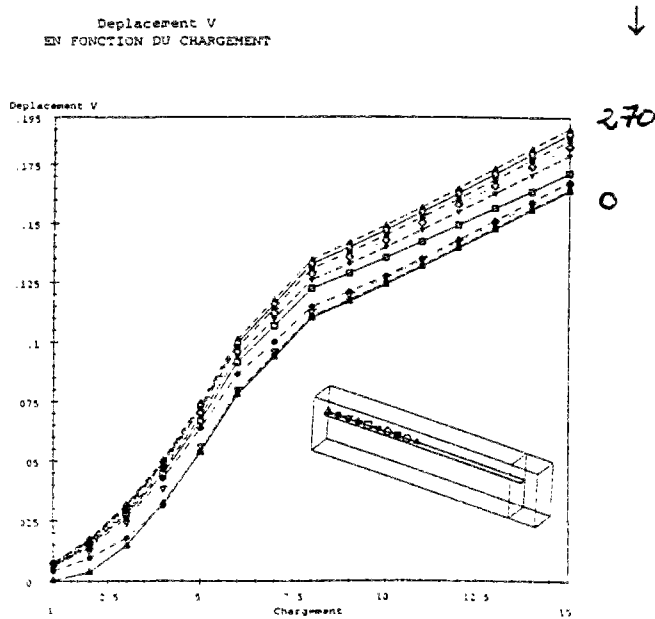


Figure 51 : Déplacement longitudinal v (mm) dans le béton le long de la dalle pour des états successifs de chargement

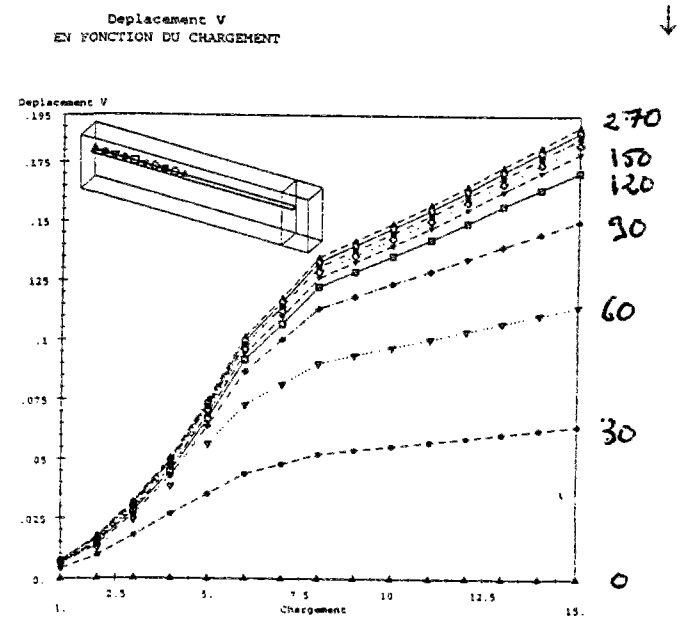


Figure 52 : Déplacement longitudinal v (mm) dans l'acier le long de la dalle pour des états successifs de chargement

Distance du noeud à la fissure en mm

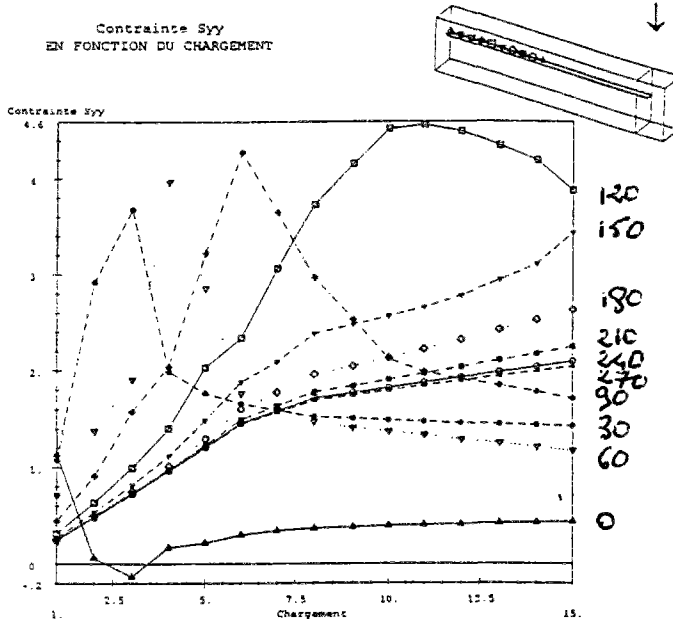


Figure 53 : Contrainte longitudinale σ_{VV} (MPa) dans le béton le long de la dalle pour des états successifs de chargement

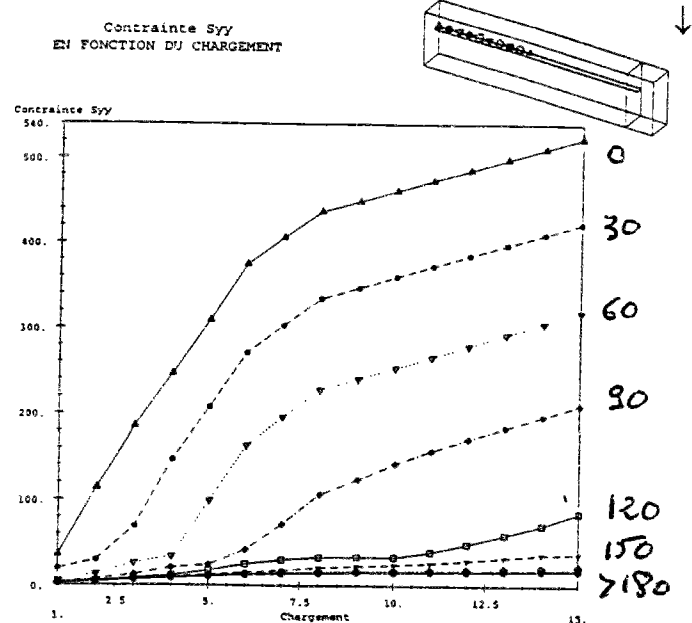


Figure 54 : Contrainte longitudinale σ_{VV} (MPa) dans l'acier le long de la dalle pour des états successifs de chargement

Remarque : Dans une section droite, on doit vérifier que la somme de la force dans l'acier et de la force dans le béton est égale à une constante. L'écart entre la force théorique dans le béton calculée selon la formule $F_a + F_b = \text{constante}$ et la force dans le béton mesurée sur la face supérieure est due à la non uniformité du champ de contrainte dans le béton dans une section droite.

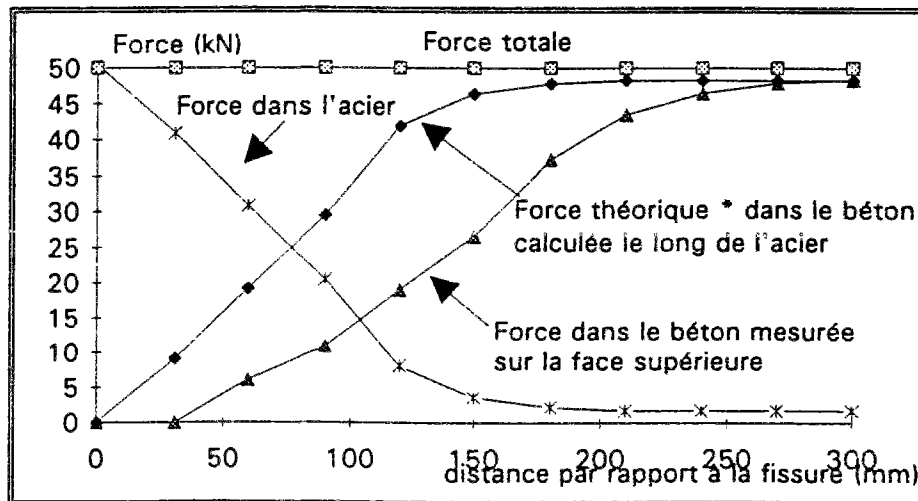


Figure 55 : Représentation de la force dans le béton, dans l'acier le long de la dalle pour une sollicitation de 1,85 MPa appliquée sur la face extrême

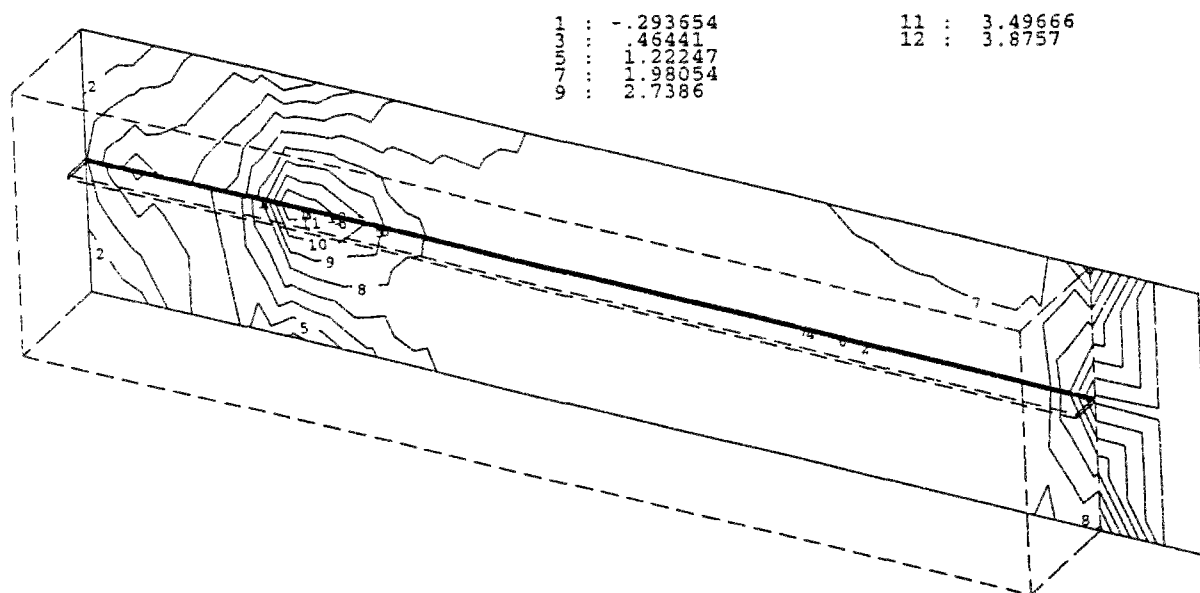


Figure 56 : Contrainte longitudinale σ_{vv} (MPa) dans le béton pour une sollicitation de 1,85 MPa appliquée sur la face extrême

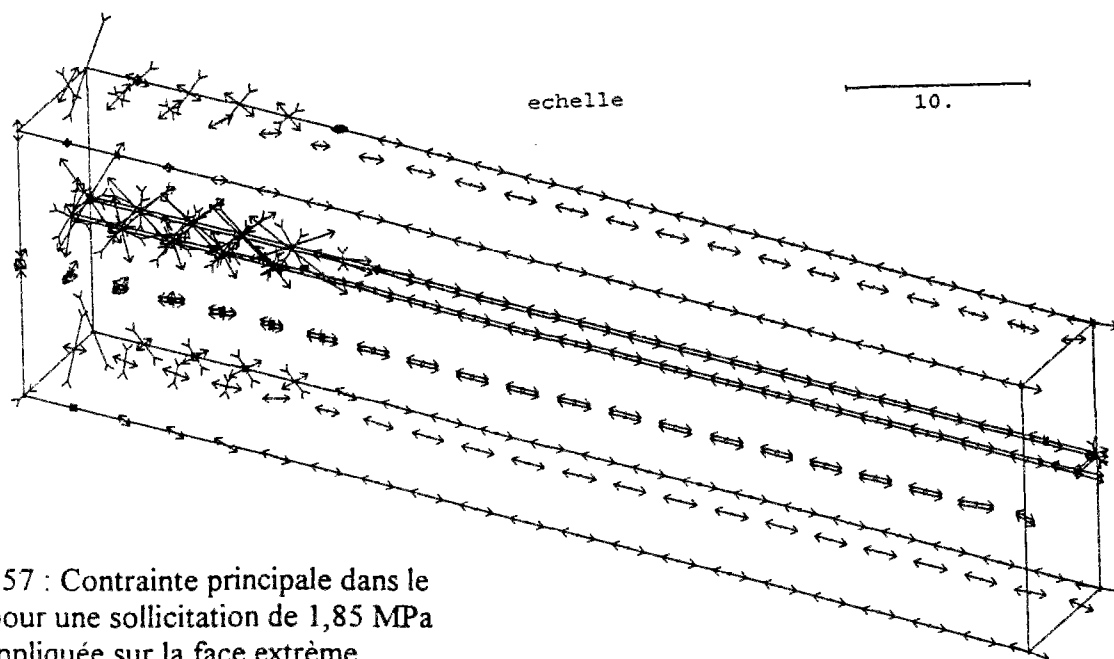


Figure 57 : Contrainte principale dans le béton pour une sollicitation de 1,85 MPa appliquée sur la face extrême

II.3. Conclusion des calculs numériques

Le modèle numérique qui a été utilisé ici permet de de fournir une description satisfaisante des problèmes de contact acier-béton.

Cas de la dalle de béton d'une épaisseur de 20 cm avec une armature de type HA 16 :

L'essai a donné trois fissures. On a déduit un chargement équivalent qui correspond à un abaissement de la température de 4 degrés, 3,5 degrés et 3,5 degrés soit au total 11 degrés pour les trois fissures. L'ordre de grandeur des fissures est de :

0,07 mm pour la première lors de son apparition,

0,13 mm pour les deux premières lors de l'apparition de la seconde

0,32 mm pour les deux premières, 0,19 mm pour la troisième lors de l'apparition de celle-ci.

Globalement, le calcul numérique en 2-D a permis de faire apparaître un schéma de fissuration avec des ouvertures de :

0,26 mm pour la première lors de son apparition

0,30 mm pour la première et 0,28 mm pour la seconde lors de l'apparition de celle-ci

0,35 mm pour la première, 0,30 mm pour la seconde et 0,30 mm pour la troisième lors de l'apparition de celle-ci.

Les longueurs de décohéation autour des fissures sont de l'ordre de 500 mm.

En 2-D, les valeurs des ouvertures des fissures sont sur-estimées au début du chargement. Au terme de celui-ci, l'ordre de grandeur des ouvertures est respecté.

Les résultats numériques issus du calcul en 3-D (position du problème Figure 3b) conduisent à une ouverture de fissure de l'ordre de 0,22 mm pour une contrainte appliquée de 1,85 MPa. La longueur de décohéation est alors de 48 cm environ de part et d'autre de la fissure.

Cas de la dalle de béton d'une épaisseur de 16,2 cm une armature du type Flexarm :

L'essai a donné deux fissures. On a déduit un chargement équivalent qui correspond à un abaissement de la température de 1 degré et 5,5 degrés soit au total 6,5 degrés pour les deux fissures. L'ordre de grandeur des ouvertures des fissures est de :

0,11 mm pour la première lors de son apparition

0,70 mm pour la première et 0,40 mm pour la seconde lors de apparition de celle-ci. La valeur moyenne est de 0,55 mm.

Globalement, le calcul numérique en 2-D a permis de faire apparaître un schéma de fissuration avec des ouvertures de :

0,20 mm pour la première lors de son apparition

0,38 mm pour les deux fissures lors de l'apparition de la seconde.

Les longueurs de décohéation autour des fissures sont de l'ordre de 0,40 mm lors de l'apparition de la seconde fissure.

En 2-D ces valeurs des ouvertures des fissures sont sensiblement sous-estimées.

Les résultats numériques du calcul en 3-D (position du problème Figure 3b) conduisent à une ouverture de fissure de l'ordre de 0,35 mm pour une contrainte appliquée de 1,85 MPa. La longueur de décohéation est alors de 54 cm.

Dans ce cas, le calcul 3-D ne présente pas d'intérêt supplémentaire, par rapport au calcul 2-D.

Conclusion

Le calcul des structures acier-béton nécessite de comprendre les mécanismes d'adhérence puis, pour les reproduire, de formuler des modèles de comportement représentatifs de l'interface des deux matériaux en contact.

Au vu des recherches déjà effectuées dans ce domaine, il nous est apparu indispensable de faire appel à un nouvel essai, simulant le comportement d'un béton adhérent à une armature, et permettant d'aboutir à une loi de comportement de l'interface. L'analyse de ces essais d'adhérence a permis de caractériser, pour une armature donnée, la relation exprimant l'ouverture de la fissure en fonction de la force de traction appliquée. On détermine également l'existence d'une relation linéaire entre le diamètre de l'armature et l'ouverture de la fissure qui lui correspond pour une contrainte appliquée de 500 MPa.

Cet essai a permis de noter que, dans un béton routier, pour les armatures rondes crantées en FeE 500 dont le diamètre est inférieur ou égal à 12 mm, le coefficient de mobilisation de l'acier MORE0,02 est égal à 100%. Pour des diamètres supérieurs à 10 mm, les dimensions de l'éprouvette ABA devraient être augmentées.

Dans un béton routier, pour le Flexarm, le coefficient de mobilisation MORE0,02 était au départ voisin de 60%, une optimisation des déformations de surface a_s , par la suite, permis d'atteindre les 100% et de mobiliser toute la résistance mécanique de l'armature. Cette optimisation a donné naissance au Flexarm +.

Les phénomènes de contact entre l'acier et le béton influencent particulièrement le fonctionnement des chaussées en béton armé continu. L'interprétation des essais d'adhérence effectués en laboratoire conduit à sélectionner comme loi de contact acier-béton la loi simple élastique linéaire avec critère de frottement de Coulomb.

Pour plusieurs types d'armatures (acier rond de différents diamètres et acier plat cranté), des valeurs numériques pour les coefficients C et ϕ de la loi de contact sont obtenues à l'issue d'une simulation des essais avec le programme CESAR-LCPC.

Les valeurs trouvées pour les paramètres de contact sont : cohésion C voisine de 7,5 MPa pour les aciers ronds crantés Fe E500 de diamètre 16 mm, et de 4,5 MPa pour le Flexarm. La valeur de l'angle de frottement ϕ influence peu le fonctionnement sous chargement de retrait et la valeur de $\phi = 5^\circ$ est proposée.

De cette modélisation numérique, on constate que le cisaillement est très localisé le long de l'armature centrale. On remarque que la longueur de décohesion, correspondant à la plastification de l'interface, varie avec le diamètre de l'armature. On observe aussi que les contraintes normales qui se développent le long de l'interface sont très localisées dans le voisinage de celle-ci. Les phénomènes mécaniques restent concentrés au voisinage de l'armature sur la longueur d'ancrage.

Les calculs numériques permettent de conclure sur la représentativité du modèle bi-dimensionnel pour la simulation des phénomènes thermiques et des phénomènes de retrait dans les structures en BAC.

La suite de la thèse est consacrée à l'interprétation théorique d'essais en vraie grandeur sur le banc en retrait contrôlé.

Notre étude, essentiellement expérimentale, nous a permis d'analyser les mécanismes qui interviennent dans la fissuration d'une dalle en béton avec une armature placée à la mi-hauteur, de mettre en évidence les phases critiques de son évolution, au cours du durcissement, et d'évaluer la part respective des différentes composantes du retrait sur la fissuration.

On constate que l'essentiel des efforts développés dans le banc est d'origine thermique. La prise du béton s'accompagne d'une réaction exothermique dilatant la structure. Le durcissement du béton se fait dans un état dilaté, et le retour à la température ambiante génère des contraintes de traction.

Ces essais ont également permis d'étudier le comportement de trois types de sous-couches sur le banc. L'une est lisse, la seconde est un géotextile composite, la troisième est un béton maigre.

Les résultats montrent que l'absorption de l'eau de gâchage par le géotextile composite entraîne une chute des résistances mécaniques du béton.

L'appareillage expérimental utilisé a permis de mettre en évidence un comportement de l'interface BAC- béton maigre du type frottement. Ce frottement est dû à la rugosité de surface du béton maigre. La fissure est apparue pour une contrainte de traction anormalement élevée. Une analyse des résultats permet de conclure qu'une partie de la force de traction mesurée lors de l'apparition de la fissure est due à la présence du béton maigre. Il est donc nécessaire que la couche du BAC soit totalement désolidarisée mécaniquement de la couche de fondation.

En outre, ce dispositif a permis d'étudier, pour un même béton, une application avec une armature HA FeE 500 dont le diamètre est de 16 mm et avec un acier plat de section 40 mm x 2,44 mm. On vérifie que le taux de 0,4 % d'acier dans le cas de la dalle avec le Flexarm et de 0,67 % dans le cas de la dalle avec un acier rond, conduisent à un schéma de fissuration comparable dans notre banc d'essai. On note deux fissures pour l'essai avec un Flexarm et trois fissures pour l'essai avec l'acier rond, pour une longueur active de 2,7 mètres.

La modélisation des chargements est effectuée, dans un premier temps, en utilisant le modèle 2D validé précédemment. On retrouve une assez bonne correspondance avec les mesures expérimentales.

Le modèle 2D adopte l'hypothèse simplificatrice de la plaque continue pour représenter la nappe d'armature. On a montré que le modèle 3D, qui s'affranchit de cette simplification, reproduit avec plus de réalisme le fonctionnement du béton armé continu.

En conclusion, cette partie du travail a montré que les modèles 2D et 3D CESAR LCPC apparaissent adaptés pour l'analyse du comportement des chaussées en béton armé continu. Il ne semble cependant pas encore suffisamment validé pour constituer un modèle prédictif.

La comparaison entre les résultats expérimentaux a mis en évidence un paramètre pertinent, à savoir le taux d'armature. En effet, un taux d'armature trop faible peut conduire à la plastification de l'acier dans le plan de la fissure.

Par ailleurs, une recommandation peut être faite sur le choix des granulats. En effet, puisque l'essentiel des efforts développés est d'origine thermique, on pourra minimiser ces contraintes thermiques avec des granulats dont le coefficient de dilatation thermique est faible. On recommande donc l'utilisation de granulats calcaires, dont le coefficient de dilatation thermique est de 8 à $12 \cdot 10^{-6}$ par degré plutôt que les granulats siliceux dont le coefficient est de 11 à $14 \cdot 10^{-6}$ par degré.

LISTE BIBLIOGRAPHIQUE

- [1] **ABDO J., CHRISTORY J.P. et GONNET J.**, *Le 7ème symposium international des routes en béton, Vienne, Octobre 1994*
- [2] **ACKER P.**, *Comportement mécanique du béton : apports de l'approche physico-chimique*, Thèse de doctorat de l'ENPC et Rapp. de Recherche LPC 152, Juillet 1988, 121 p.
- [3] **ACKER P.**, *Retrait et fissuration du béton*, Document AFPC, ISSN n° 0150-6900, Septembre 1992
- [4] **ACKER P. et GUERIN G.**, *Chaussées en béton armé continu. Réflexions sur le comportement mécanique et l'origine de la fissuration*, Bull. Liaison Labo P. et Ch., 191, Mai-Juin 1994
- [5] **AUNIS J. et CHAUCHOT J.**, *Les chaussées en béton armé continu*, Revue générales des ROUTES et des AERODROMES, N° 667, Octobre 1989
- [6] **BAROGHEL-BOUNY V.**, *Caractérisation des pâtes de ciment et des bétons Méthodes analyse interprétations*, Thèse de doctorat de l'ENPC, Juin 1994, 468 p.
- [7] **BARON J.**, *Les retrait de la pâte de ciment*, Le béton hydraulique - chapitre 27 - Presse ENPC, 1982
- [8] **BENNANI A.**, *Modélisation des chaussées rigides par la méthode aux éléments finis : Application au béton armé continu*, Thèse de doctorat de l'Université Pierre et Marie Curie
- [9] **BERTERO V.V., POPOV E.P. et VIWATHANATEPA S.**, *Bond of reinforced steel - Experiments and Mechanical Model*, Annual ACI Convention, TORONTO, April 1978
- [10] **BONY J.C., CLAUDE G. et SORETZ S.**, *Comparaison des essais d'adhérence par flexion (beam test) et par traction (pull-out-test)*, Matériaux et constructions, Vol. 6, N° 35, 1973
- [11] **BRICE L.P.**, *Idées générales sur la fissuration du béton armé et du béton précontraint*, Annales de l'ITBTP, Juin 1964
- [12] **BRUHAT D. GERVAIS J.P. et ROBERT J.L.**, *Emission acoustique et fissuration du béton*, LCPC Nantes, JLR/MMC 93-024, 1993
- [13] **BRUHAT D. GERVAIS J.P. et ROBERT J.L.**, *Suivi par émission acoustique des essais ABA : Adhérence Béton Armature*, LCPC Nantes, JLR/MMC 93-361, 1993
- [14] **BUIL M.**, *Contribution à l'étude du retrait de la pâte de ciment durcissante*, Rapport de recherche N° 92, LCPC, 1979
- [15] **C.C.B.A. 68**, Règles françaises de construction, 1968

- [16] **CHERVET V.**, *Propriétés d'adhérence des armatures métalliques dans les ouvrages en béton - Nouvelles méthodes de caractérisation - interprétation de l'adhérence en modèle élasto-plastique*, Thèse de Docteur Ingénieur, Université de Nancy 1, 1978
- [17] **CLEMENT J.L.**, *Interface acier-béton et comportement des structures en béton armé - Caractérisation - Modélisation*, Thèse de doctorat de l'Université Pierre et Marie Curie, Juin 1987, 151 p.
- [18] **DEJEAN J.**, *Contribution à l'étude du complexe acier-béton : applications aux structures en béton armé à faible pourcentage d'armatures*, Thèse de 3^{ème} cycle, INSA Lyon, 1983
- [19] **DE LARRARD F.** et **FAU D.**, *Bétonlab : logiciel d'aide à la formulation des bétons*, Version 2.0, Presses de l'ENPC, 28, rue des Saints-Pères, Paris, 1993
- [20] **DE LARRARD F.**, *Formulation et propriété des bétons à très hautes performances*, Thèse de doctorat de l'ENPC et Rapp. Recherche LPC 149, Mars 1988, 340p
- [21] **DETRICHE C.H.**, *Contribution à l'étude du comportement des couches minces de mortiers de liants hydrauliques - Application aux enduits*, Thèse de doctorat d'état INSA de Toulouse, Janvier 1983
- [22] **DORR K.**, *Kraft und Dehnungsverlauf von in Betonzylindern zentrisch einbetonierten Bewehrungsstäben unter Querdruck*, Forschungsberichte aus dem Institut für Massivbau der Technischen Hochschule Darmstadt, N° 30, 1975
- [23] **DREUX G.**, *Guide pratique du béton*, Collection de l'Institut Technique du Batiment et des Travaux Publics, S.D.T.B.T.P., 1970, 257 p.
- [24] **FREYSSINET E.**, *Relations entre les déformations et la contribution des ciments et des matériaux de structure colloïdale*, Texte manuscrit 1926 - 29 publié dans TRAVAUX, Mai 1966
- [25] **FREYSSINET E.**, *Une révolution dans les techniques du béton*, Editions Eyrolles, Paris 1936
- [26] **GOTO Y.**, *Crack formed in concrete around deformed tension bars*, Journal of the american concrete institute, Proceedings, Vol. 68, N° 4, April 1971, pp. 244-251
- [27] **GROOT A.K.**, **KUSTERS G.M.A.** et **MONNIER T.**, *Numerical modelling of bond-slip behavior*, Haron concrete mechanics, Vol. 26, N° 18, 1981
- [28] **GUELLEC M.E.**, *Rosalie. Système de calcul des massifs et des structures*, Rapport du Opt de Géotechnique, LCPC, 1976
- [29] **GIURIANI E.**, *Experimental investigation of the bond slip law of deformed bars in concrete*, IABSE Colloquium DELFT 81 on advanced mechanics of reinforced concrete, Final report, June 1981, pp. 121-142

- [30] **HOSHINE M.**, *Ein Beitrag zur untersuchung des spannungszustandes an arbeitsfugen mit spannglied-koppelungen von abschnittsweise in ortbeton hargestellten spannbeton-brüchen*, Dissertation, TH, Darmstadt, 1974
- [31] **HOUDE J.** et **MIRZA M.S.**, *A study bond stress slip relationship in reinforced concrete*, Structural concrete series, N° 72-8, Mc Gill University, MONTREAL, April 1972
- [32] **HUMBERT P.** et **PIAU J.M.**, *CESAR- Mode d'emploi - Version 2.0.0.* , Document LCPC, Paris, Septembre 1986
- [33] **HUMBERT P.**, *CESAR-LCPC Un code général de calcul par éléments finis*, Bull. Liaison Labo P. et Ch., 160, p.112-115, Février-Mars 1989
- [34] **JALLON M.** et **ORTOLANI F.**, *Essais d'adhérence ABA sur FLEXARM et NERSAM ϕ 16 mm*, Ascométal Unimétal - Recherche aciers spéciaux d'Usinor Sacilor, CREAS 327/95 FO/FO Projet FLORE, 1995
- [35] **JEUFFROY G.** et **SAUTEREY R.**, *cours de routes : chaussées en béton de ciment*, Presses de l'ENPC, 28, rue des Saints-Pères, Paris, 1989
- [36] **KACHLAKEV D. I.** et **LUNDY J. R.**, *newly designed procedure for investigating the bond strength and its application for evaluating a "FLEXARM +" reinforcing unit for C.R.C.P. applications*, projet d'article
- [37] **KAVYRCHINE M.**, *Effet de sollicitations répétées et alternées sur le béton armé ou précontraint*, Annales ITBTP N° 424, Mai 1984, pp. 114-139
- [38] **LEFEVRE C.**, *nouvelles méthodes pour la mesure des variations linéaires des mortiers et bétons frais*, Annales de l'ITBTP, N° 237, Septembre 1967
- [39] **L'HERMITE R.**, *Les déformations du béton*, Edition Eyrolles, cahier de la recherche N° 12 - 1961
- [40] **L'HERMITE R.**, *Nouvelle contribution à l'étude du retrait des ciments*, Annales ITBTP N° 106, Décembre 1949
- [41] **L'HERMITE R.**, *Le retrait des ciments, mortiers et bétons*, Annales ITBTP, Juin 1947
- [42] **L'HERMITE R.** et **GRIEU J.J.**, *Etudes expérimentales récentes sur le retrait des ciments et des bétons*, Annales ITBTP N° 52 - 53, Avril - Mai 1952
- [43] **MEYER** et **NIELSEN**, *Nouvelles connaissances sur le retrait du béton*, Revue des agglomérés de ciment, Juillet - Aout 1969
- [44] **MULLER F.P.** et **EISENBIEGLER W.**, *Deutscher Ausschus für Stahlbeton*, Vertriebdurch Verlag von Wilhelm Ernst und Sohn, BERLIN, 1981
- [45] **NF P 15-301**, *Ciments courants*, AFNOR, 1994

- [46] **NF P 15-472**, *Méthodes d'essais des ciments - partie 2 : Analyse chimique des ciments*, AFNOR, 1995
- [47] **NF P 15-473**, *Méthodes d'essais des ciments - partie 3 : Détermination du temps de prise et de la stabilité*, AFNOR, 1995
- [48] **NF P 18-101**, Vocabulaire - Définitions et classifications
- [49]
- [50] **NF P 18-416**, *Surfaçage au soufre des éprouvettes cylindriques*, AFNOR, 1994
- [51] **NF P 18-303**, Eau de gâchage pour béton de construction
- [52] **NF P 98-170**, Chaussées en béton de ciment
- [53] **NF P 18-576**, Mesure du coefficient de friabilité des sables
- [54] **NF P 18-451**, Essai d'affaissement
- [55] **NF P 18-452**, Mesure du temps d'écoulement des bétons et des mortiers aux maniabilimètres
- [56] **NF P 18-353**, Mesure du pourcentage d'air occlus dans un béton frais à l'aéromètre à béton
- [57] **NF P 18-406**, Essai de compression
- [58] **NF P 18-408**, Essai de fendage
- [59] **NF P 18-407**, Essai de flexion
- [60] **NF P 98-17x**, Projet de Norme des *Essais d'adhérence béton-armature*, AFNOR
- [61] **NGO D.** et **SCORDELIS A.C.**, *Finite element analysis of reinforced concrete beams*, ACI Journal Proceedings, Vol. 64, N° 3, March 1967, pp. 153-163
- [62] **OUZIT M.A.**, *Contribution à l'étude du comportement mécaniques des enduits de facade a base de liants hydrauliques*, Thèse de doctorat de l'université Paris VI, Mars 1990, 136 p.
- [63] **PAILLERE A.M.** et **SERANO J.J.**, *Appareil d'étude de la fissuration du béton*, Bull. Liaison Labo P. et Ch., 83, p.29-38, Mai 1976
- [64] **POWER T.C.**, *Aspects fondamentaux du retrait du béton*, Revue des matériaux de construction, N° 245, Février 1961
- [65] **RITZENTHALER L.**, *Essais d'adhérence ABA sur armatures FLEXARM*, Centre de recherche Ascométal Unimétal Département FTL, DRD 375/94, 1994
- [66] **RICHER S.**, *Résolution des problèmes de contact entre solides élastiques par la méthode des éléments finis*, Thèse de doctorat de l'ENPC, Décembre 1985

- [67] **ROSSI P.**, *Fissuration du béton : du matériau à la structure- Application de la mécanique linéaire de la rupture*, Thèse de doctorat de l'ENPC et Rapp. Recherche LPC 150, Juin 1988
- [68] **SAKELLARIOU A.**, *Contribution à la connaissance des phénomènes de fissuration du béton jeune*, Thèse de doctorat de l'Université Pierre et Marie Curie, Janvier 1982
- [69] **SASSOULAS H.** et **PETIT P.**, *Essais d'adhérence sur plats Flexarm*, IRSID Unieux Département FMI, N M 93/31, 1994
- [70] **SCHAFER H.**, *A contribution to the solution of contact problems with the aid of bond elements*, Computer methods in applied mechanics and engineering 6, 1975, pp. 335 -354
- [71] **SOMAYAJI S.** et **SHAH S.P.**, *Bond stress versus slip relationship and cracking response of tension members*, ACI Journal N° 78-20, May-June 1981, pp. 217-225
- [72] **TAMIN P.F.**, *Etude du comportement mécanique des revêtements de façade - Enduits*, Thèse de docteur - Ingénieur ENPC, Décembre 1986
- [73] **TASSIOS T.P.** et **YANNOPOULOS P.J.**, *Etudes analytiques sur l'adhérence acier-béton et la fissuration du béton armé sous charges cycliques*, Annales ITBTP, Avril 1981
- [74] **TEPFERS R.**, *A theory of bond applied to overlapped tensile reinforcement splices for deformed bars*, Chalmers University of Technology Göteborg Sweden, Publication 73:2 Division of concrete structures, 1976, 328 p.
- [75] **TEPFERS R.**, *Cracking of concrete cover along anchored deformed reinforcing bars*, Magazine of concrete research, Vol. 31, n° 106, March 1979, pp. 3-12
- [76] **VENUAT M.**, *La pratique des ciments mortiers et bétons : Caractéristiques des liants et des bétons - Mise en oeuvre des coulis et mortiers*, Moniteur, Paris, 1989
- [77] **VENUAT M.**, *La pratique des ciments mortiers et bétons : Pratique du bétonnage - Pathologie et applications*, Moniteur, Paris, 1989
- [78] **VERHOEVEN K.**, *Le comportement du béton armé continu*, RR CRIC 53-f-1992
- [79] **VETTER C.P.**, *Stresses in reinforced concrete due to volume changes*, Transactions, ASCE, Vol. 98, 1933
- [80] **VIRONNAUD L.** et **ILANTZIS A.**, *Nouvelles contributions à l'étude de la fissuration du béton*, Annales ITBTP, N° 131, Novembre 1958
- [81] **VISHAY-MICROMESURES**, *Théorie des capteurs à jauges*, NT 31 C,
- [82] **VISHAY-MICROMESURES**, *Théorie des jauges électriques d'extensométrie*, NC 56 C, Janvier 1992
- [83] **VISHAY-MICROMESURES**, *Dépouillement des mesures par jauges électriques*, NT 57, Décembre 1991

- [84] **VISHAY-MICROMESURES**, *Interprétation des mesures extensométriques*, NT 58 B, Avril 1985
- [85] **VISHAY-MICROMESURES**, *Comment choisir une jauge d'extensométrie*, NT 505 A
- [86] **VISHAY-MICROMESURES**, *Mesure des coefficients de dilatation à l'aide de jauges d'extensométrie*, NT 513
- [87] **XUEFENG W.**, *Modélisation numérique de la fissuration du béton à partir d'une approche probabiliste*, Thèse de doctorat de l'ENPC et Rapp. de Recherche LPC 152, Juillet 1988, 121 p.
- [87] **NOUAILLES A.**, *Etude de la liaison entre les éléments d'une structure Application aux chaussées rigides*, Thèse de doctorat de l'INSA de LYON, Octobre 1979, 150 p.
- [88] **BOUMIZ A.**, *Etude comparée des évolutions mécaniques et chimiques des pâtes de ciment et mortiers à très jeune âge*, Thèse de doctorat de l'Université PARIS 7, Décembre 1995,

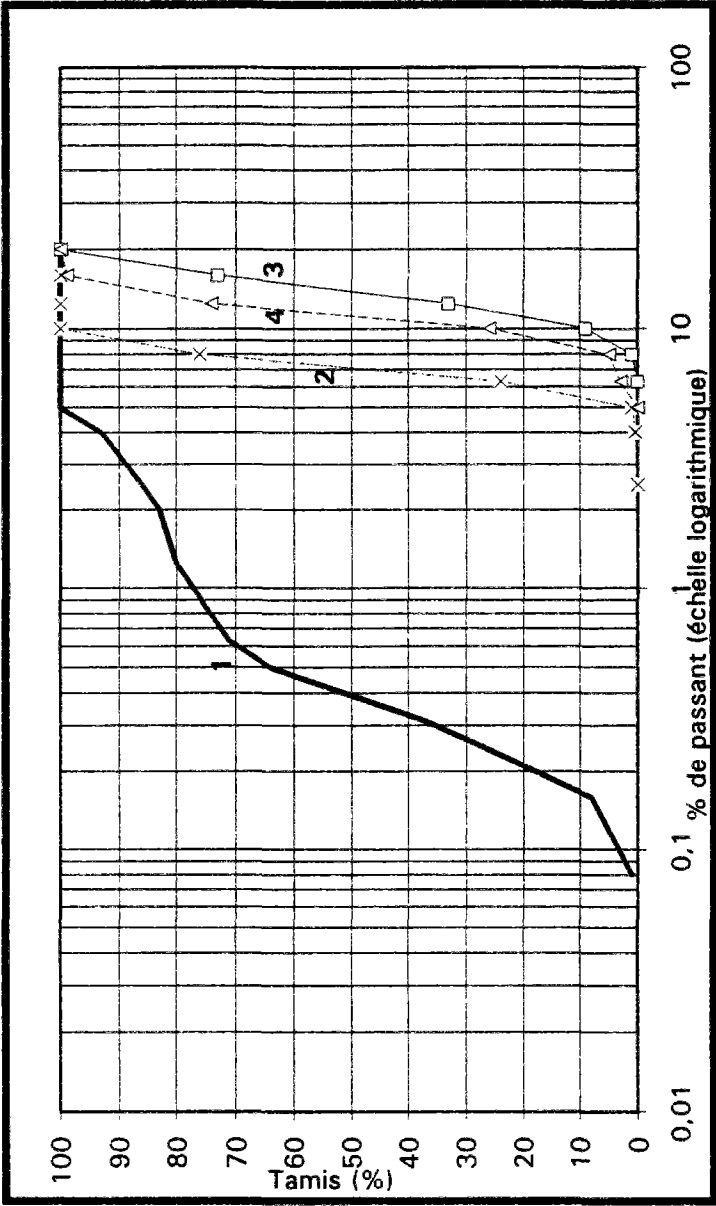
ANNEXES

- Annexe A : Fiche d'identification du sable et des granulats.....	1
- Annexe B : Fiche d'identification des ciments utilisés.....	4
- Annexe C : Formule témoin (méthode et essai).....	12
- Annexe D : Notations et définitions.....	21
- Annexe E : Béton Haute Performance utilisé pour la réalisation du banc.....	24
- Annexe F : Etude paramétrique - Résultats expérimentaux.....	27
- Annexe G : Autres essais d'adhérence sur armatures Flexarm.....	49
- Annexe H : Notions d'extensométrie.....	59
- Annexe I : Traction simple - Fissuration.....	74

ANNEXE A

Fiche d'identification du sable et des granulats

Sable 0/5 roulé du gisement de Mondragon	2
Granulat calcaire 5/10 de l'Estaque.....	2
Granulat calcaire 10/20 de l'Estaque.....	2
Granulat Silico-calcaire 10/14 de Mondragon	2



ANNEXE B

Fiche d'identification des ciments étudiés

CPA-CEM I 52,5 R	CONTES.....	5
CPA-CEM I 52,5 PM CP2	CONTES.....	6
CPJ-CEM II/B 32,5 R (L) CP2	MARTRES.....	7
CPA-CEM I 42,5 R CP2	MARTRES.....	8
CPA-CEM I 52,5 R	LAFARGE.....	9
CPA-CEM I 52,5 CP2	LAFARGE.....	10
CPJ-CEM II/A 32,5 R (L) CP2	LAFARGE.....	11

RESISTANCE PHYSIQUES ET MECANIQUES		
Densité		990
% d'Eau de gachage par rapport à la masse de ciment		27,6
début de prise (minute)	DP	105
fin de prise (minute)	FP	155
MANIABILITE L.C.P.C. (seconde)		18
RESISTANCES MORTIER E/C = 0,5		
COMPRESSION (MPa)	R 1j	28,4
	R 2j	41,7
	R28j	66,9

ANALYSE CHIMIQUE (% massique)			
Résultats F.X. (%)		Résultats CHIMIE (%)	
SiO ₂	20,76	SiO ₂ S	20,4
Al ₂ O ₃	5,05	CO ₂	0,55
Fe ₂ O ₃	2,11		
CaO	65,09	CaO L	1,00
MgO	1,05		
K ₂ O	0,79	K ₂ O T	0,79
Na ₂ O	0,17	Na ₂ O T	0,17
SO ₃ G.	3,30	SO ₃ G.	3,30
TiO ₂	0,10		
Mn ₂ O ₃	0,04		
P ₂ O ₅	0,06		
PF	1,17		
TOTAL	99,69		

FINESSE	SSB (cm ² /g)	3830
----------------	--------------------------	------

Composition "BOGUE COPLA" (%)	
C ₃ S	56,61
C ₂ S	15,80
C ₃ A	9,82
C ₄ AF	6,41

RESISTANCE PHYSIQUES ET MECANIQUES		
------------------------------------	--	--

Densité		1000
% d'Eau de gachage par rapport à la masse de ciment		25,2
début de prise (minute)	DP	110
fin de prise (minute)	FP	160
MANIABILITE L.C.P.C. (seconde)		9
RESISTANCES MORTIER E/C = 0,5		
COMPRESSION (MPa)		
	R 1j	20,4
	R 2j	29,5
	R28j	67,4

ANALYSE CHIMIQUE (% massique)			
-------------------------------	--	--	--

Résultats F.X. (%)		Résultats CHIMIE (%)	
SiO ₂	20,60	SiO ₂ S	20,30
Al ₂ O ₃	4,85	CO ₂	0,45
Fe ₂ O ₃	3,75		
CaO	65,65	CaO L	0,55
MgO	1,05		
K ₂ O	0,69	K ₂ O T	0,69
Na ₂ O	0,16	Na ₂ O T	0,16
SO ₃ G.	2,35	SO ₃ G.	2,35
TiO ₂	0,13		
Mn ₂ O ₃	0,04		
P ₂ O ₅	0,06		
PF	0,75		
TOTAL	100,08		

FINESSE	SSB (cm ² /g)	3730
----------------	--------------------------	------

Composition "BOGUE COPLA" (%)	
C ₃ S	63,70
C ₂ S	10,17
C ₃ A	6,52
C ₄ AF	11,40

RESISTANCE PHYSIQUES ET MECANIQUES		
Densité		985
% d'Eau de gachage par rapport à la masse de ciment		24,8
début de prise (minute)	DP	140
fin de prise (minute)	FP	195
MANIABILITE L.C.P.C. (seconde)		16
 RESISTANCES MORTIER E/C = 0,5 COMPRESSION (MPa)	 R 1j R 2j R28j	 20,6 45,9

ANALYSE CHIMIQUE (% massique)			
Résultats F.X. (%)		Résultats CHIMIE (%)	
SiO ₂	17,00	SiO ₂ S	16,00
Al ₂ O ₃	4,45	CO ₂	8,95
Fe ₂ O ₃	1,85		
CaO	61,25	CaO L	0,30
MgO	2,05		
K ₂ O	0,59	K ₂ O T	0,59
Na ₂ O	0,07	Na ₂ O T	0,07
SO ₃ G.	2,85	SO ₃ G.	2,85
TiO ₂	0,14		
Mn ₂ O ₃	0,04		
P ₂ O ₅	0,04		
PF	9,65		
 TOTAL	 99,98		

FINESSE	SSB (cm ² /g)	4096
---------	--------------------------	------

Composition "BOGUE COPLA" (%)	
C ₃ S	39,54
C ₂ S	16,06
C ₃ A	8,67
C ₄ AF	5,62

RESISTANCE PHYSIQUES ET MECANIQUES

Densité		
% d'Eau de gachage par rapport à la masse de ciment		
début de prise (minute)	DP	
fin de prise (minute)	FP	
MANIABILITE L.C.P.C. (seconde)		
RESISTANCES MORTIER E/C = 0,5		
COMPRESSION (MPa)	R 1j	
	R 2j	
	R28j	

ANALYSE CHIMIQUE (% massique)

Résultats F.X. (%)		Résultats CHIMIE (%)	
SiO ₂	20,50	SiO ₂ S	19,65
Al ₂ O ₃	5,30	CO ₂	1,25
Fe ₂ O ₃	2,30		
CaO	63,60	CaO L	0,30
MgO	2,05		
K ₂ O	0,65	K ₂ O T	0,65
Na ₂ O	0,08	Na ₂ O T	0,08
SO ₃ G.	2,95	SO ₃ G.	2,95
TiO ₂	0,27		
Mn ₂ O ₃	0,05		
P ₂ O ₅	0,05		
PF	2,15		
TOTAL	99,95		

FINESSESSB (cm²/g)

Composition "BOGUE COPLA" (%)	
C ₃ S	54,52
C ₂ S	15,23
C ₃ A	10,16
C ₄ AF	6,99

RESISTANCE PHYSIQUES ET MECANIQUES

Densité		
% d'Eau de gachage par rapport à la masse de ciment		
début de prise (minute)	DP	
fin de prise (minute)	FP	
MANIABILITE L.C.P.C. (seconde)		
RESISTANCES MORTIER E/C = 0,5		
COMPRESSION (MPa)	R 1j	24,9
	R 2j	60,1
	R28j	74,4
FLEXION (MPa)	R 1j	5,8
	R 7j	9
	R28j	10,3

ANALYSE CHIMIQUE (% massique)

Résultats F.X. (%)		Résultats CHIMIE (%)	
SiO ₂	20,35	SiO ₂ S	20,05
Al ₂ O ₃	4,90	CO ₂	1,30
Fe ₂ O ₃	2,15	CaO L	0,50
CaO	65,75	K ₂ O T	0,18
MgO	0,80	Na ₂ O T	0,14
K ₂ O	0,18	SO ₃ G.	3,35
Na ₂ O	0,14		
SO ₃ G.	3,35		
TiO ₂	0,28		
Mn ₂ O ₃	0,05		
P ₂ O ₅	0,07		
PF	2,05		
TOTAL	100,07		

FINESSE

SSB (cm²/g)

4060

Composition "BOGUE COPLA" (%)

C ₃ S	60,92
C ₂ S	11,55
C ₃ A	9,35
C ₄ AF	6,54

RESISTANCE PHYSIQUES ET MECANIQUES

Densité		1010
% d'Eau de gachage par rapport à la masse de ciment		22,9
début de prise (minute)	DP	175
fin de prise (minute)	FP	290
MANIABILITE L.C.P.C. (seconde)		16
RESISTANCES MORTIER E/C = 0,5		
COMPRESSION (MPa)	R 1j	16
	R 2j	26,5
	R 7j	48,6
	R28j	63,4
FLEXION (MPa)	R 1j	4,2
	R 2j	5,3
	R 7j	8
	R28j	10,6

ANALYSE CHIMIQUE (% massique)

Résultats F.X. (%)		Résultats CHIMIE (%)	
SiO ₂	20,45	SiO ₂ S	19,95
Al ₂ O ₃	5,05	CO ₂	1,45
Fe ₂ O ₃	2,15		
CaO	65,80	CaO L	0,55
MgO	0,70		
K ₂ O	0,19	K ₂ O T	0,19
Na ₂ O	0,09	Na ₂ O T	0,09
SO ₃ G.	3,10	SO ₃ G.	3,10
TiO ₂	0,27		
Mn ₂ O ₃	0,05		
P ₂ O ₅	0,06		
PF	2,05		
TOTAL	99,96		

FINESSE

SSB (cm²/g)

3485

Composition "BOGUE COPLA" (%)

C ₃ S	60,61
C ₂ S	11,49
C ₃ A	9,75
C ₄ AF	6,54

RESISTANCE PHYSIQUES ET MECANIQUES

Densité		
% d'Eau de gachage par rapport à la masse de ciment		
début de prise (minute)	DP	
fin de prise (minute)	FP	
MANIABILITE L.C.P.C. (seconde)		
RESISTANCES MORTIER E/C = 0,5		
COMPRESSION (MPa)	R 1j	
	R 2j	
	R 7j	
	R28j	
FLEXION (MPa)	R 1j	
	R 2j	
	R 7j	
	R28j	

ANALYSE CHIMIQUE (% massique)

Résultats F.X. (%)		Résultats CHIMIE (%)	
SiO ₂	17,85	SiO ₂ S	16,85
Al ₂ O ₃	4,30	CO ₂	7,35
Fe ₂ O ₃	2,05		
CaO	62,85	CaO L	0,40
MgO	0,75		
K ₂ O	0,14	K ₂ O T	0,14
Na ₂ O	0,11	Na ₂ O T	0,11
SO ₃ G.	3,25	SO ₃ G.	3,25
TiO ₂	0,20		
Mn ₂ O ₃	0,04		
P ₂ O ₅	0,06		
PF	8,00		
TOTAL	99,60		

FINESSE

SSB (cm²/g)

Composition "BOGUE COPLA" (%)	
C ₃ S	47,03
C ₂ S	12,84
C ₃ A	7,93
C ₄ AF	6,23

ANNEXE C

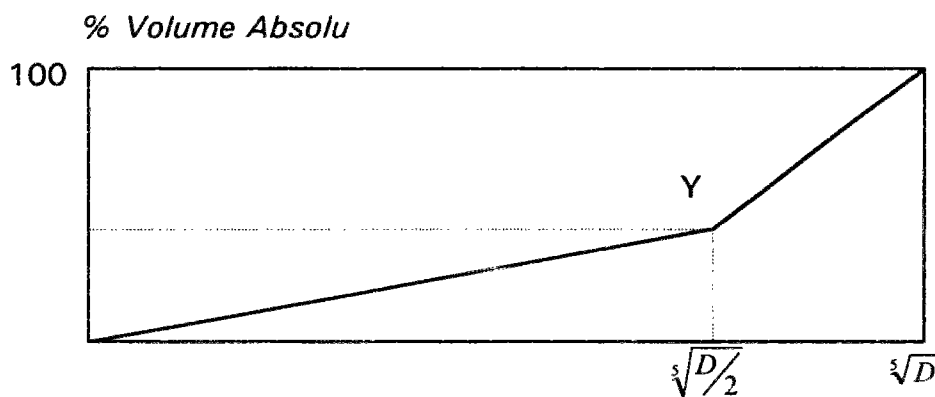
Formule témoin (méthode et essai)

Méthode FAURY.....	13
Présentation des logiciels BETONLAB et MAITRE CUBE.....	15
Etude de la formulation du béton utilisé dans "FLORE"	16
La nouvelle norme ciment NF P 15-301 1994	20

La méthode de FAURY

La méthode de Faury [23] permet de composer un "béton plein" à granulométrie continue. La détermination des constituants se fait en pourcentage de volume absolu des matières sèches. Ce pourcentage est porté en ordonnée sur une échelle décimale d'une représentation graphique. L'échelle des abscisses de ce graphe est définie comme la racine cinquième de D (fuseau granulométrique).

Cette courbe se compose de deux segments de droites. Dans la première partie de 0,0052 mm à D/2, on caractérise la granulométrie des grains fins et moyens. Dans la seconde partie de D/2 à D, on détermine la granulométrie des gros grains. L'ordonnée Y du point de brisure D/2 indique le pourcentage en volume absolu des grains de 0,0052 mm à D/2.



$$Y = A + 17\sqrt[5]{D} + \frac{B}{\frac{0,8R}{D} - 0,75}$$

où A est un coefficient numérique qui dépend de la forme des granulats et de la consistance du béton cherché,

B est un coefficient qui dépend de la puissance du procédé de serrage,

D est la dimension du plus gros granulat en mm,

R est le rayon moyen en mm des pièces à exécuter dans leurs parties les plus ferrillées.

Pour les bétons légèrement armés, le paramètre A varie entre 15 et 20.

L'expérience a montré que le rapport :

$$\frac{B}{\frac{0,8R}{D} - 0,75}$$

varie de 0 à 7.

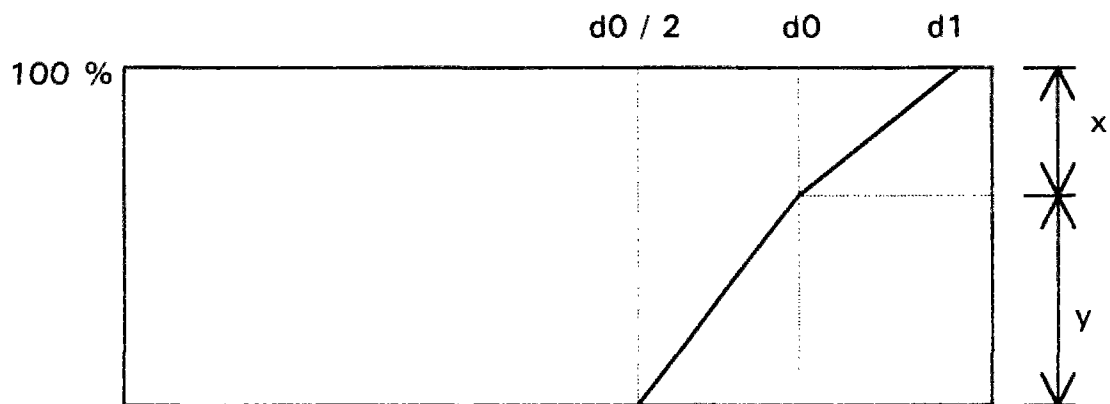
La dimension maximale D du granulat est calculée selon la formule suivante :

$$D = d_0 \left(1 + \frac{x}{2y} \right)$$

où on désigne sur la courbe granulaire du plus gros granulat :

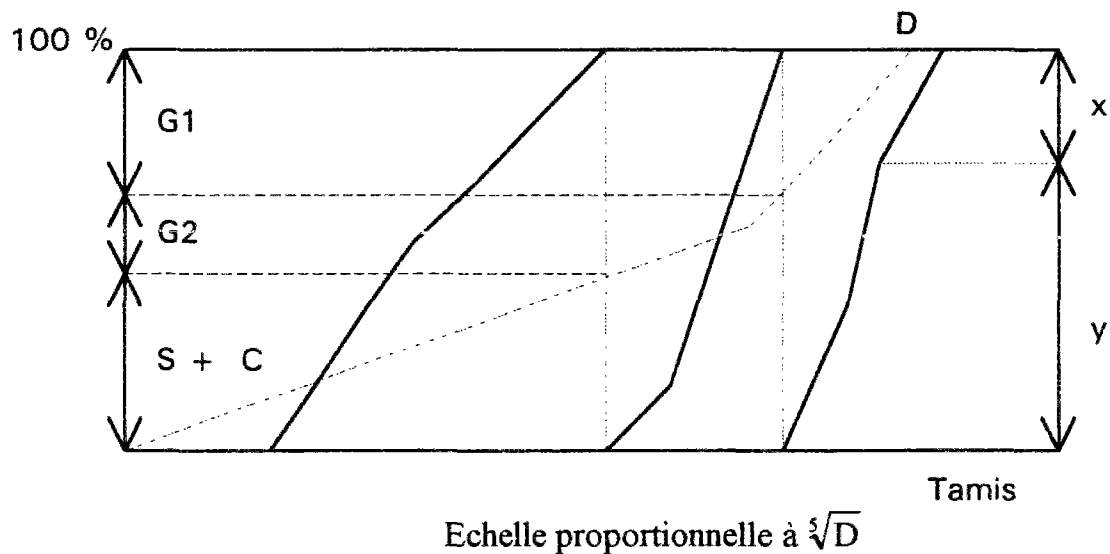
- x le % de passant entre d_0 et d_1
- y le % de passant entre $d_0/2$ et d_0 .

% en volumes absolus de matières passant au travers des tamis



On détermine graphiquement les proportions de sable et gravier.

% en volumes absolus de matières passant au travers des tamis



BETONLAB

BETONLAB [19] est un logiciel d'aide à la formulation des bétons, qui calcule les principales caractéristiques d'un béton à partir de sa composition.

En fonction de la définition et des proportions des constituants au mètre-cube, BETONLAB indique

- l'affaissement au cône d'Abrams (Slump)
- la teneur en air occlus
- la résistance en compression à 1, 3, 7 et 28 jours
- la résistance en traction par fendage à 28 jours
- le module d'Young à 28 jours

MAITRE C.U.B.E.

MAITRE C.U.B.E. est un logiciel d'aide à la formulation des bétons. Il va travailler à partir des données sur les ciments, les sables, les gravillons, les ajouts et les adjuvants.

En fonction de la définition des constituants, de la quantité de ciment, des caractéristiques du béton souhaité (R_c à 28 jours, Slump), de la quantité d'eau, MAITRE C.U.B.E. calcule soit par la méthode DREUX soit par la méthode FAURY la répartition des différents constituants de notre béton.

Etude de la formulation du beton utilisé dans "FLORE"

Celle-ci dépend des caractéristiques recherchées (tableau 1). Elle vise notamment à définir une composition qui concilie maniabilité du béton frais et résistance du béton durci.

La méthode graphique de FAURY a permis de définir les proportions des différents constituants du béton à partir des caractéristiques suivantes :

- Dosage en ciment
- Dosage en eau
- Type de granulats (caractéristiques granulométriques, densité)
- Slump escompté
- Valeurs de A et de $\frac{B}{(0,8 R/D - 0,75)}$

Classe de Résistance	Résistances caractéristique à 28 j en MPa	
	Compression NF P 18-406	Fendage NF P 18-408
6	-	3,3
5	-	2,7
4	-	2,4
3	25	2
2	20	1,7
1	15	1,3

Tableau 1 : Classes de résistance mécanique à 28 j des bétons utilisés dans les chaussées en béton NF P 98-170

a). Squelette granulaire

Le squelette granulaire [77] est défini comme l'ensemble des grains de taille supérieure à 80 μ m, il est le premier facteur à optimiser.

La méthode utilisée consiste à fixer les éléments suivants :

- le dosage en ciment, le plus souvent 330 kg/m³
- le dosage en eau, généralement 165 kg/m³. La quantité d'eau mise en place est telle que le rapport E/C (Eau sur Ciment) soit compris entre 0,45 et 0,5.

On se fixe un rapport (entre la quantité de sable "S" et de gravillon "G" ajoutée aux cailloux "K") S/(G+K) à l'aide de la méthode classique de FAURY. Tout en conservant constante la somme S + G + K, on fait varier le rapport S/(G + K) autour de sa valeur fixée. La quantité de sable dans le béton influence la maniabilité qui augmente lorsque G/S décroît. La composition retenue sera celle qui donne la consistance optimale, critère qui concilie maniabilité et résistance.

b). Ajustement des caractéristiques

La seconde phase [77] a pour but d'ajuster les dosages en eau et en entraîneur d'air pour réaliser la consistance et la teneur en air occlus aux valeurs souhaitées. Dans le cas où la formulation du béton comprend un plastifiant, deux études (avec et sans plastifiant) sont à mener en parallèle.

Pour ces études, on fixe le dosage en ciment, le rapport $S/(G + K)$ donnant la consistance optimale. On ajuste la teneur en air occlus entre 3% et 6%. On fait ensuite varier le dosage en eau pour retenir les valeurs permettant d'obtenir la maniabilité et la teneur en air occlus.

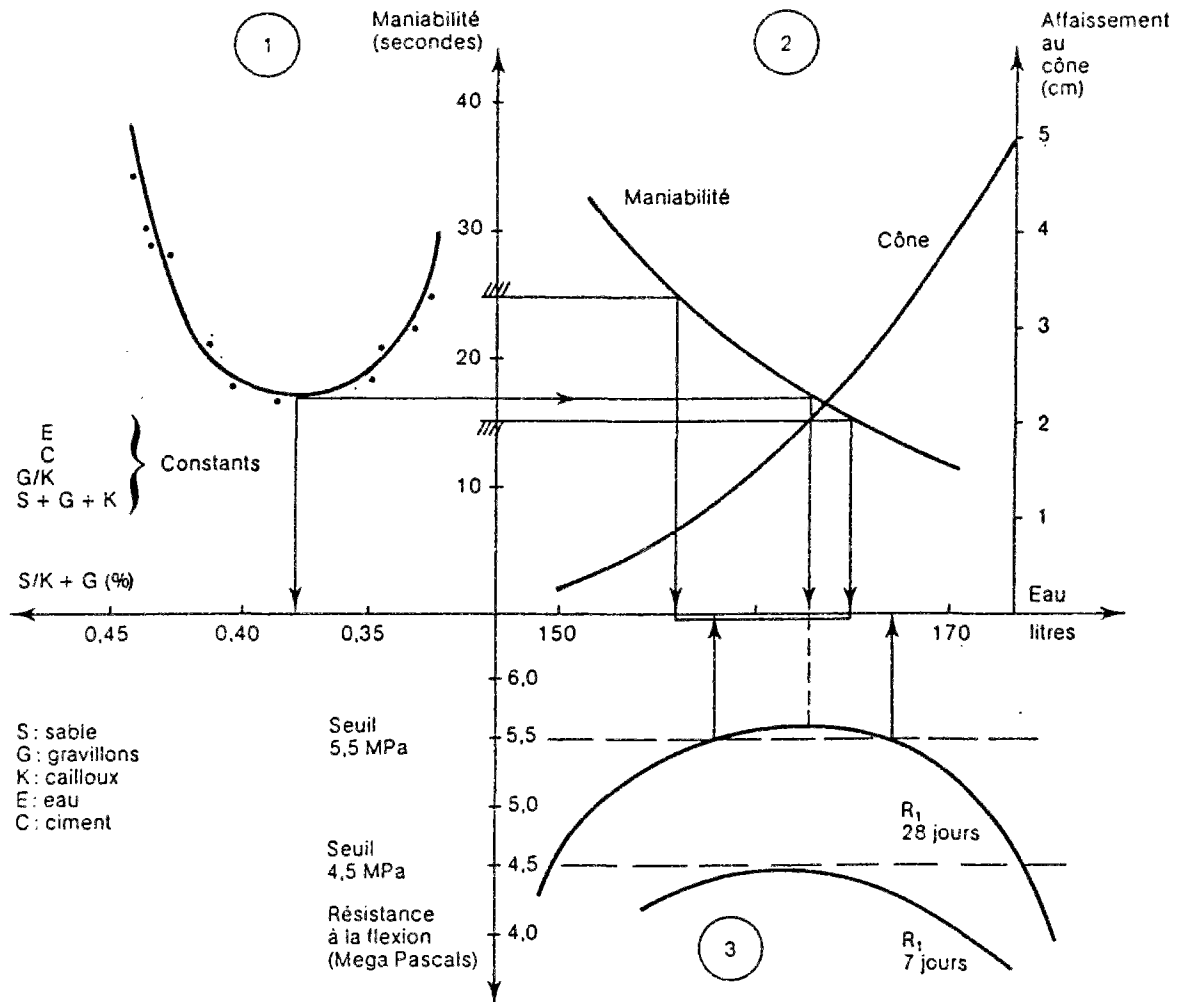


Figure 1 : Formulation des bétons routiers [77]

c). Résistances mécaniques

On vérifie ensuite que la formulation obtenue conduit effectivement aux résistances mécaniques visées.

Dans le cas où la formulation du béton ne donne pas les caractéristiques escomptées, il est possible :

— d'augmenter le dosage en ciment tout en respectant une quantité maximale de 360 kg/m^3

- d'employer un plastifiant réducteur d'eau
- d'augmenter la compacité par l'ajout d'éléments fins
- d'utiliser des granulats donnant une meilleure consistance, les granulats roulés par exemple.

d). Réalisation du Béton utilisé dans le projet "FLORE"

Les proportions de chaque classe granulaire sont :

- G0 : 39,28 % 0/5
- G1 : 10,64 % 5/10
- G2 : 25,38 % 10/20
- G3 : 24,70 % 10/14.

Formule Témoin

	kg / m ³
CPI-CEM II/A 32,5 R (L) CP2 Lafarge	330
0/5 Siliceux roulé de Mondragon	748
5/10 Calcaire concassé de l'Estaque	202,44
10/20 Calcaire concassé de l'Estaque	483,34
10/14 Siliceux concassé de Mondragon	470,44
Cérygel D10 0,13 % du dosage en ciment, extrait sec 4 %	0,429
Cerplast 0,53 % du dosage en ciment, extrait sec 25 %	1,749
Eau	145

Densité théorique	G/S	E/C
2,381	1,546	0,44

Caractéristiques sur une gâchée de 45 litres			
Slump (cm)	Maniabilité (s à 4 min.)	Air (%)	Densité mesurée
3	23	4,7	2,2355

Résistance en compression sur des cylindres 16 * 32	
Echéance	Rc (MPa)
7 jours	35,5
28 jours	42,9

Résistance en fendage sur des cylindres 16 * 32	
Echéance	R (MPa)
7 jours	2,85
28 jours	3,35

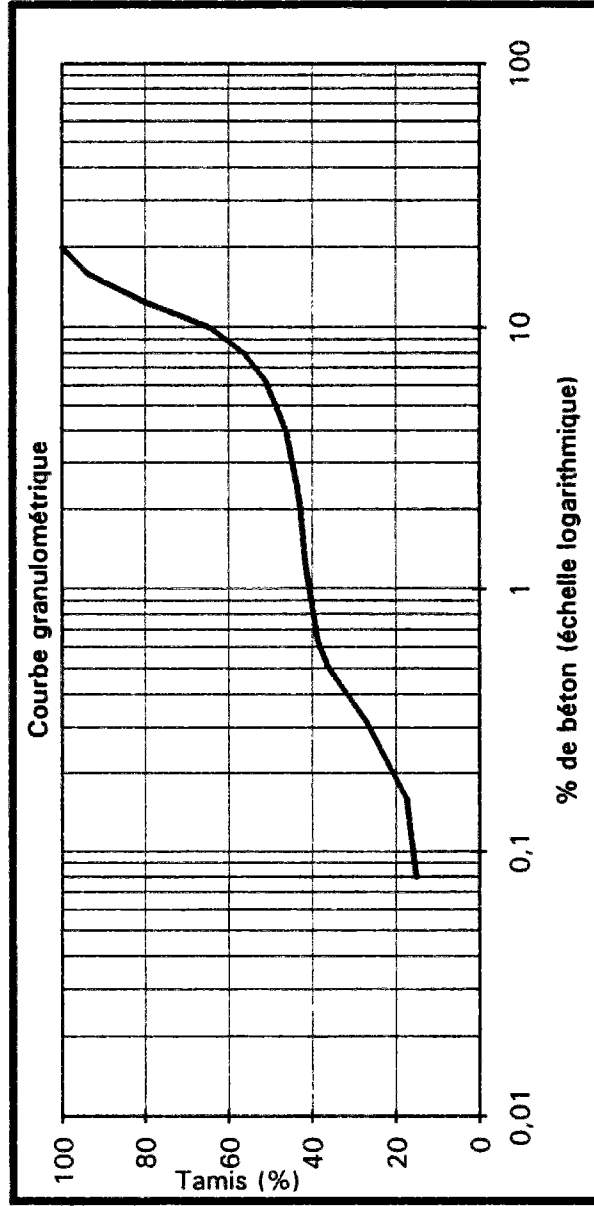
Le béton étant un matériau très hétérogène, son malaxage est une opération très importante.

Le mélange du ciment et des granulats s'effectue pendant trois minutes dans un malaxeur de laboratoire. Conformément à la norme NF P 18.404, les constituants sont introduits du plus gros au plus fin à l'intérieur du malaxeur. Après un malaxage à sec d'une minute, on introduit l'eau de gâchage. Le malaxage se poursuit alors pendant deux minutes.

Tous les éléments sont introduits à la même température de 20 °C.

Courbes granulométriques selon FAURY

tamis	0,08	0,16	0,315	0,63	1,25	2	2,5	4	5	6,3	8	10	12,5	16	20	
CPJ	14,77	14,77	14,77	14,77	14,77	14,77	14,77	14,77	14,77	14,77	14,77	14,77	14,77	14,77	14,77	
0//5	0,3348	2,678	12,39	21,43	23,77	26,78	27,79	28,79	31,14	32,47	33,48	33,48	33,48	33,48	33,48	
5//10								0,045	0,091	2,175	6,886	9,061	9,061	9,061	9,061	
10//20											0,216	1,947	7,139	15,79	21,63	
10//14										0,632	1,053	5,475	15,58	20,85	21,06	
% de béton	15,105	17,45	27,16	36,2	38,54	41,55	42,56	43,56	45,95	47,34	51,06	56,4	64,73	80,03	93,95	100



La nouvelle norme ciment NF P 15-301 1994

Antérieurement classés selon la valeur moyenne de la résistance à la compression à 28 jours, les ciments sont aujourd'hui désignés par la valeur minimale.

Ainsi, les	CPA HPR	deviennent	CPA-CEM 52,5 R
	CPA HP	deviennent	CPA-CEM 52,5
	CPA 55	deviennent	CPA-CEM 52,5 CPA-CEM 42,5 R CPA-CEM 42,5
	CPJ 55	deviennent	CPJ-CEM II/A 42,5
	CPJ 45 R	deviennent	CPJ-CEM II/A 32,5 R CPJ-CEM II/B 32,5 R

Désignation des ciments :

CPA-CEM I désigne les ciments portland

CPA-CEM II désigne les ciments portland composés

Pourcentage d'ajouts :

/A le pourcentage d'ajout est $\leq 20\%$

/B le pourcentage d'ajout est $> 20\%$ et inférieur à 35%

Classes de résistance :

32,5 résistance minimale à 28 jours en mégapascal (MPa)

42,5 résistance minimale à 28 jours en mégapascal (MPa)

52,5 résistance minimale à 28 jours en mégapascal (MPa)

La lettre R distingue dans chaque classe, les ciments à résistance élevée au jeune âge.

Nature de l'ajout :

(L) l'ajout est un calcaire

(S) l'ajout est un laitier haut fourneau

(D) l'ajout est constitué de fumée de silice

(V) l'ajout est une cendre volante siliceuse

(W) l'ajout est une cendre volante calcique

Propriétés caractéristiques :

PM Prise Mer **ES** Eaux Sulfatées **CP2** Ciment à faible chaleur d'hydratation et teneur en sulfure limitée

Additifs :

AD 0,2 % Accélérateur de durcissement incorporé à la dose de $0,2\%$

ANNEXE D

Notations et définitions

Représentation des symboles chimiques en cimenterie.....	22
Définitions	23

Représentation des symboles chimiques en cimenterie

Il est courant d'utiliser, dans l'industrie cimentière, les abréviations suivantes :

CHIMIE	CIMENTERIE	
CaO	C	la chaux libre
	CH	la chaux hydratée ou portlandite
	3SC	le trisulfoaluminate de chaux hydraté ou ettringite
SiO ₂	S	
Al ₂ O ₃	A	
Fe ₂ O ₃	F	
FeO	f	
SO ₃	S	
H ₂ O	H	
CO ₂	C	
Na ₂ O	N	
K ₂ O	K	
MgO	M	

Nous donnons ci-après les formules chimiques et les dénominations des constituants anhydres et hydratés :

Formule chimique	Dénomination en cimenterie	Désignation
	CA	Aluminate monocalcique
Ca ₃ Al ₂ O ₆	C ₃ A	Aluminate tricalcique
Ca ₂ Al Fe O ₅	C ₄ AF	Aluminoferrite tétracalcique
Ca ₂ Si O ₄	C ₂ S	Silicate bicalcique (bélite)
Ca ₃ Si O ₅	C ₃ S	Silicate tricalcique (alite)
	C-S-H	Silicates de calcium hydratés

Définition

Surface Spécifique Blaine

Surface développée totale des grains contenus dans une masse donnée. Ceci caractérise la finesse de mouture d'un ciment ou d'un ajout. Elle est exprimée en cm^2/gr .

Pouvoir pouzzolanique

Se dit pour les matières dont les réactions d'hydratation consomment de la chaux

Les fumées de silice

Ce sont des sous produits de l'industrie du silicium. Elles ont un rôle de remplissage en s'intercalant entre les grains du ciment, permettant une réduction du dosage en eau, à maniabilité égale. Elles ont également un pouvoir pouzzolanique.

Le ressuage

Dans un béton frais, les éléments plus denses que l'eau ont tendance à descendre. Ils contribuent au tassement de cette structure en béton. Une couche d'eau limpide se présentera en surface : **l'eau de ressuage**.

ANNEXE E

Le BTHP utilisé pour la réalisation du banc en retrait empêché.....	25
Température de prise du BTHP	26

I. Le BTHP utilisé pour la réalisation du banc en retrait empêché

Les bétons sont classés suivant leur résistance en compression à 28 jours (f_{c28}), on définit la classification suivante :

B.O.	bétons ordinaires	$20 < f_{c28} < 50$ MPa
B.H.P.	bétons à hautes performances	$50 < f_{c28} < 80$ MPa
B.T.H.P.	bétons à très hautes performances	$80 < f_{c28} < 150$ MPa

Les B.H.P. et les B.T.H.P. sont des bétons à faible rapport E/C (entre 0,35 et 0,40 pour les B.H.P. et entre 0,20 et 0,35 pour les B.T.H.P.). Dans la formulation, on utilise des adjuvants réducteurs d'eau et des ultrafines (ajouts) qui sont le plus souvent des fumées de silice (fs).

La fumée de silice permet de développer des résistances en compression plus élevée, elle a un rôle de filler et de pouzzolane.

I. 1. Choix des constituants

Ce béton comprend 7 composants :

- 0/4 Voiron
- 4/8 Voiron
- 8/12 Voiron
- Fumée de silice
- Résine GT
- Eau.

I. 2. Choix des proportions

Afin de réaliser un BTHP [20] dont la résistance en compression souhaitée est de l'ordre de 130 MPa à 28 jours, nous avons dosé le béton à 500 kg/m^3 en ciment.

Comme les résistances en compression augmentent quand le rapport E/C diminue (loi de FERRET), nous avons utilisé un superplastifiant réducteur d'eau (la résine GT) dosé à 3,3 %.

La fumée de silice (particules de taille 100 fois plus fines que le ciment) est incorporée à hauteur de 10 % en poids de ciment. Son rôle est de favoriser la germination des hydrates et de réduire la porosité. En employant un fluidifiant, on réduit également la quantité d'eau et on obtient un produit avec des résistances améliorées.

	kg/m^3
CPA-CEM I 52,5 R Lafarge	500
Voiron 0 / 4	672
Voiron 4 / 8	462
Voiron 8 / 12	645
Fumée de silice 10 % du dosage en ciment	50
Résine GT 3,3 % du dosage en ciment, extrait sec %	16,5
Eau	115

Densité théorique	G/S	E/C
2,46	1,65	0,23

L'effet du retrait plastique (béton frais soumis à la dessiccation) est particulièrement important pour ce béton à faible E/C. Une cure a permis de protéger et d'éliminer le retrait plastique.

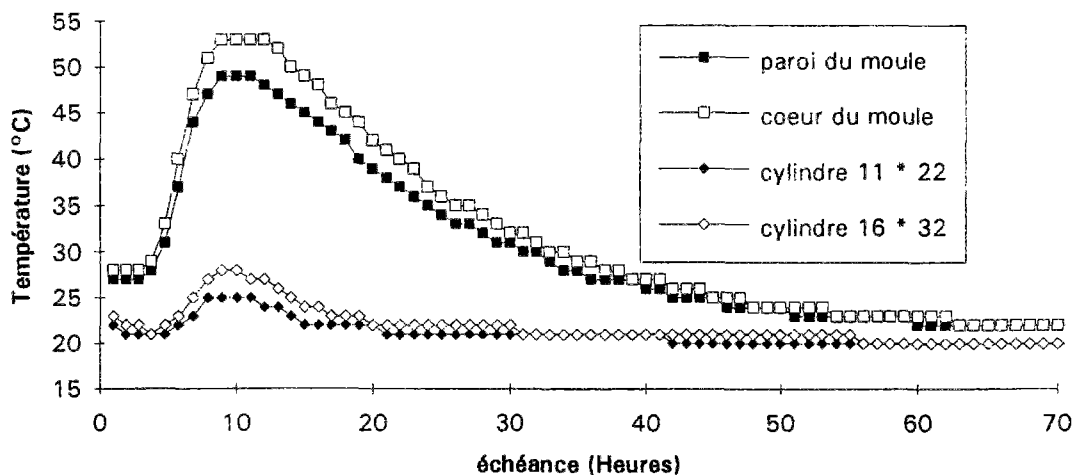
Résistance en compression à 28 jours: 140 MPa .

II. Température de prise du BTHP

Lors de la réalisation d'un élément du banc en retrait empêché, nous avons mesuré la variation de température dans celui-ci. Nous disposons de quatre sondes placées :

- au coeur du BTHP coulé dans le moule de dimensions intérieures 60 cm x 40 cm x 42 cm
- dans le BTHP et à proximité de la paroi du moule
- au coeur d'un cylindre 16 cm x 32 cm
- au coeur d'un cylindre 11 cm x 22 cm.

évolution de la température dans le BTHP du Banc



ANNEXE F

Résultats de l'étude paramétrique

I. Influence du dosage en eau de gâchage.....	28
II. Influence du dosage en ciment.....	31
III. Influence du G/S.....	33
IV. Influence d'un adjuvant.....	35
V. Influence du dosage en entraîneur d'air.....	37
VII. Influence du C ₃ A.....	39
VIII. Influence de la classe du ciment.....	41
IX. Influence de la classe du ciment.....	43
X. Influence d'un filler.....	45
XI. Influence des granulats.....	47

I. Influence du dosage en eau de gâchage

I.1. Bétons fabriqués

	densité théorique	densité mesurée	E/C	CDT*10 ⁻⁶ (par degré)	Shamp (cm)	manis (s)	air (%)
FLORE	2,381	2,382	0,44	9,6	3	15	3
FLO1	2,368	2,337	0,47	-	6,5	4,4	4,9
FLO2	2,395	2,388	0,41	-	1	43	4,2

La différence entre la formule réelle et la formule théorique est :

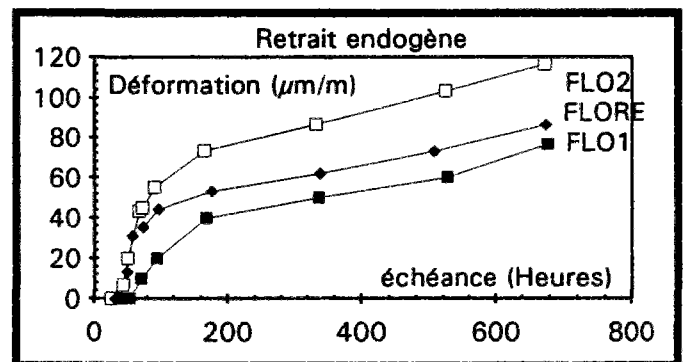
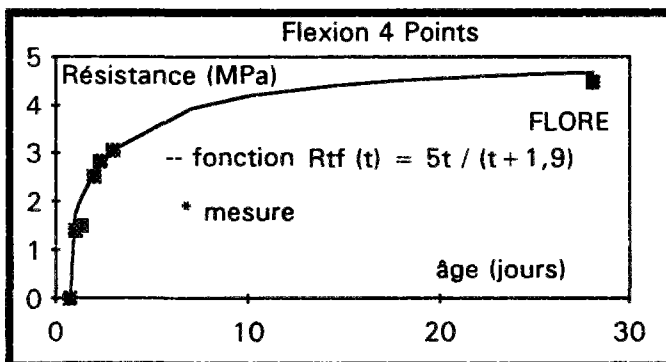
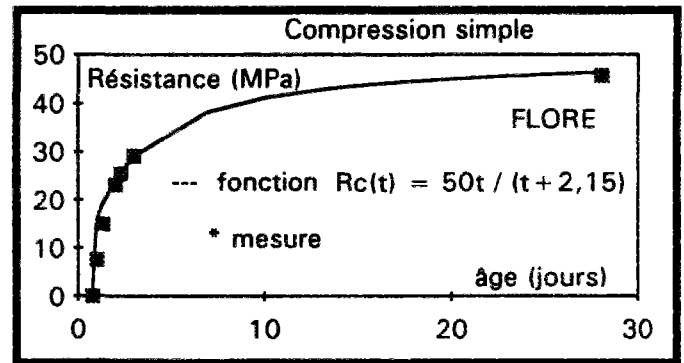
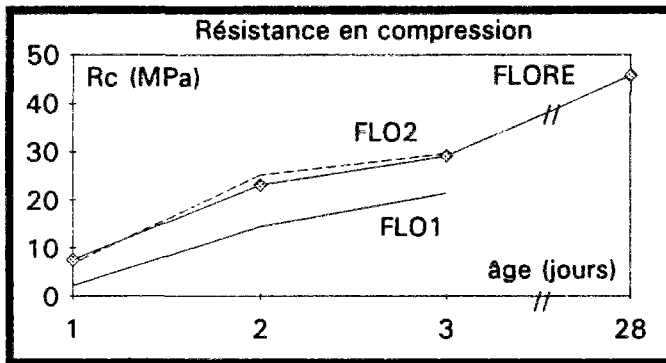
	FLO1	FLO2	FLORE
en volume (l):	13,042	3,257	-0,25
en poids (Kg):	-30,88	-7,80	0,60

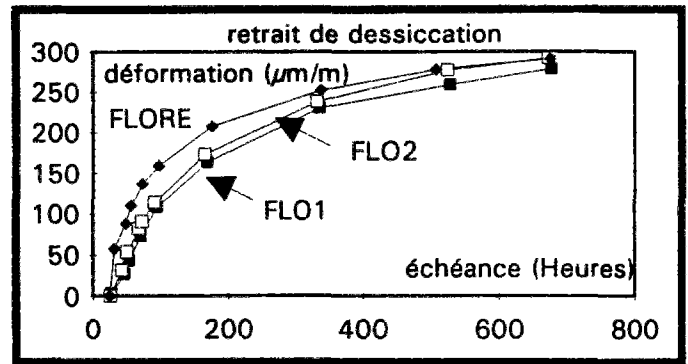
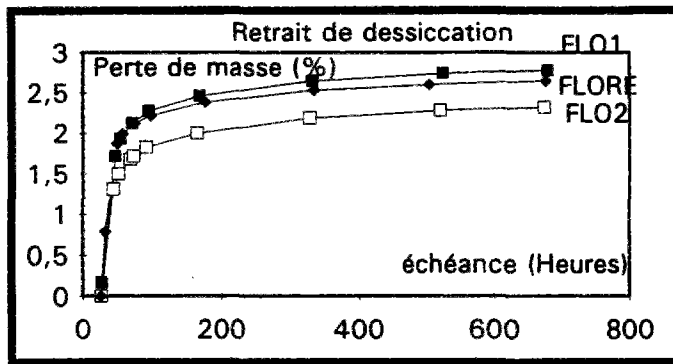
I.2. Résultats

	échantillon (jour)	Résistance compression (MPa)	module (MPa) 30%	module (MPa) 50%	Résistance fendage (MPa)	Résistance flexion 4 pts (MPa)
FLO1	1	2,10	-	-	-	-
	2	14,53	22280	19260	-	2,15
	3	21,53	-	-	-	-
	28	-	-	-	-	-
FLO2	1	6,77	-	-	-	-
	2	25,33	24640	22230	-	3,15
	3	29,73	-	-	-	-
	28	-	-	-	-	-
FLORE	1	7,53	17705	-	-	-
	1,33	15,02	22841	19779	-	1,5
	2	23,13	23962	23812	-	2,5
	2,33	25,53	25387	25355	-	2,85
	3	29,23	27774	27401	-	3,1
	28	45,87	-	-	3,5	4,5

mesure du retrait endogène et du retrait de dessiccation en fonction de l'âge du béton

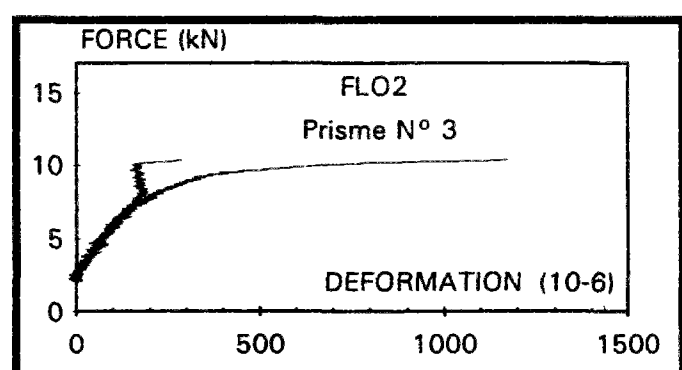
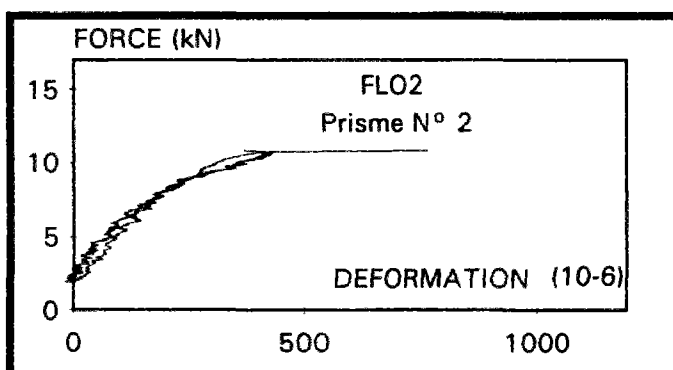
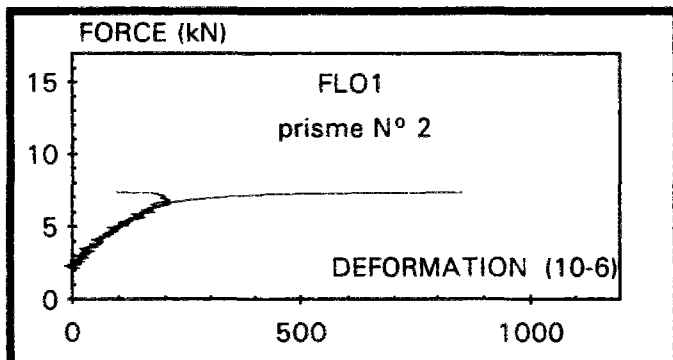
FLO1			FLO2			FLORE		
	retrait de dessiccation moyen	retrait endogène moyen		retrait de dessiccation moyen	retrait endogène moyen		retrait de dessiccation moyen	retrait endogène moyen
Tps (h)	$\mu\text{m/m}$	$\mu\text{m/m}$	Tps (h)	$\mu\text{m/m}$	$\mu\text{m/m}$	Tps (h)	$\mu\text{m/m}$	$\mu\text{m/m}$
25	0	0	26	0	0,00	25	0	0,00
27,5	3,3333	0	43	31,667	6,67	32	57	0,00
46,5	26,667	0	50,5	53,333	20,00	49	88	13
54	43,333	0	67,5	81,667	43,33	57	110	31
70,5	73,333	10	72,5	90,833	45,00	73	137	35
94,5	108,33	20	91	114,17	55,00	97	159	44
168	163,33	40	164,5	173,33	73,33	176	208	53
336	230	50	332,5	238,33	86,67	338	252	62
526,5	259,17	60	523	277,5	103,33	506	279	73
676,5	279,17	76,67	672,5	292,5	116,67	674	292	86





Les représentations graphiques ci dessous des limites à la rupture en traction par flexion ont pour valeur initiale celle de la pré-charge. Pour obtenir graphiquement les déformations conduisant à cette force, il suffit de tracer la tangente à l'origine. Les mesures des déformations à la rupture concernant la formule témoin ne sont pas exploitables.

- Essais de Flexion 4 points-



II. Influence du dosage en ciment

II.1. Bétons fabriqués

	densité théorique	densité mesurée	E/C	CDT*10% (par degré)	Slump (cm)	maniv (s)	air (%)
FLO3	2,387	2,377	0,41	9,75	2,5	26	4,2
FLO4	2,376	2,319	0,47	9,5	3	14	5,2

La différence entre la formule réelle et la formule théorique est :

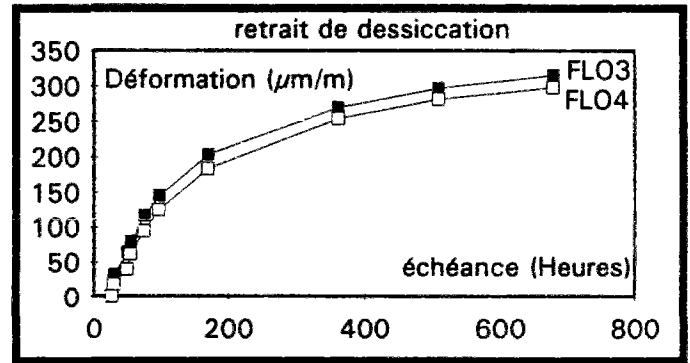
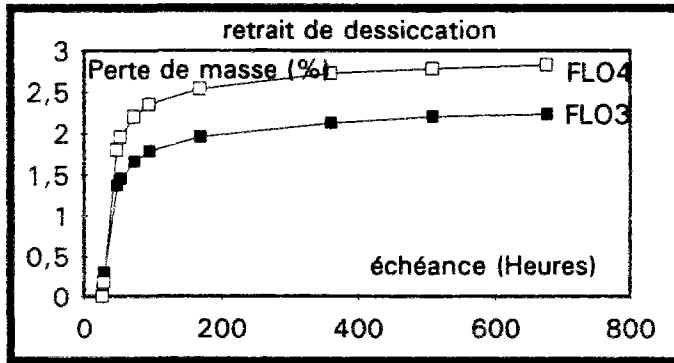
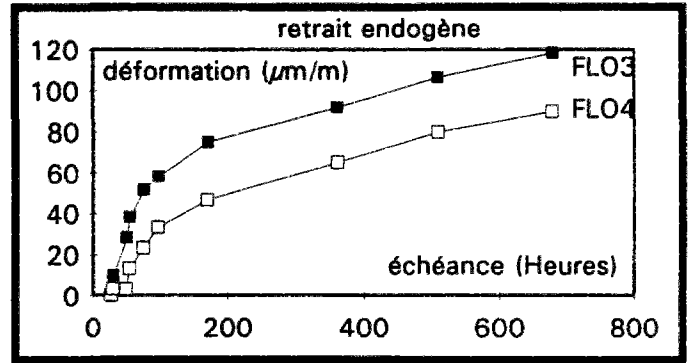
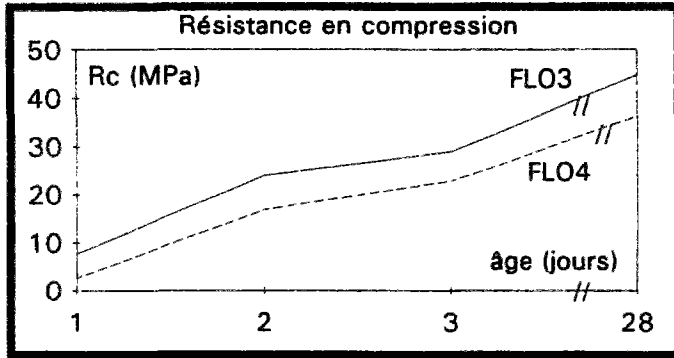
	FLO3	FLO4
en volume (l)	4,1	23,8
en poids (Kg)	-9,75	-56,5

II.2. Résultats

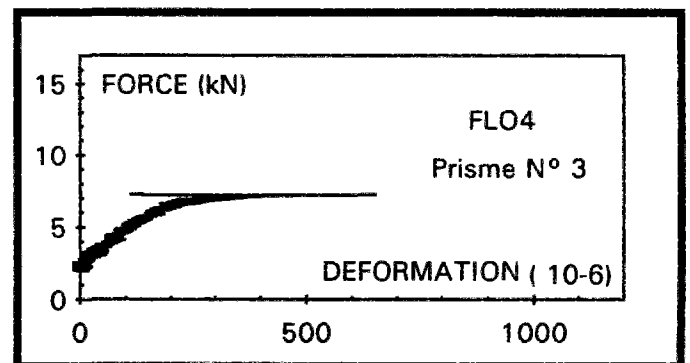
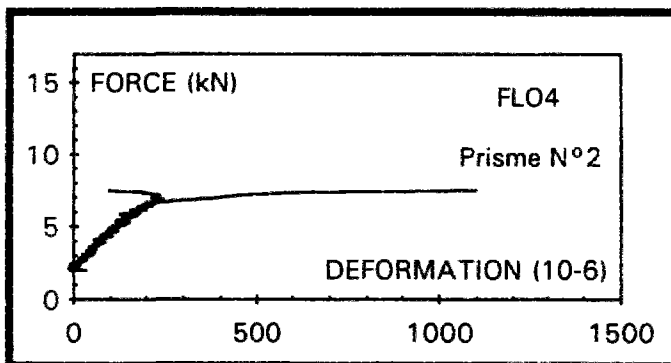
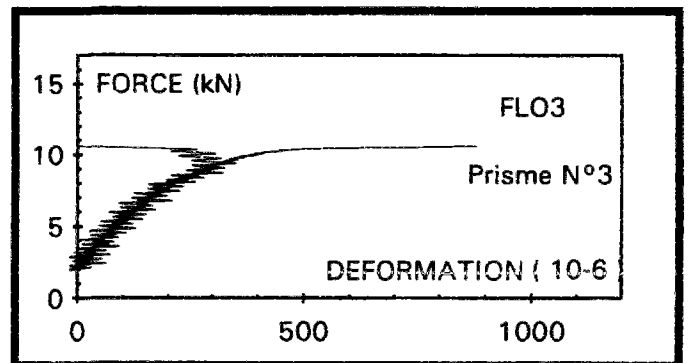
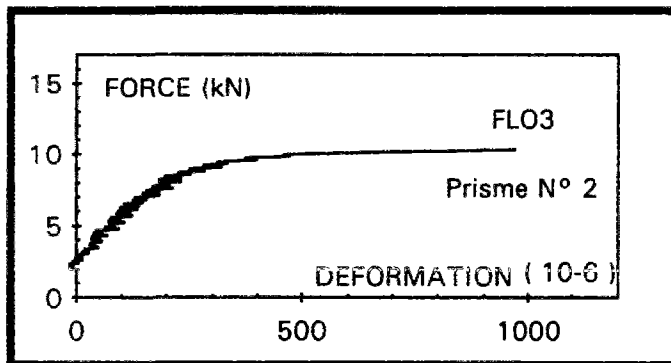
	âge (jour)	Résistance compression (MPa)	module (MPa) 30%	module (MPa) 50%	Résistance fendage (MPa)	Résistance flexion 4 pts (MPa)
FLO3	1	7,73	-	-	-	-
	2	23,97	24700	21140	-	3,17
	3	28,93	-	-	-	-
	28	44,7	-	-	-	-
FLO4	1	2,60	-	-	-	-
	2	16,93	23400	19700	-	2,28
	3	22,77	-	-	-	-
	28	36,2	-	-	-	-

mesure du retrait endogène et du retrait de dessiccation en fonction de l'âge du béton

Tps (h)	FLO3		Tps (h)	FLO4	
	retrait de dessiccation moyen	retrait endogène moyen		retrait de dessiccation moyen	retrait endogène moyen
	$\mu\text{m/m}$	$\mu\text{m/m}$		$\mu\text{m/m}$	$\mu\text{m/m}$
25,75	0	0,00	26	0	0,00
29,5	32,5	10,00	28,5	17,5	3,33
48,5	65	28,33	47,5	40	3,33
53,5	80	38,33	52,5	61,667	13,33
73,5	116,67	51,67	72,5	95	23,33
96	145	58,33	95	125	33,33
170	203,33	75,00	169	183,33	46,67
361	270	91,67	360,5	254,17	65,00
510	296,67	106,67	510	281,67	80,00
678	315,83	118,33	677	298,33	90,00



- Essais de Flexion 4 points -



III. Influence du G/S

III.1. Bétons fabriqués

	FLO5 kg / m ³	FLO6 kg / m ³
CPJ-CEM II/A 32,5 R (L) CP2 Lafarge	330	330
0/5 Siliceux roulé de Mondragon	705,18	796,35
5/10 Calcaire concassé de l'Estaque	209,94	193,98
10/20 Calcaire concassé de l'Estaque	501,24	463,13
10/14 Siliceux concassé de Mondragon	487,86	450,76
Cérygel D10 0,13 % du dosage en ciment, extrait sec 25 %	0,429	0,429
Cerplast 0,53 % du dosage en ciment, extrait sec 4 %	1,749	1,749
Eau	145	145

	densité théorique	densité mesurée	E/C	CDT*10 ⁻⁶ (par degré)	Slump (cm)	mania (s)	air (%)
FLO5	2,381	2,365	0,44	8,4	3,5	16,5	4,2
FLO6	2,381	2,362	0,44	9,2	2	30	4,5

La différence entre la formule réelle et la formule théorique est :

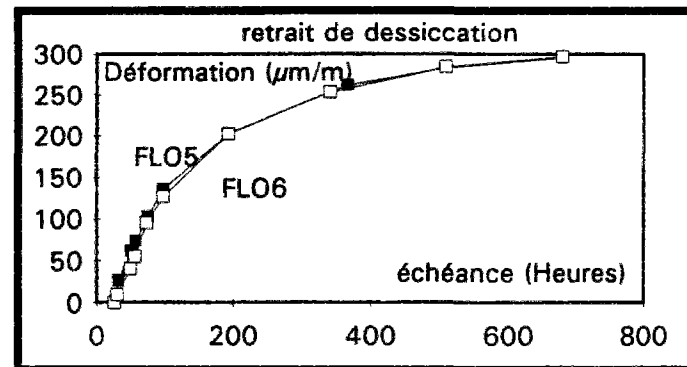
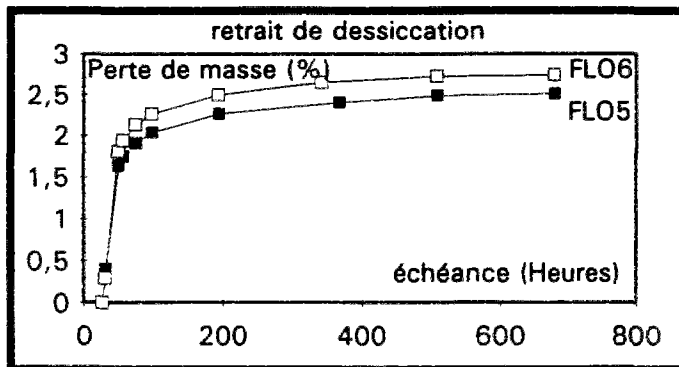
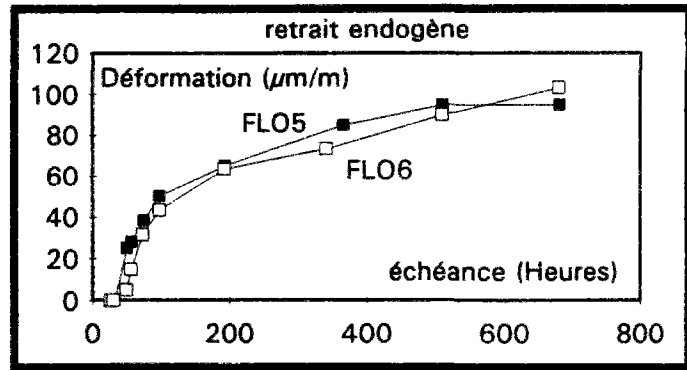
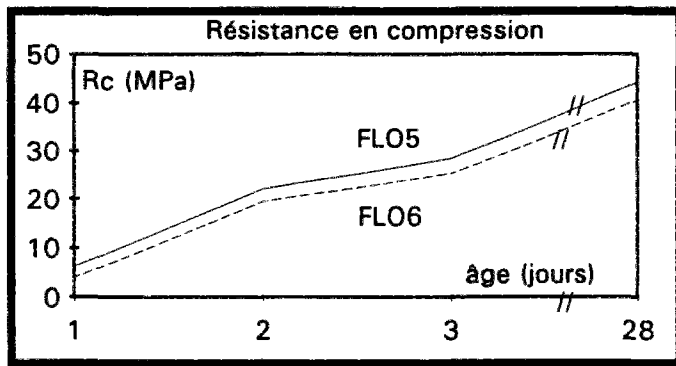
	FLO5	FLO6
en volume (l):	7	8,3
en poids (Kg):	-16,5	-19,9

III.2. Résultats

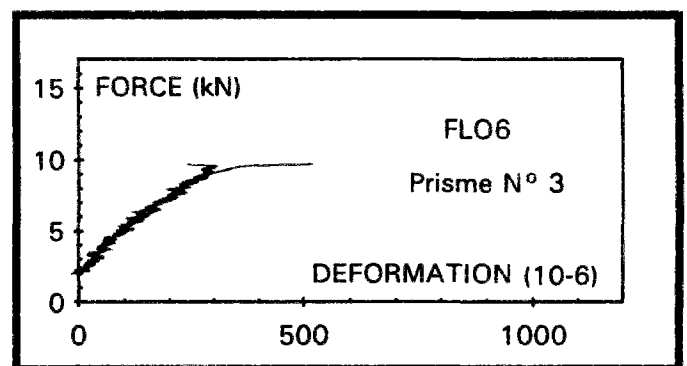
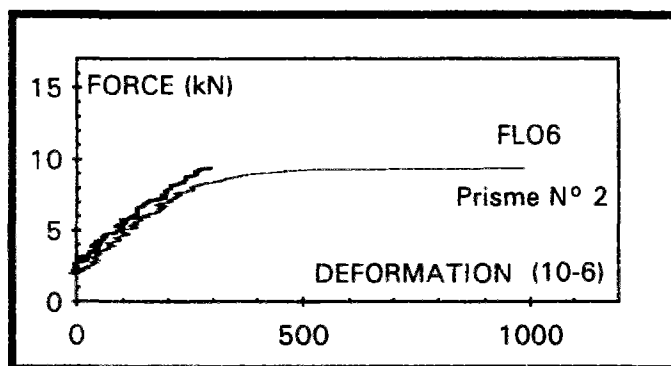
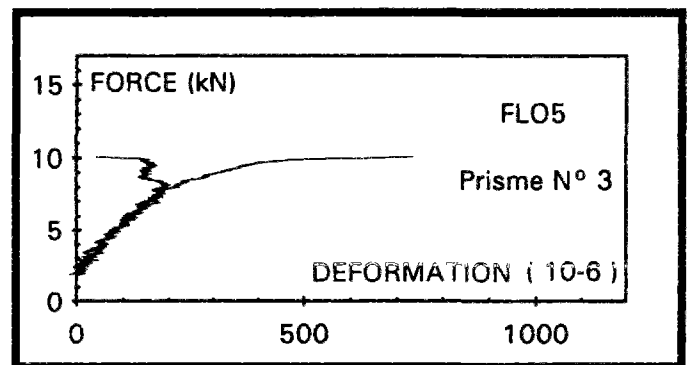
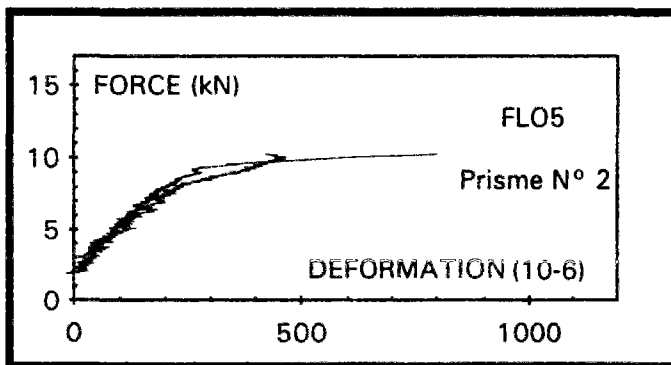
	échéance (jour)	Résistance compression (MPa)	module (MPa) 30%	module (MPa) 50%	Résistance tendage (MPa)	Résistance flexion 4 pts (MPa)
FLO5	1	6,40	-	-	-	-
	2	22,17	24140	22480	-	3,15
	3	28,37	-	-	-	-
	28	44,3	-	-	-	-
FLO6	1	4,13	-	-	-	-
	2	19,50	24100	19210	-	2,85
	3	25,33	-	-	-	-
	28	40,6	-	-	-	-

mesure du retrait endogène et du retrait de dessiccation en fonction de l'âge du béton

FLO5			FLO6		
	retrait de dessiccation moyen	retrait endogène moyen		retrait de dessiccation moyen	retrait endogène moyen
Tps (h)	µm/m	µm/m	Tps (h)	µm/m	µm/m
25,5	0	0,00	25,5	0	0,00
30,75	26,667	0,00	29,5	9,1667	0,00
49,25	61,667	25,00	48	40,833	5,00
55,75	73,333	28,33	55	55	15,00
73,25	103,33	38,33	72	95	31,67
96,75	135,83	50,00	96	128,67	43,33
193,75	203,33	65,00	193	202,5	63,33
367	261,67	85,00	342	253,33	73,33
510	283,33	95,00	510	284,17	90,00
679,25	295,83	95,00	678	296,67	103,33



- Essais de Flexion 4 Points -



IV. Influence d'un adjuvant

IV.1. Bétons fabriqués

	densité théorique	densité mesurée	E/C	CDT*10 ⁻⁶ (par degré)	Shimp (cm)	manin (s)	air (%)
FLO7	2,38	2,345	0,44	9,1	1	43	4,3
FLO8	2,38	2,235	0,44	9	4	10	5,4

La différence entre la formule réelle et la formule théorique est :

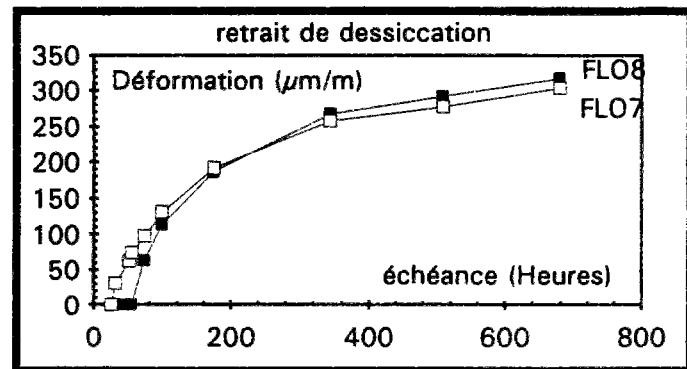
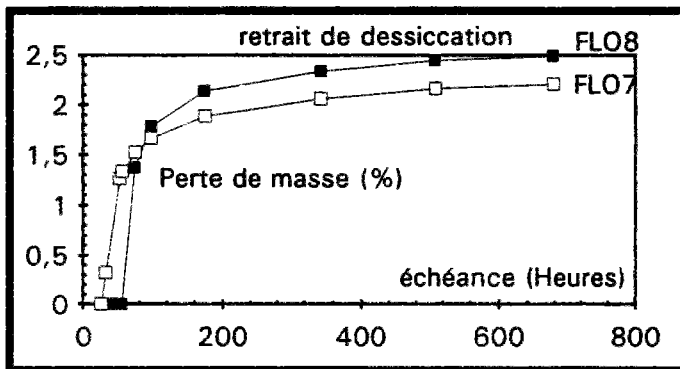
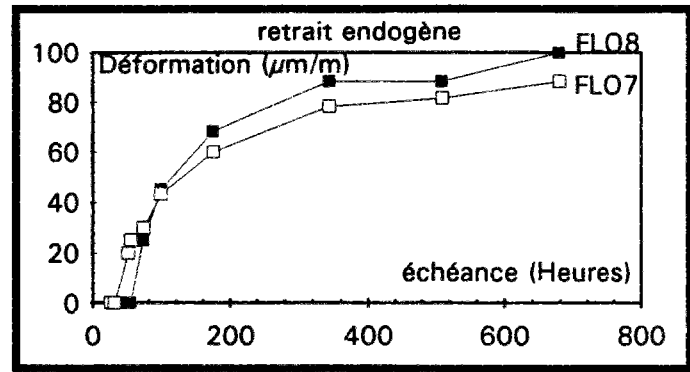
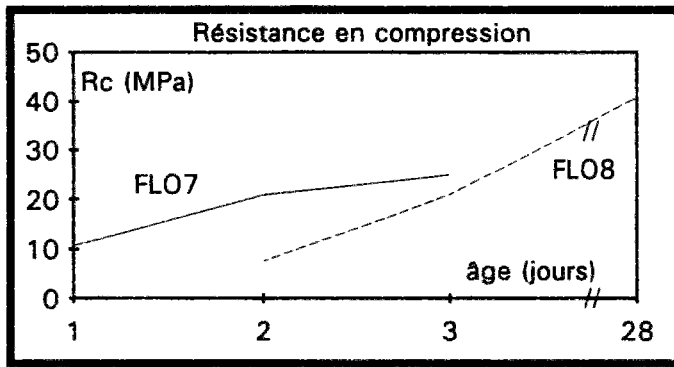
	FLO7	FLO8
en volume (l):	15,1	20,2
en poids (Kg):	-36	-48

IV.2. Résultats

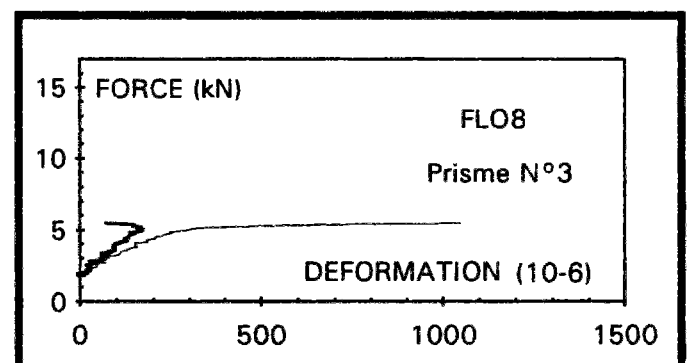
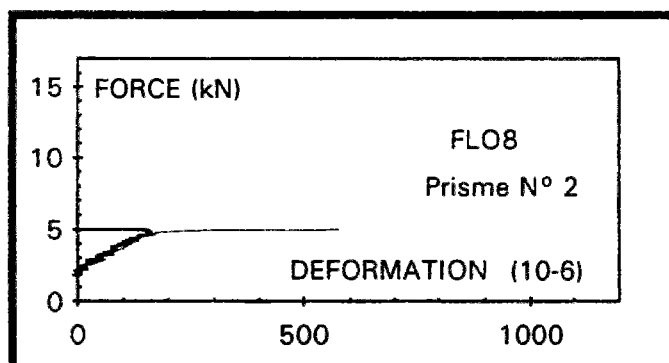
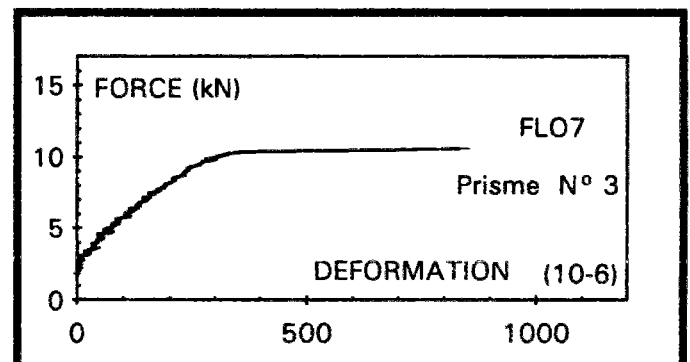
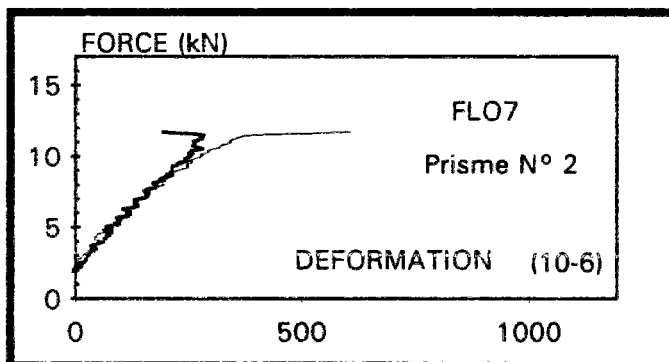
	âge (jour)	Résistance compression (MPa)	module (MPa) 30%	module (MPa) 50%	Résistance fendage (MPa)	Résistance flexion 4 pts (MPa)
FLO7	1	10,77	-	-	-	-
	2	21,00	24470	22730	-	3,35
	3	25,43	-	-	-	-
	28	-	-	-	-	-
FLO8	1	-	-	-	-	-
	2	7,67	22510	17310	-	1,55
	3	21,07	-	-	-	-
	28	40,9	-	-	-	-

mesure du retrait endogène et du retrait de dessiccation en fonction de l'âge du béton

FLO7			FLO8		
	retrait de dessiccation moyen	retrait endogène moyen		retrait de dessiccation moyen	retrait endogène moyen
Tps (h)	µm/m	µm/m	Tps (h)	µm/m	µm/m
25	0	0,00	24	0	0,00
31	30,833	0,00	31,5	0	0,00
51	62,5	20,00	48	0	0,00
55	74,167	25,00	54	0	0,00
73	97,5	30,00	72	63,333	25,00
97	130,83	43,33	97	113,33	45,00
175	192,5	60,00	174	186,67	68,33
343	257,5	78,33	343	267,5	88,33
510	277,5	81,67	508	291,67	88,33
678	304,17	88,33	677	317,5	100,00



- Essais de Flexion 4 points -



V. Influence du dosage en entraîneur d'air

V.1. Bétons fabriqués

	densité théorique	densité mesurée	E/C	CDT*10 ⁻⁶ (par degré)	Slump (cm)	mania (r)	air (%)
FLO9	2,381	2,41	0,44	8,65	1,5	35	3,3
FLO10	2,382	2,29	0,44	8,9	5	7	6

La différence entre la formule réelle et la formule théorique est :

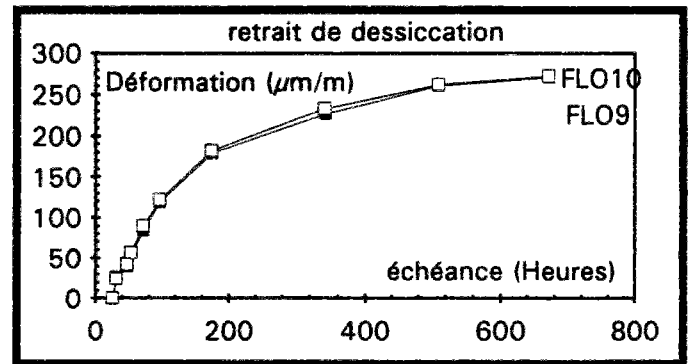
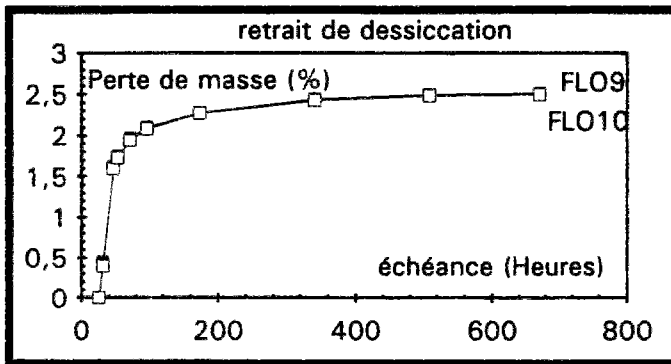
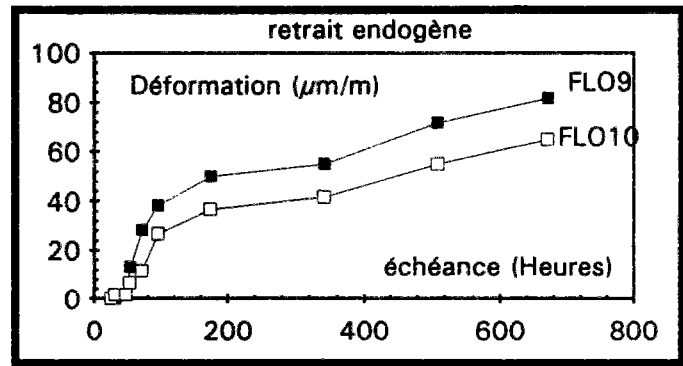
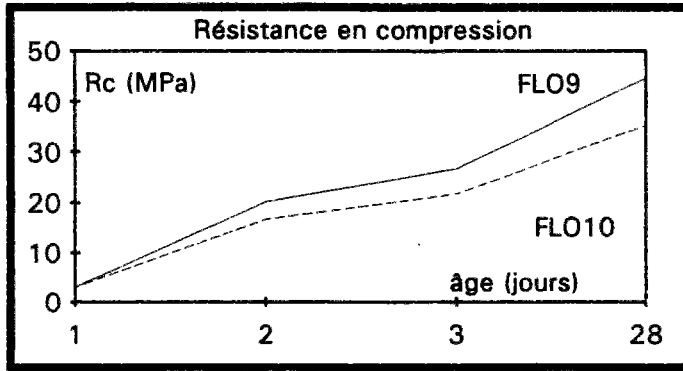
	FLO9	FLO10
en volume (l):	-12,25	38
en poids (kg):	29,2	-90

V.2. Résultats

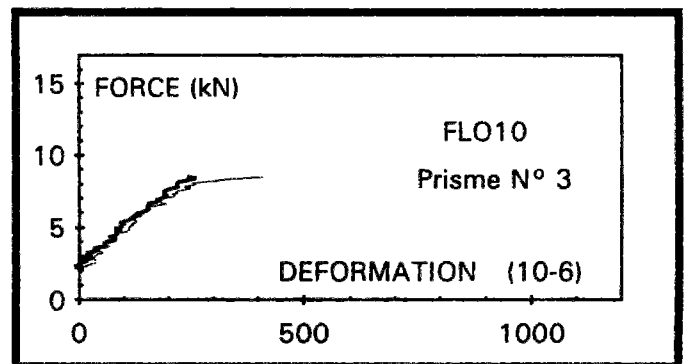
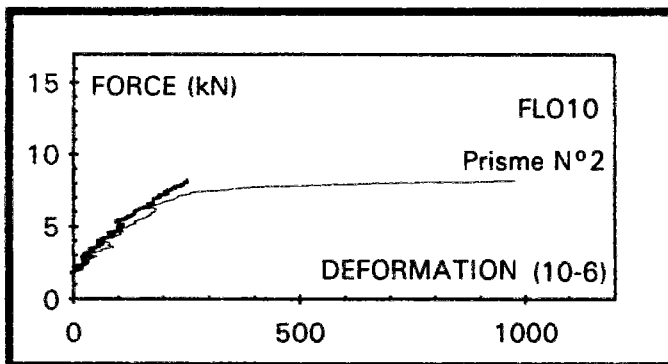
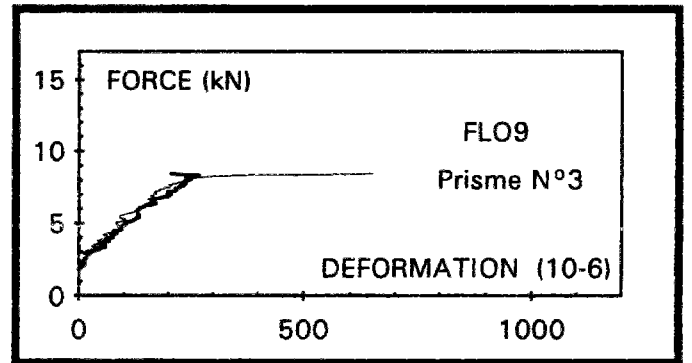
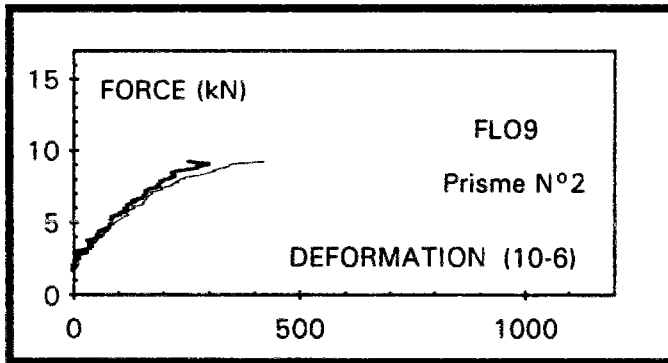
	âge (jour)	Résistance compression (MPa)	module (MPa) 30%	module (MPa) 50%	Résistance fendage (MPa)	Résistance flexion 4 pts (MPa)
FLO9	1	3,23	-	-	-	-
	2	20,23	22060	21180	-	2,75
	3	26,77	-	-	-	-
	28	44,6	-	-	-	-
FLO10	1	3,20	-	-	-	-
	2	16,77	21960	18910	-	2,6
	3	21,80	-	-	-	-
	28	35,3	-	-	-	-

mesure du retrait endogène et du retrait de dessiccation en fonction de l'âge du béton

Tps (h)	FLO9		Tps (h)	FLO10	
	retrait de dessiccation moyen	retrait endogène moyen		retrait de dessiccation moyen	retrait endogène moyen
	$\mu\text{m/m}$	$\mu\text{m/m}$		$\mu\text{m/m}$	$\mu\text{m/m}$
25,45	0	0,00	25	0	0,00
31,45	26,667	0,00	31	25	1,67
47,45	40	1,67	46,5	42,5	1,67
53,95	55,833	13,33	53	56,667	6,67
71,45	84,167	28,33	70,5	90	11,67
95,95	119,17	38,33	96	121,67	26,67
174,95	179,17	50,00	174	182,5	36,67
341,45	227,5	55,00	340,5	233,33	41,67
509,45	260,83	71,67	509	262,5	55,00
671,45	270,83	81,67	670,5	272,5	65,00



- Essais de Flexion 4 points -



VII. Influence du C₃A

VII.1. Bétons fabriqués

	densité théorique	densité mesurée	E/C	CDT10-6 (par degré)	Slump (cm)	manis (s)	air (%)
FLO12	2,38	2,385	0,44	9,75	1	35	3,9
FLO13	2,38	2,425	0,44	8,85	1	51	2,9

La différence entre la formule réelle et la formule théorique est :

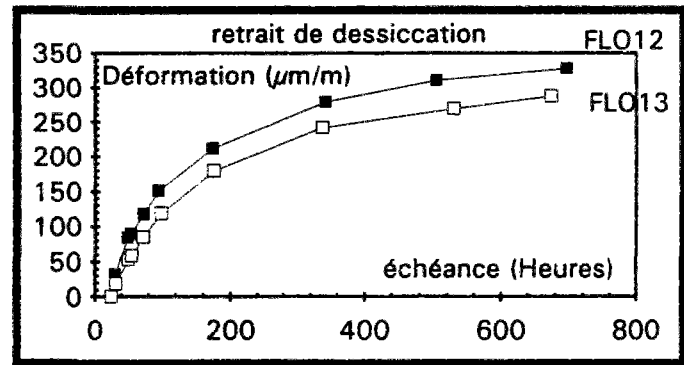
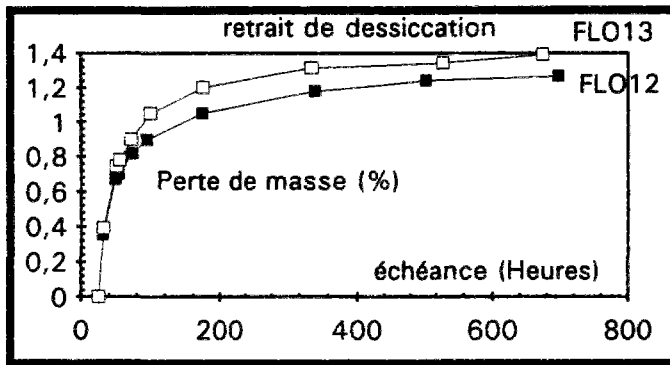
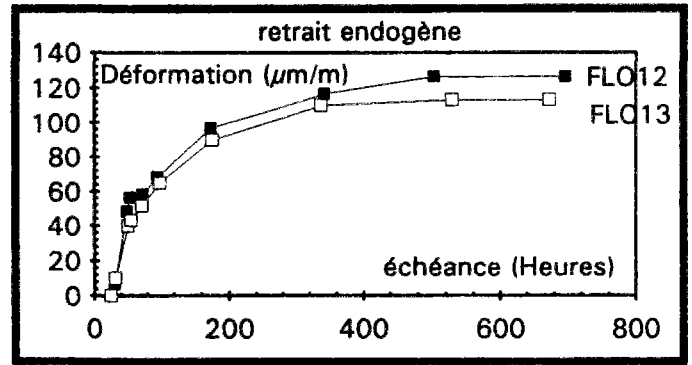
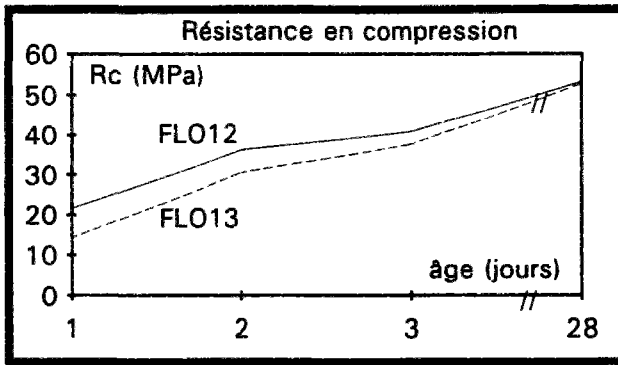
	FLO12	FLO13
en volume (l):	-1,5	-18,5
en poids (Kg):	3,6	44,2

VII.2. Résultats

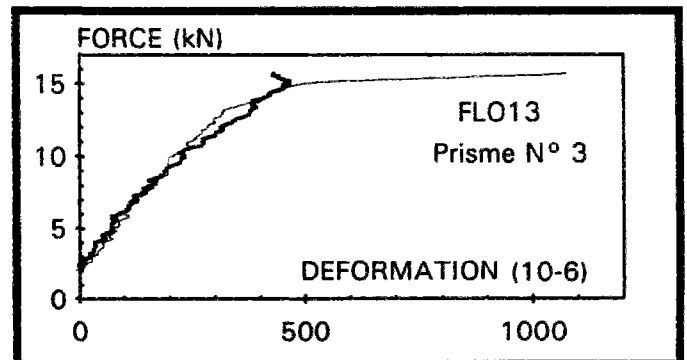
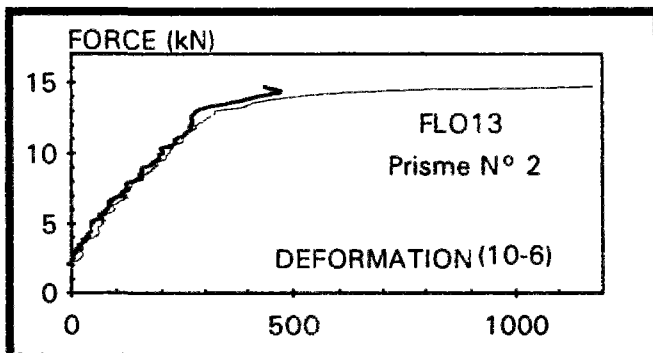
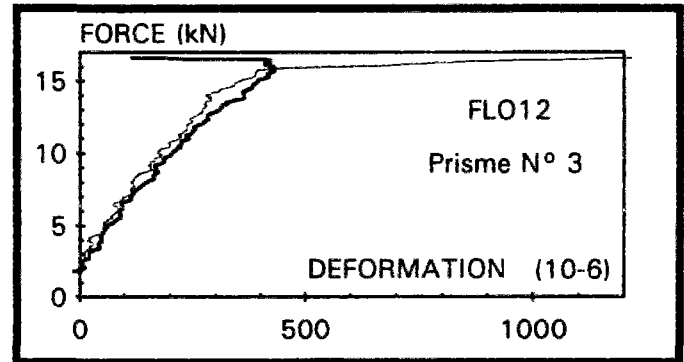
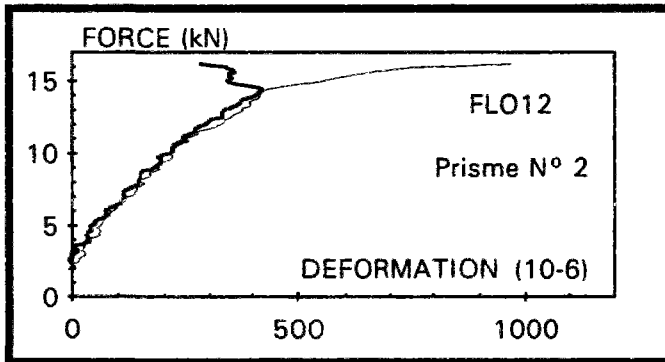
	durée (jour)	Résistance compression (MPa)	module (MPa) 30%	module (MPa) 50%	Résistance fendage (MPa)	Résistance flexion 4 pts (MPa)
FLO12	1	21,60	-	-	-	-
	2	36,30	29640	27060	-	4,8
	3	41,00	-	-	-	-
	28	53,2	-	-	-	-
FLO13	1	14,47	-	-	-	-
	2	30,67	29080	26630	-	4,5
	3	37,87	-	-	-	-
	28	52,8	-	-	-	-

mesure du retrait endogène et du retrait de dessiccation en fonction de l'âge du béton

FLO12			FLO13		
	retrait de dessiccation moyen	retrait endogène moyen		retrait de dessiccation moyen	retrait endogène moyen
Tps (h)	µm/m	µm/m	Tps (h)	µm/m	µm/m
25	0	0,00	25	0	0,00
31	32,5	6,67	32	18,333	10,00
49	84,167	48,33	50,5	53,333	40,00
54	90	56,67	56	59,167	43,33
73	118,33	58,33	72	85,833	51,67
94,5	151,67	68,33	99	119,17	65,00
173,5	211,67	96,67	175	180	90,00
341,5	280	116,67	337	242,5	110,00
504	310,83	126,67	529,5	269,17	113,33
696,5	328,33	126,67	673	287,5	113,33



- Essais de Flexion 4 points -



VIII. Influence de la classe du ciment

VIII.1. Bétons fabriqués

	densité théorique	densité mesurée	E/C	CDT*10 ⁶ (par degré)	Stump (cm)	main (s)	air (%)
FLO14	2,38	2,325	0,44	8,1	3	18	5,2
FLO15	2,38	2,415	0,44	9,75	2,5	45	3,5

La différence entre la formule réelle et la formule théorique est :

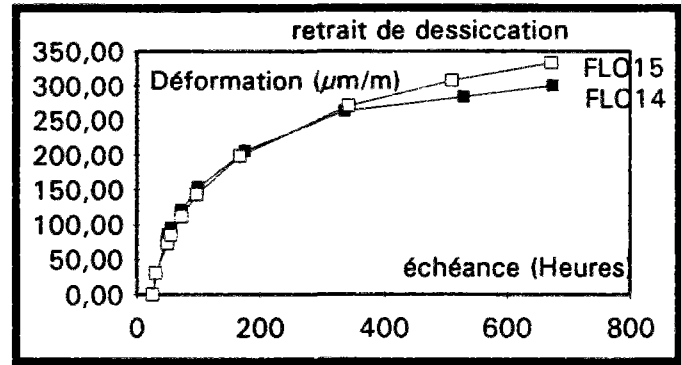
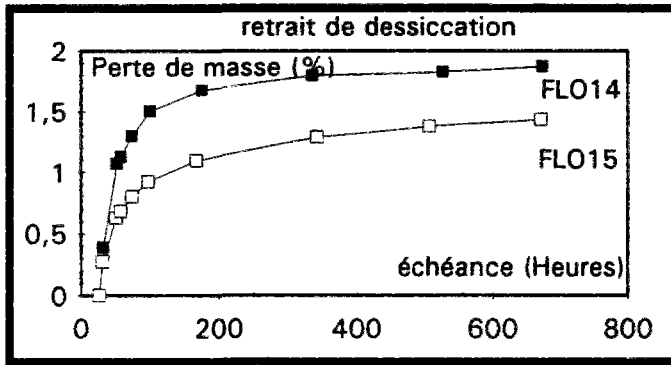
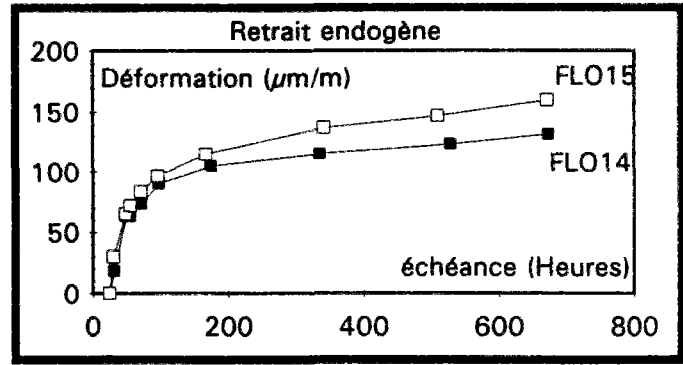
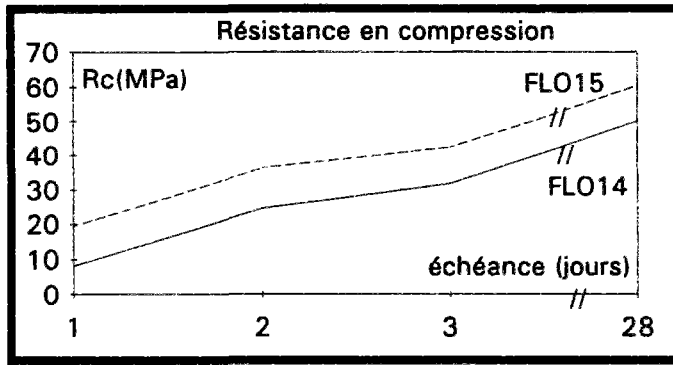
	FLO14	FLO15
en volume (l):	24	-14,3
en poids (kg):	-57	34

VIII.2. Résultats

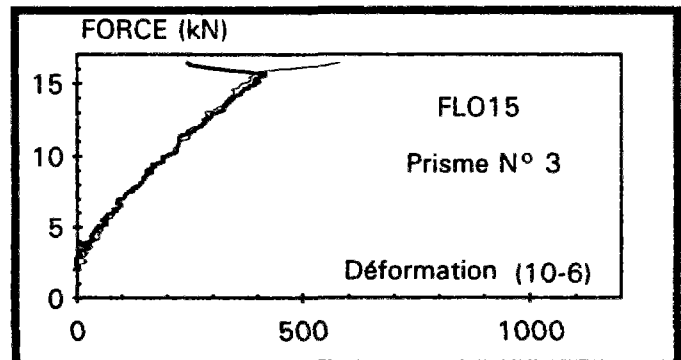
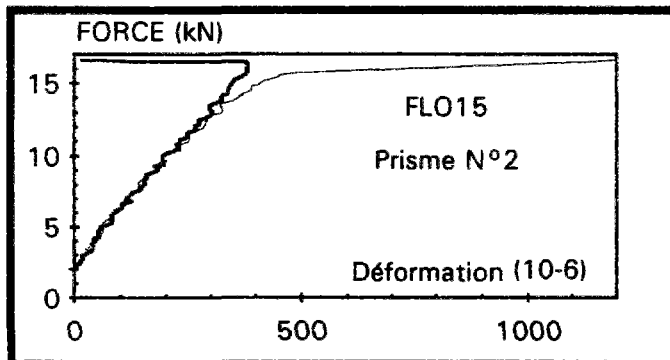
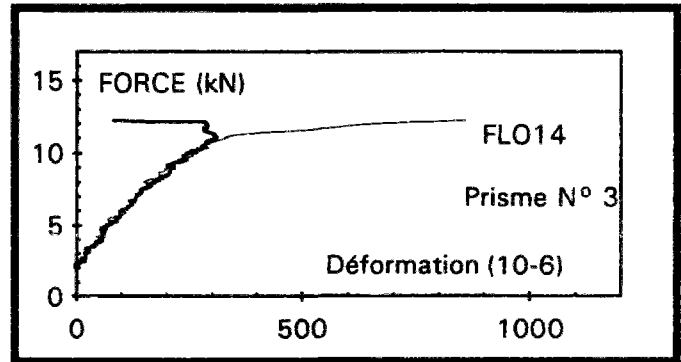
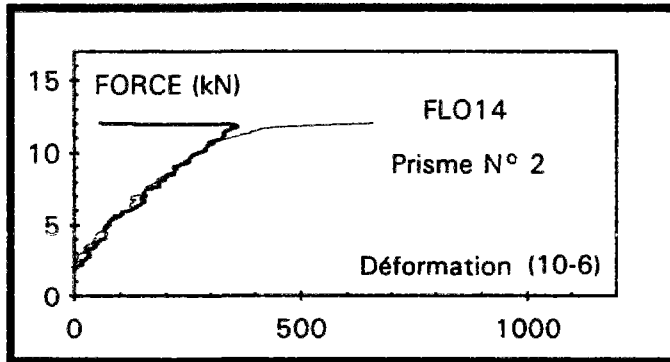
	âge (jour)	Résistance compression (MPa)	module (MPa) 30%	module (MPa) 50%	Résistance fendage (MPa)	Résistance flexion 4 pts (MPa)
FLO14	1	8,10	-	-	-	-
	2	24,63	25040	23840	-	3,8
	3	31,77	-	-	-	-
	28	50,1	-	-	-	-
FLO15	1	19,53	-	-	-	-
	2	36,33	27370	26220	-	5
	3	42,40	-	-	-	-
	28	60,4	-	-	-	-

mesure du retrait endogène et du retrait de dessiccation en fonction de l'âge du béton

FLO14			FLO15		
	retrait de dessiccation moyen	retrait endogène moyen		retrait de dessiccation moyen	retrait endogène moyen
Tps (h)	µm/m	µm/m	Tps (h)	µm/m	µm/m
25,25	0	0,00	25,25	0	0,00
31,25	30,833	18,33	30,25	30,833	30,00
49,75	85,833	63,33	49,25	73,333	65,00
55,25	95	63,33	55,25	85	71,67
71,5	120,83	73,33	71,25	111,67	83,33
98	153,33	90,00	95,75	143,33	96,67
174,5	205,83	105,00	166,25	198,33	115,00
336,25	263,33	115,00	342,25	270,83	136,67
528,5	284,17	123,33	509,25	307,5	146,67
672	300,83	131,67	670,25	333,33	160,00



- Essais de Flexion 4 points -



IX. Influence de la classe du ciment

IX.1. Bétons fabriqués

	densité théorique	densité mesurée	E/C	CDT*10 ⁶ (par degré)	Slump (cm)	manip (s)	air (%)
FLO16	2,38	2,395	0,44	9,5	2	35	3,6
FLO18	2,38	2,455	0,44	10,1	1,5	51	2,6

La différence entre la formule réelle et la formule théorique est :

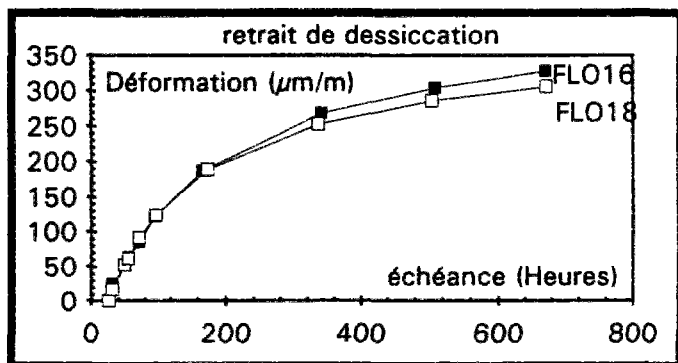
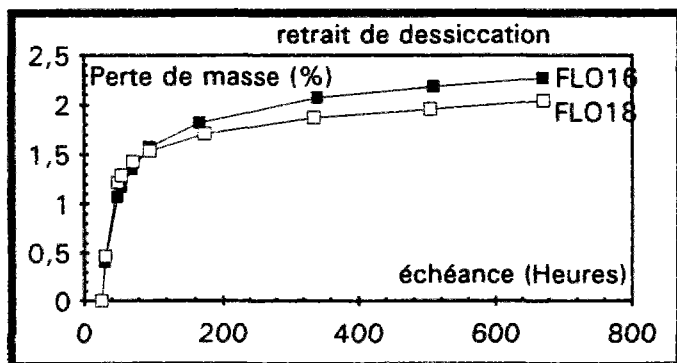
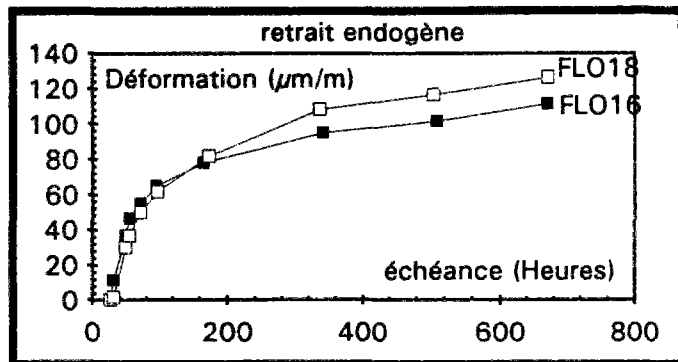
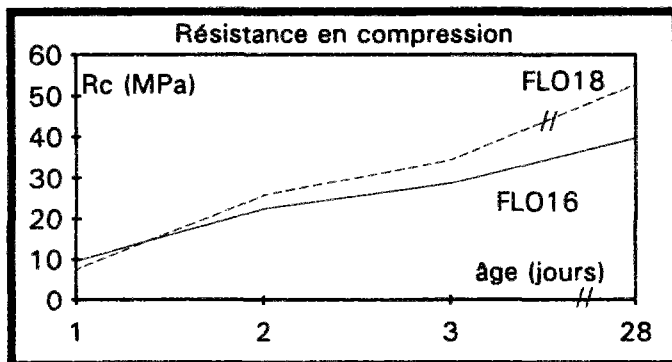
	FLO16	FLO18
en volume (l):	-4,7	-31,3
en poids (Kg):	11,2	74,5

IX.2. Résultats

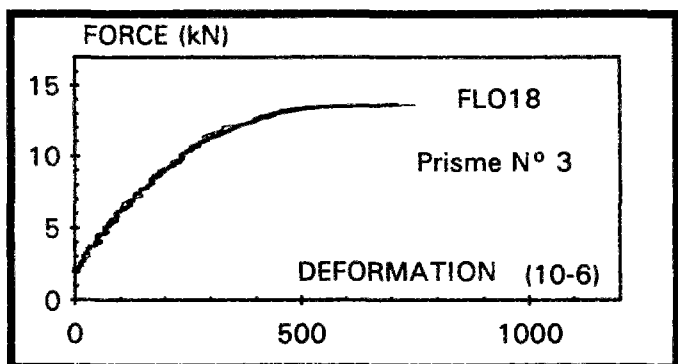
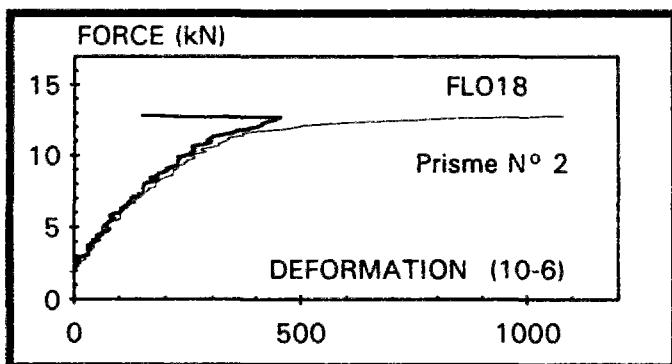
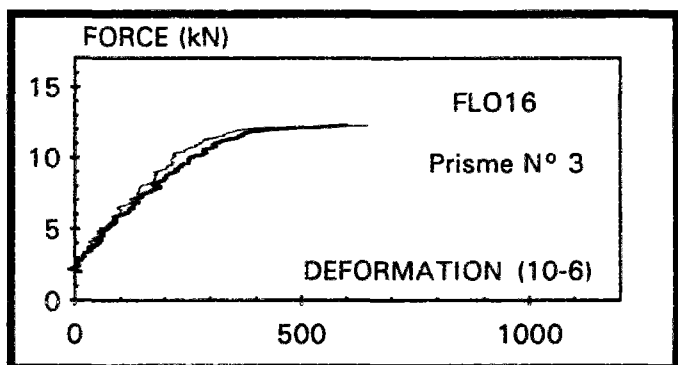
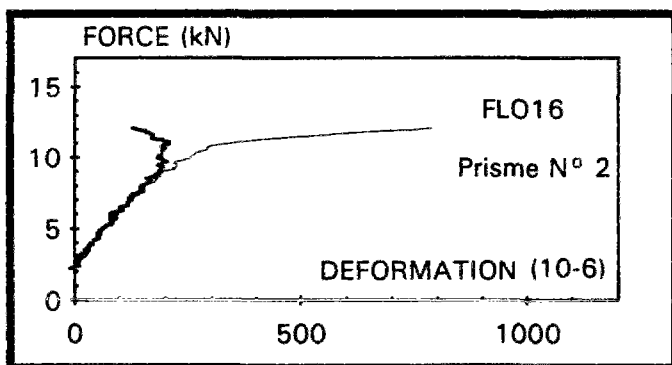
	âge (jour)	Résistance compression (MPa)	module (MPa) 30%	module (MPa) 50%	Résistance fendage (MPa)	Résistance flexion 4 pts (MPa)
FLO16	1	9,60	-	-	-	-
	2	22,50	25410	21050	-	3,65
	3	28,60	-	-	-	-
	28	39,7	-	-	-	-
FLO18	1	7,67	-	-	-	-
	2	25,87	26300	24245	-	3,85
	3	34,23	-	-	-	-
	28	52,8	-	-	-	-

mesure du retrait endogène et du retrait de dessiccation en fonction de l'âge du béton

Tps (h)	FLO16		Tps (h)	FLO18	
	retrait de dessiccation moyen	retrait endogène moyen		retrait de dessiccation moyen	retrait endogène moyen
	$\mu\text{m/m}$	$\mu\text{m/m}$		$\mu\text{m/m}$	$\mu\text{m/m}$
25,25	0	0,00	25,5	0	0,00
30,25	25	11,67	30,75	16,667	1,67
48,75	51,667	36,67	49,25	52,5	30,00
54,75	63,333	46,67	54,75	61,667	36,67
70,75	85,833	55,00	71,25	92,5	50,00
95,25	122,5	65,00	96,25	124,17	61,67
165,75	187,5	78,33	173,25	189,17	81,67
341,25	268,33	95,00	335,75	253,33	108,33
509,25	304,17	101,67	504,25	285,83	116,67
670,25	328,33	111,67	671,25	305,83	126,67



- Essais de Flexion 4 points -



X. Influence d'un filler

X.1. Bétons fabriqués

	densité théorique	densité mesurée	E/C	CDT*10 ⁶ (par degré)	Shump (cm)	manza (s)	air (%)
FLO19	2,735	2,39	0,48	9,4	2	24	3,3

La différence entre la formule réelle et la formule théorique est :

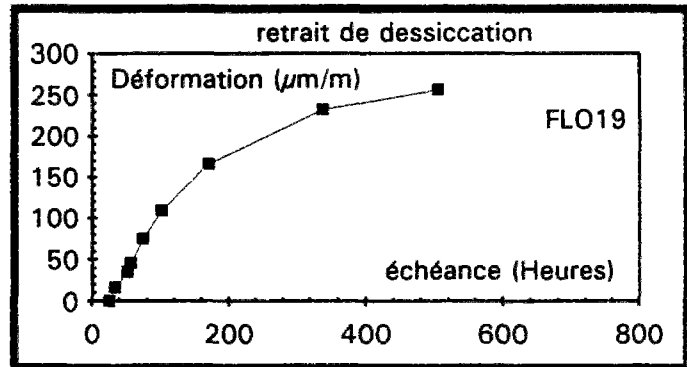
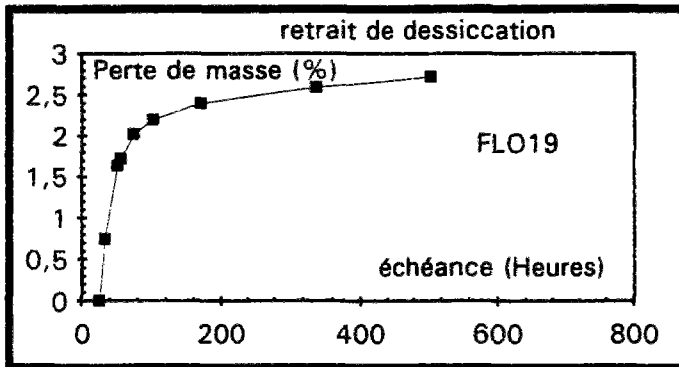
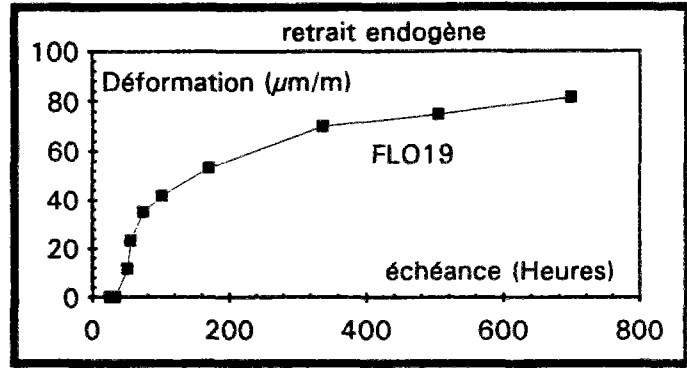
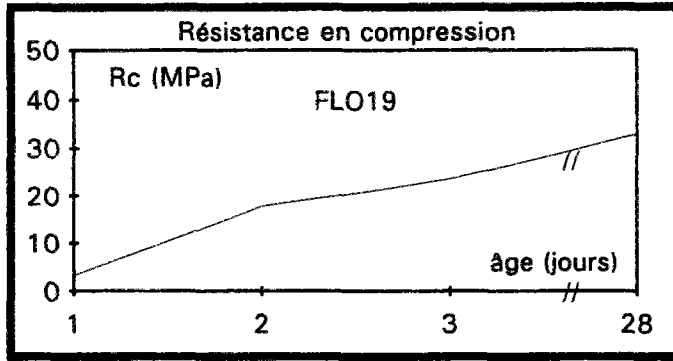
	FLO19
en volume (l):	-6,1
en poids (Kg):	14,5

VIII.2. Résultats

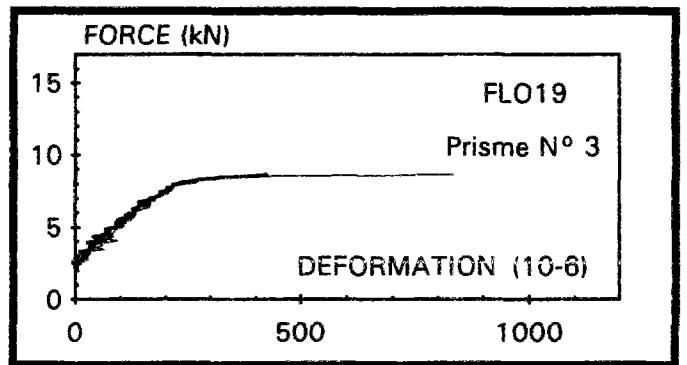
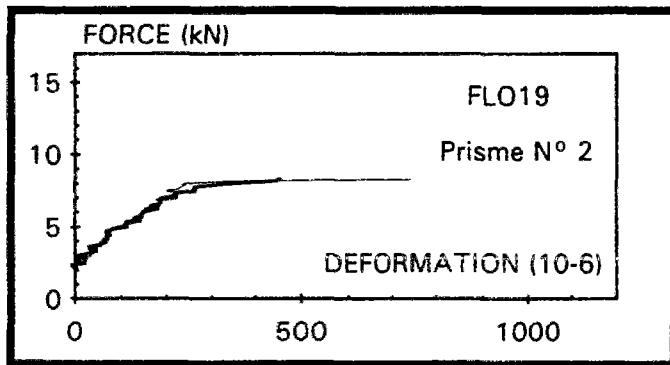
	écoulement (jour)	Résistance compression (MPa)	module (MPa) 30%	module (MPa) 50%	Résistance fendage (MPa)	Résistance flexion 4 pts (MPa)
FLO19	1	3,37	-	-	-	-
	2	17,83	23920	28850	-	2,45
	3	23,60	-	-	-	-
	28	32,9	-	-	-	-

mesure du retrait endogène et du retrait de dessiccation en fonction de l'âge du béton

FLO19		
	retrait de dessiccation moyen	retrait endogène moyen
Tps (h)	µm/m	µm/m
25	0	0,00
32,75	16,667	0,00
50,75	35	11,67
55,25	45,833	23,33
73,75	75	35,00
101,25	109,17	41,67
169,75	165,83	53,33
337,75	232,5	70,00
504,75	256,67	75,00
697,75	-	81,67



- Essais de Flexion 4 points -



XI. Influence des granulats

X.1. Bétons fabriqués

	densité théorique	densité mesurée	E/C	CDT*10 ⁶ (par degré)	Slump (cm)	maniac (s)	air (%)
FLO20	2,39	2,38	0,44	9,4	6	3,5	3,5

La différence entre la formule réelle et la formule théorique est :

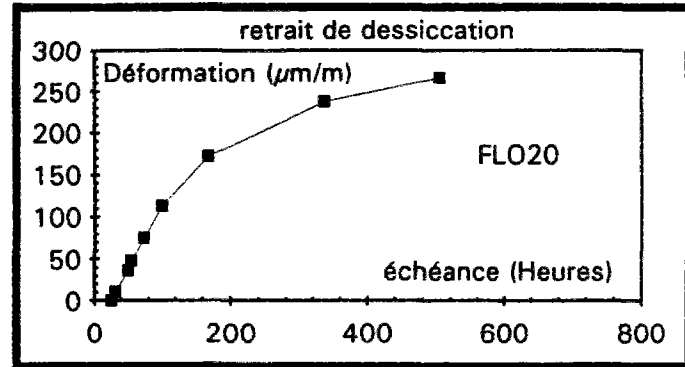
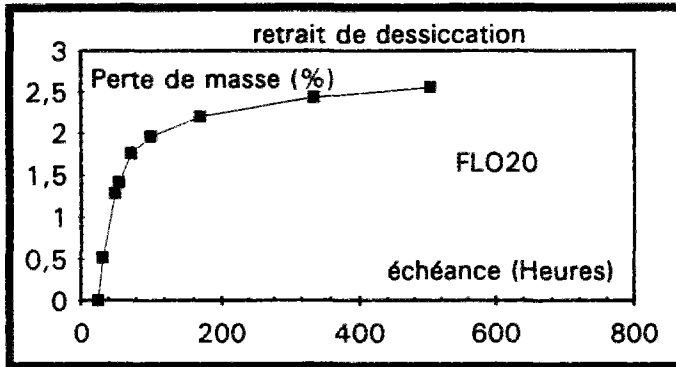
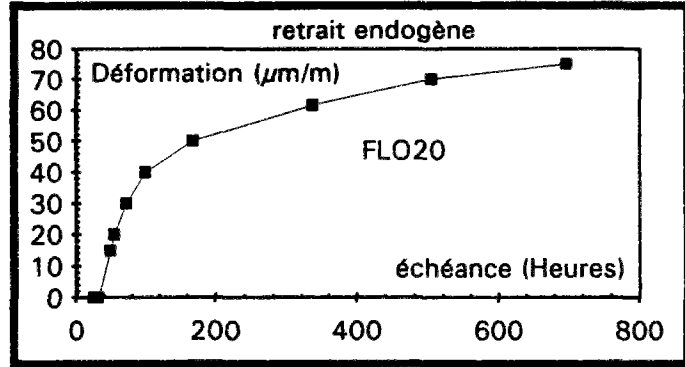
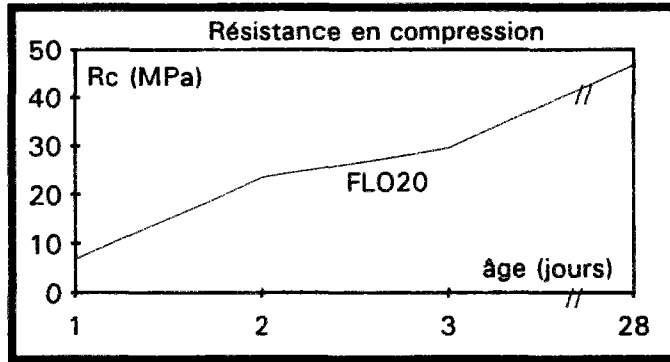
	FLO20
en volume (l):	4,5
en poids (Kg):	-10,8

VIII.2. Résultats

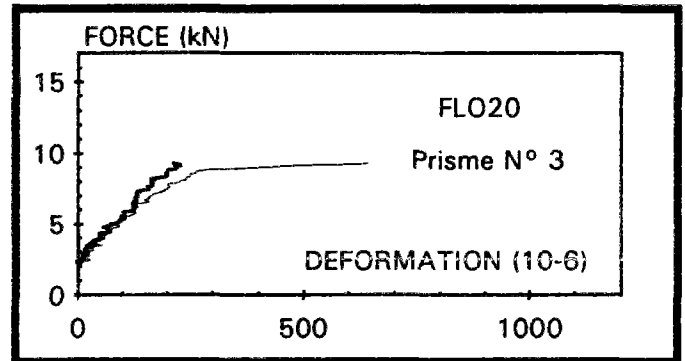
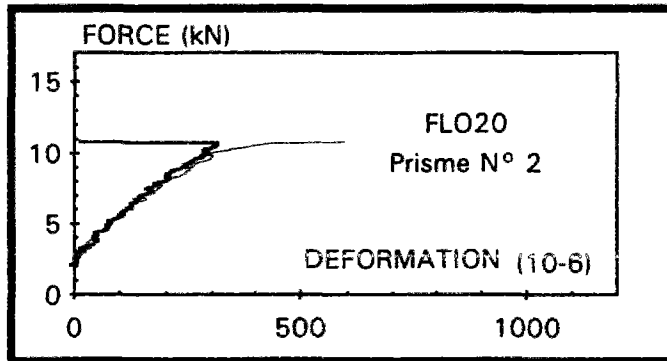
	âge (jour)	Résistance compression (MPa)	module (MPa) 30%	module (MPa) 50%	Résistance fendage (MPa)	Résistance flexion 4 pts (MPa)
FLO20	1	6,87	-	-	-	-
	2	23,57	24900	21800	-	2,9
	3	29,60	-	-	-	-
	28	46,9	-	-	-	-

mesure du retrait endogène et du retrait de dessiccation en fonction de l'âge du béton

FLO20		
	retrait de dessiccation moyen	retrait endogène moyen
Tps (h)	µm/m	µm/m
25	0	0,00
31,5	10,833	0,00
49,5	36,667	15
54,5	48,333	20
72,5	75	30
100	113,33	40
168,5	172,5	50
336,5	238,33	65
504	266,67	70
696,5		75



- Essais de Flexion 4 points -



ANNEXE G

Essais d'adhérence sur armature flexarm

I. Essais de Novembre - Décembre 1993 à l'Irsid.....	50
II. Essais d'Octobre 1994 à Gandrange.....	54
III. Essais de 1995 à l'université de l'Oregon	56

Essais d'adhérence sur plats Flexarm

Novembre - Décembre 1993

I. Introduction

Ces essais réalisés à l'Irsid Unieux par MM. SASSOULAS et PETIT [69] portent sur des plats ayant un crantage spécifique. On distingue trois fabrications différentes, correspondant aux trois profondeurs de crans rectangulaires de 0,18 mm, 0,28 mm ou 0,38 mm disposés en 5 rangs. La largeur de l'armature utilisée est de 50 mm. Pour le crantage de 0,28 mm, des essais ont également eu lieu sur des plats de 40 mm obtenus par cisailage. Ces résultats sont comparés avec des essais sur rond à béton.

II. Le béton

Le béton utilisé provient de la centrale à béton SOCOBAT de Monistrol sur Loire. Les granulats sont alluvionnaires et proviennent du Rhône. Sa formule donnée pour un mètre cube est la suivante:

Constituants	Poids (kg)
Gravier 4/12	280
Gravier 12/20	690
Sable 0/4	680
CPA-CEM I 52,5 R Teil	410
Eau	140
Chryso air	410 g
Plastifiant	4,1 kg

E/C = 0,34

Livraison	Slump	Fendage à 7 jours (MPa)	Fendage à 8 jours (MPa)	Fendage à 9 jours (MPa)
10/11/93	2	2,92 2,94	2,86 3,14	3,93 3,60
17/11/93	2,5	3,42 3,36	3,42 3,17	2,87 3,45
07/12/93	4	2,87 2,77	3,34 2,99	3,33 3,48

La première livraison de béton a conduit à la réalisation de :

- trois éprouvettes avec renfort Flexarm 0,28 mm largeur 50 mm
- trois éprouvettes avec renfort Flexarm 0,38 mm largeur 50 mm
- trois éprouvettes avec renfort rond US n° 5.

La seconde livraison de béton a conduit à la réalisation de :

- trois éprouvettes avec renfort Flexarm 0,18 mm largeur 50 mm
- trois éprouvettes avec renfort rond US n° 6
- trois éprouvettes avec renfort rond français ϕ 16 mm.

La troisième livraison de béton a conduit à la réalisation de :

- trois éprouvettes avec renfort Flexarm 0,28 mm en largeur 40 mm et 50 mm
- trois éprouvettes avec renfort rond US n° 5 et n° 6
- trois éprouvettes avec renfort rond français ϕ 16 mm.

III. Les armatures

Notations : Re : limite élastique en MPa
 Rm : contrainte à la rupture en MPa
 A(%) : pourcentage d'allongement
 Ar100mm (%) : pourcentage de l'allongement à la rupture avec une base d'extensomètre de 100 mm

Tableau : Caractérisation en traction des plats Flexarm

Flexarm	(mm)	Re (MPa)	Rm (MPa)	A % éprouvette	Ar % (100mm)
cran	0,18	778	874	2,2	7,6
Largeur	50	792	882	2,2	7,2
cran	0,28	907	923		
Largeur	50	900	916		
		826	897		
cran	0,28	833	894	1,3	4,8
Largeur	40	795	894	1,5	5,2
		802	884	1	5
cran	0,38	795	890	-	-
Largeur	80	801	895	1,2	4,6

Tableau : Caractérisation en traction des ronds

rond	Re (MPa)	Rm (MPa)	A % éprouvette	Ar %
US n°6	426	693	12,0	14,6
ABA 11/93	424	693	10,4	13,8
US n°6	454	728		
ABA 12/93	455	730		
US n°5	360	577	18	22,3
ABA 11/93	368	587	17	22,6
US n°5	467	718		
ABA 12/93	466	718		
rond français ϕ 16 mm barre B ABA 11/93	527 521	630 622	10,5	18,1
rond français ϕ 16 mm barre C ABA 12/93	487 490	586 587	- 10,4	18,7 18,0

IV. Les essais ABA (Adhérence Béton Acier)

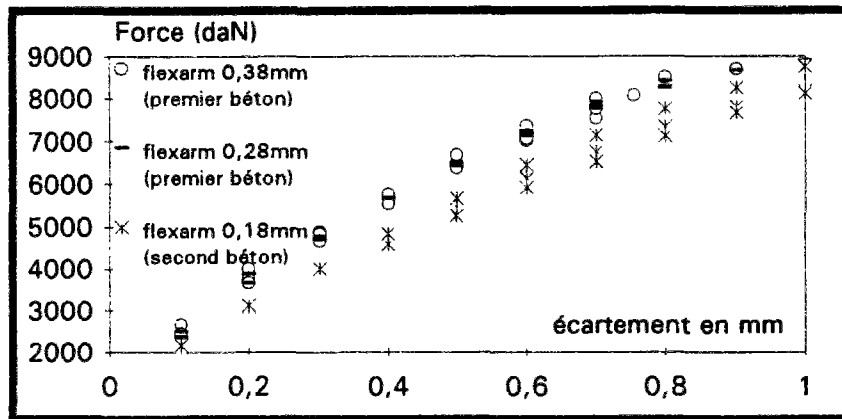


Figure 1 : Comparaison entre les divers flexarm (essais de novembre 1993)

La figure 1 montre que les crantages de profondeur 0,28 mm donnent une adhérence équivalente au crantage de profondeur 0,38 mm. Le crantage de 0,18 mm de profondeur donne des résultats très inférieurs.

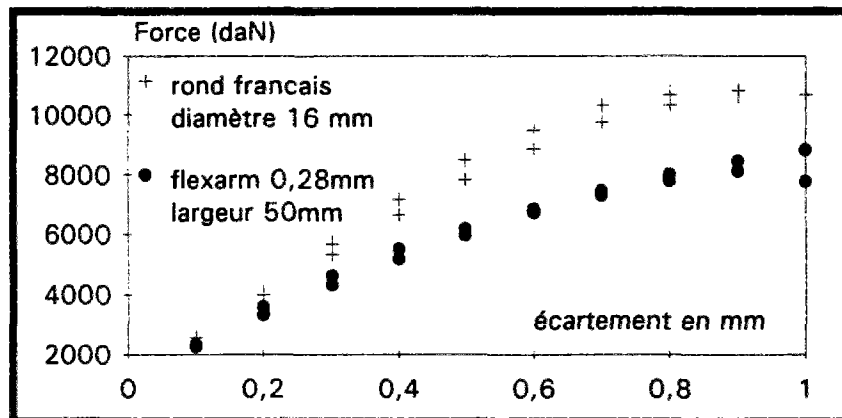


Figure 2 : Comparaison rond français $\phi 16$ mm et flexarm 0,28 mm largeur 50 mm (essais de décembre 1993)

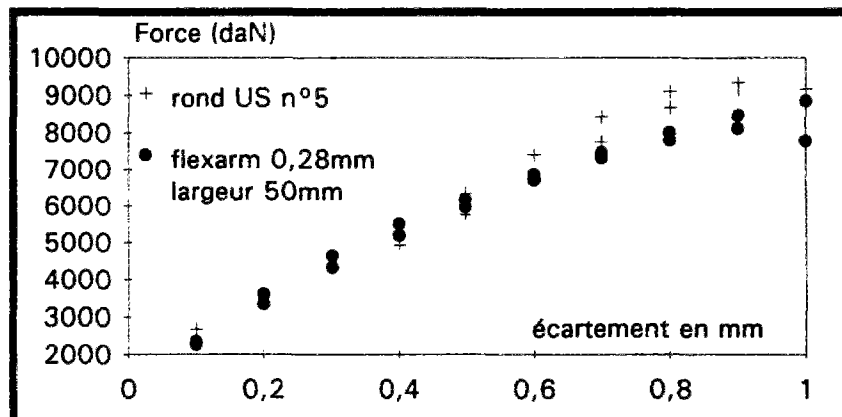


Figure 3 : Comparaison rond US n°5 et flexarm 0,28 mm largeur 50 mm (essais de décembre 1993)

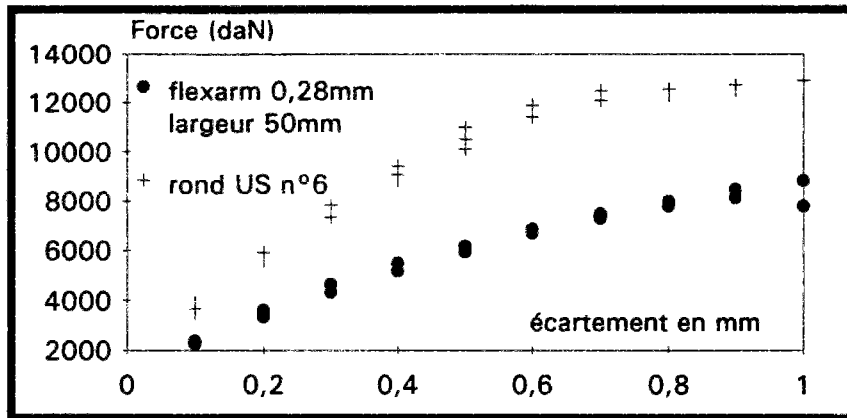


Figure 4 : Comparaison rond US n°6 et flexarm 0,28 mm largeur 50 mm (essais de décembre 1993)

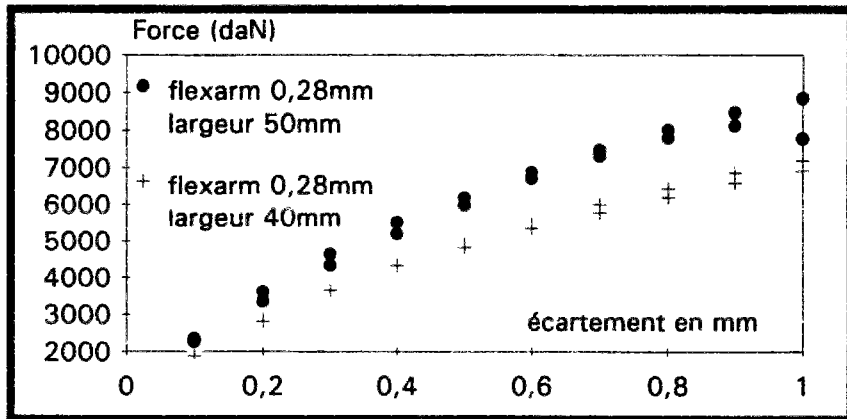


Figure 5 : Comparaison flexarm 0,28 mm largeur 40 et 50 mm (essais de décembre 1993)

Essais d'adhérence sur armatures Flexarm

Octobre 1994

I. Introduction

Sur la demande de M. LE BON (SOLLAC), ces essais d'adhérence ont été conduits au laboratoire de Gandrange par M^{me} RITZENTHALER [65], sur un nouveau type de FLEXARM, dans un béton routier.

II. Les essais d'adhérence

La résistance mécanique du flexarm (sans vieillissement) est de 870 MPa.

La vitesse de montée en charge est de 0,05 mm/min.

Nous constatons une grande différence de comportement entre les essais 1-2 et les essais 3-4. Pour les deux premiers (béton du 03/10) l'armature a glissé sans se rompre dans le béton et la force maximale atteinte est inférieure à la résistance de l'armature. Les ondulations sur la courbe traduisent la rupture d'adhérence. Sur les deux derniers essais (béton du 05/10), l'armature s'est rompue sans glisser et l'effort atteint correspond à la résistance à la rupture de l'armature.

Cette différence de comportement entre les deux séries provient probablement du béton. Le premier béton livré semblait plus "sec" et après séchage des éprouvettes, on pouvait remarquer des zones d'accumulation de granulats grossiers, avec un enrobage insuffisant.

Les valeurs de la force maximale atteinte et d'ouverture de la fissure sont quand même très comparables :

	essai 1	essai 2	essai 3	essai 4
F max (kN)	76,46	75,29	82,81	83,59
ouverture à F max (mm)	2,6	2,6	2,4	2,5

Essais du 18/10 (béton coulé le 03/10/1994)

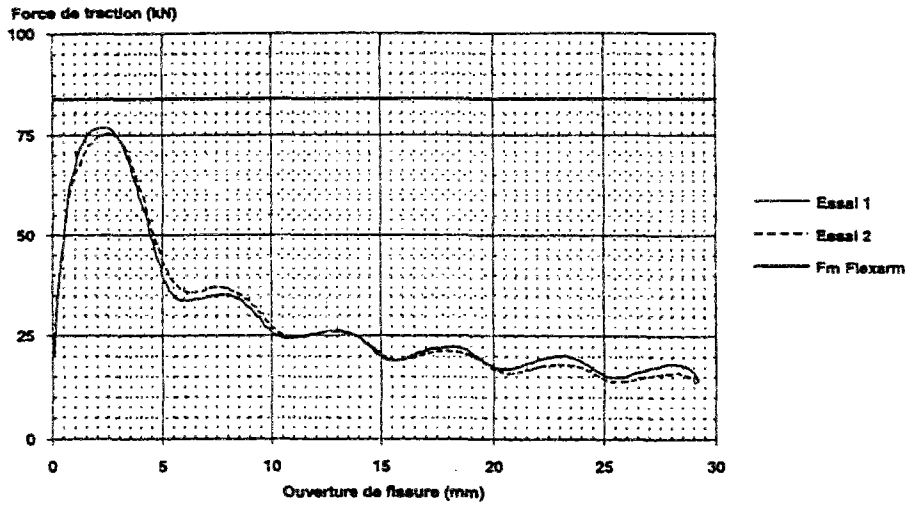


Figure 1 (d'après L. Ritzenthaler)

Essais du 19/10 (béton coulé le 05/10/1994)

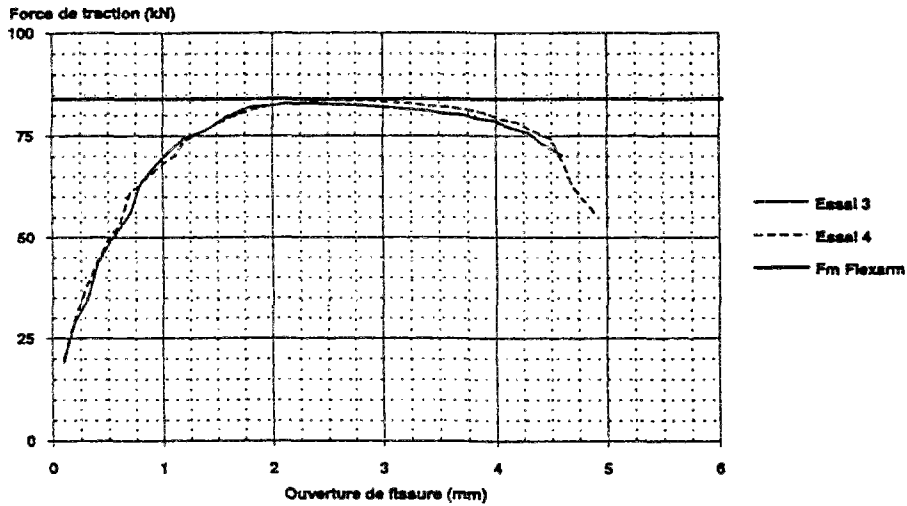


Figure 2 (d'après L. Ritzenthaler)

Essais ABA Flexarm 40x2,5 mm

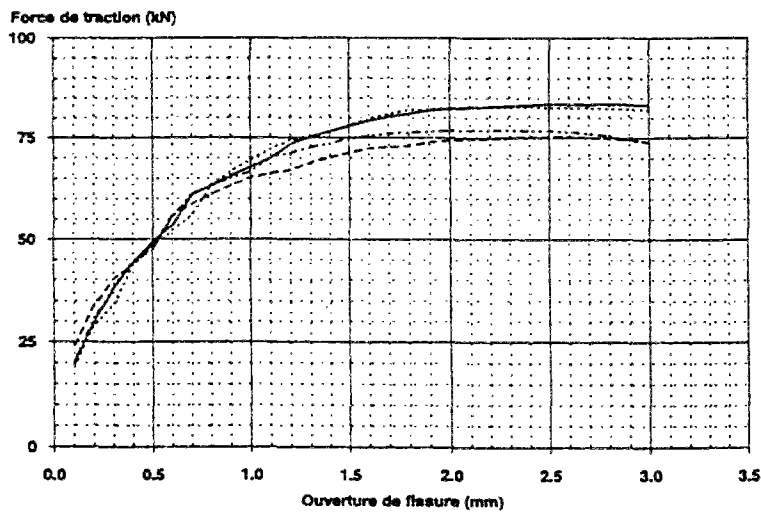


Figure 3 (d'après L. Ritzenthaler)

Essais d'adhérence sur armatures Flexarm

1995

I. Introduction

Ces essais ont été conduits par l'Université d'état de l'Oregon [36] sur le FLEXARM +, dans trois séries de béton de différentes qualités.

II. Le béton

Constituants [lb/cb.yd] *	Béton 1	Béton 2	Béton 3
Ciment (kg)	463	554	760
Eau (kg)	210	132	214
Granulats (kg) **	1728	1786	1855
Sable (kg) ***	1454	1350	1180
Plastifiant (l)	-	-	7,5

E/C	0,68	0,5	0,28
Résistance à la compression à 28 J en MPa	22,5	34,5	55,2

* 1 lb/cb.yd = 0.593 kg/m³

** absorption 3,8 %

*** absorption 2,9 %

III. Les essais d'adhérence

La résistance mécanique du flexarm (sans vieillissement) est de 800 MPa. Les dimensions du flexarm + sont de 40 mm x 2,44 mm et de 85 mm de périmètre. La profondeur du crantage est de 0,3 mm à 0,4 mm.

La vitesse de montée en charge est de 0,03 mm/min.

Les courbes montrent que la mobilisation de l'acier plat augmente avec la résistance en compression du béton. Pour avoir un coefficient ¹MYR 0.02 > 80 %, il faut que le béton atteigne au moins 35 MPa en compression.

¹ MYR 0.02 : Mobilisation of yield Résistance for 0.02 in
0.02 in \approx 0,5 mm
MYR 0.02 \approx MORE 0,5

1 psi = 6,89 kPa

Load vs. Displacement

Flexarm+; CCS=3270 psi

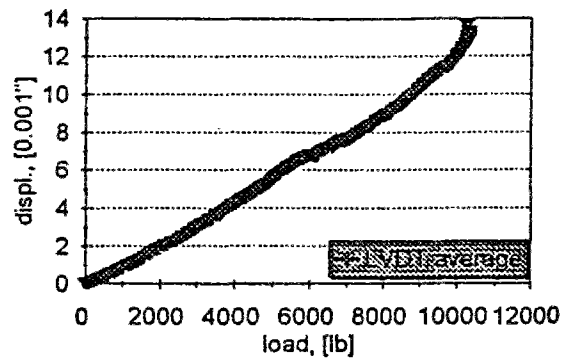
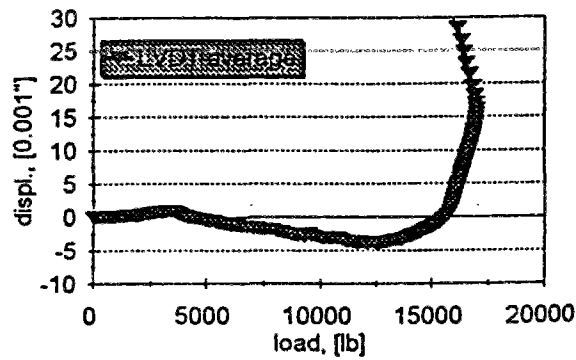


Figure 1 : Test Results; Concrete Compressive Strength 3270 psi (Oregon State University)

Load vs. Displacement

Flexarm+; CCS=5300 psi

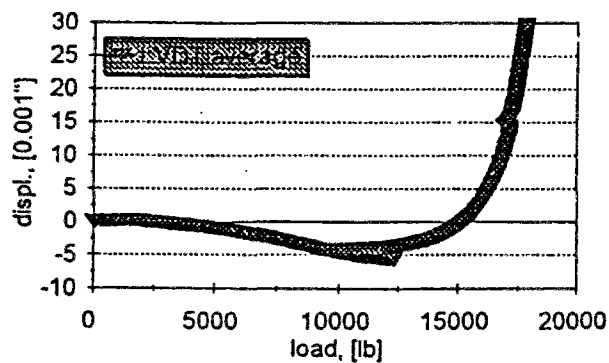


1 psi = 6,89 kPa

Figure 2 : Test Results; Concrete Compressive Strength 5300 psi (Oregon State University)

Load vs. Displacement

Flexarm+; CCS=6300 psi



1 psi = 6,89 kPa

Figure 3 : Test Results; Concrete Compressive Strength 6300 psi (Oregon State University)

Load vs. Displacement

Flexarm+; CCS=4910 psi

1 psi = 6,89 kPa

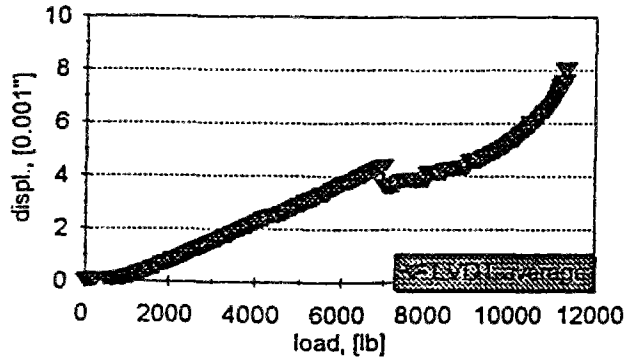


Figure 4 : Test Results; Concrete Compressive Strength 4910 psi (Oregon State University)

Load vs. Displacement

Flexarm+; CCS=8000psi

1 psi = 6,89 kPa

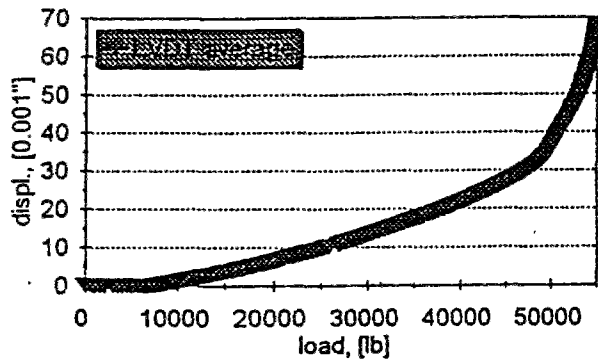


Figure 5 : Test Results; Concrete Compressive Strength 8000 psi (Oregon State University)

ANNEXE H

Notion d'extensométrie

I. Théorie des jauges électriques d'extensométrie.....	60
II. Dépoulement des mesures de déformations par jauges électriques.....	61
III. Interprétation des mesures.....	62
IV. Théorie des capteurs à jauges.....	63
V. Mesure des coefficients de dilatation à l'aide de jauges d'extensométrie.....	64
VI. Application à la fabrication des capteurs de force.....	66
VII. Détermination de l'influence de la température sur les mesures.....	69

I. Théorie des jauges électriques d'extensométrie

[82]

Une jauge est constituée par un fil très fin collé sur une mince feuille et arrangé suivant la forme de la figure 1. Le fil est disposé parallèlement à une direction fixe xx' .

La connaissance des déformations sert à calculer les contraintes lorsqu'on connaît les lois qui lient les grandeurs.

D'autre part, les jauges servent à réaliser des capteurs.

Une jauge est une résistance de l'ordre de 120Ω où 350Ω , dont le bobinage aplati est solidaire d'un support isolant collé sur la surface de la pièce à étudier.

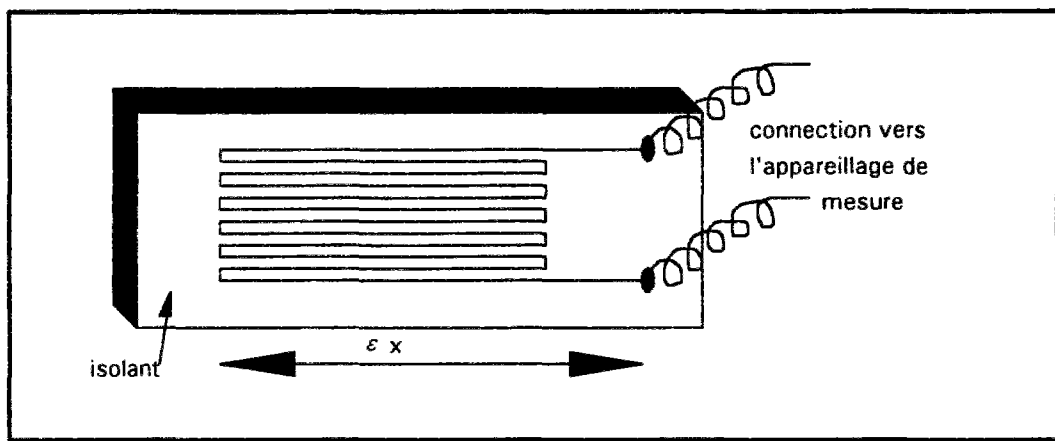


Figure 1 : Représentation schématique d'une jauge

Lorsqu'une structure est soumise à des contraintes, elle se déforme et si l'on souhaite connaître la déformation sous la contrainte imposée dans une direction donnée, on colle la jauge, fil parallèle à cette direction. La déformation est transmise à la jauge (solidaire de la structure) de résistance R dont les éléments caractéristiques varient (longueur du fil, section, résistance). La résistance suivra fidèlement les déformations.

Si R est la valeur nominale de la résistance, ε le taux d'allongement suivant l'axe de la résistance, on pourra observer une variation relative ΔR de la résistance proportionnelle à la variation relative d'allongement $\frac{\Delta L}{L}$ de la structure. Nous exprimons la relation :

$$\frac{\Delta R}{R} = GF \varepsilon$$

où GF désigne le facteur de jauge. Sa valeur est constante et dépend des matériaux considérés. Pour les jauges métalliques, ce nombre est généralement voisin de 2.

Le facteur de jauge est le rapport entre la sensibilité électrique d'une jauge et son changement relatif de résistance pour un changement relatif de longueur. Par exemple, un

facteur de jauge de 2,00 signifie que la jauge change de 2 micro-ohm/ohm de résistance initiale par $\mu\epsilon$ (micro déformation).

Pour obtenir une bonne précision, il est nécessaire de mesurer la déformation ϵ à 10^{-5} près ce qui nécessite un appareillage de mesure sensible à des variations relatives de résistance de 10^{-6} .

On verra que la température peut avoir des effets parasites très importants. Par exemple, pour l'acier, une variation de 1°C de la température de la pièce donne une déformation thermique $\epsilon = 1,2 \cdot 10^{-5}$ qui se superpose avec la déformation élastique de la pièce soumise à un effort F .

Le procédé le plus élémentaire de compensation thermique consiste à associer à la jauge active, une jauge identique collée sur le même métal et ne subissant pas de contraintes.

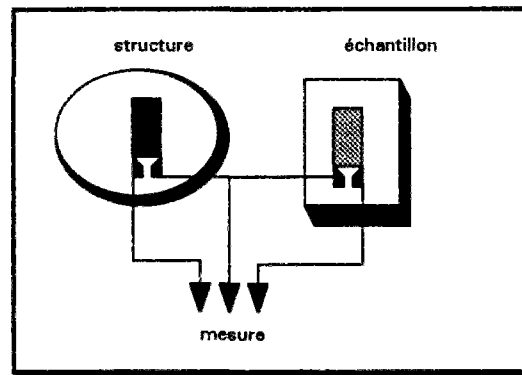


Figure 2 : Procédé de compensation thermique

On rencontre actuellement des jauges auto compensées, conçues à la fabrication pour éliminer, dans une plage de température donnée, les effets thermiques.

II. Dépouillement des mesures de déformations par jauges électriques

[83]

Une jauge électrique sert à mesurer les déformations suivant la direction des brins qui la constituent. On calcule les déformations par la relation $\epsilon = \frac{\Delta L}{L} = \frac{1}{GF} \frac{\Delta R}{R}$ et la

contrainte $\sigma = E \frac{\Delta L}{L}$ si on reste dans le domaine élastique.

Pour compenser les défauts de planéité, il est conseillé de monter deux jauges en série, en regard sur chaque face.

Si les directions principales au point de mesure sont connues, il suffit de placer deux jauges suivant les directions principales; on mesure alors ϵ_P et ϵ_Q .

Lorsqu'une jauge J_θ est collée suivant une direction quelconque faisant un angle θ avec la direction principale ϵ_P et donc $90-\theta$ avec la direction ϵ_Q , la déformation longitudinale suivant la direction θ vaut :

$$\epsilon_\theta = \frac{\epsilon_P + \epsilon_Q}{2} + \frac{\epsilon_P - \epsilon_Q}{2} \cos 2\theta$$

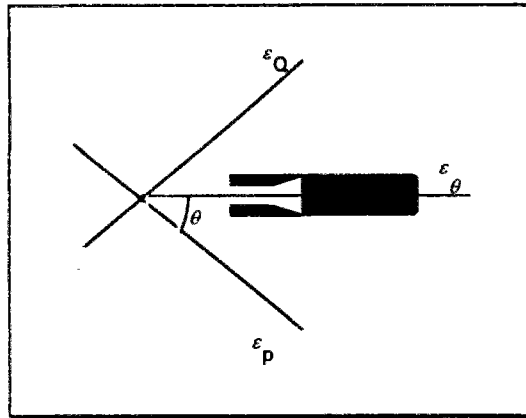


Figure 3 : Orientation d'une jauge selon les directions principales

Si les directions principales au point de mesure sont inconnues, il est nécessaire de disposer trois jauges pour effectuer trois mesures suivant 3 directions différentes.

A partir des 3 mesures $\epsilon_1, \epsilon_2, \epsilon_3$, on calcule les déformations principales ϵ_p , et ϵ_Q ainsi que l'angle de la déformation principale par rapport à la jauge 1.

En pratique, les jauges sont disposées selon des angles de 60° ou de 45° .

III. Interprétation des mesures

[84]

Si sous un chargement la structure n'a pas subi de déformation plastique, la courbe de déchargement doit se superposer avec celle de la montée en effort.

Dans le cas où la contrainte est une fonction linéaire du chargement, les indications de la jauge en fonction de la force appliquée représentent une droite que l'on peut déterminer par la méthode des moindres carrés.

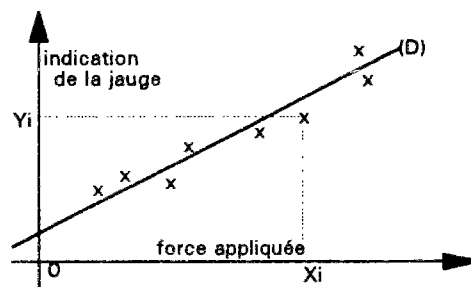


Figure 4 : Méthode des moindres carrés

La droite la plus probable (D) d'équation $Y = Ax + B$ est définie par :

$$A = \frac{\sum Y \sum x - n \sum x Y}{(\sum x)^2 - n \sum (x^2)} \quad B = \frac{\sum x \sum xy - \sum (x^2) \sum Y}{(\sum x)^2 - n \sum (x^2)}$$

C'est la pente A qui donne la véritable relation de proportionnalité entre les charges appliquées et les contraintes subies.

IV. Théorie des capteurs à jauges

[81]

Le schéma électrique est celui de la figure 5.

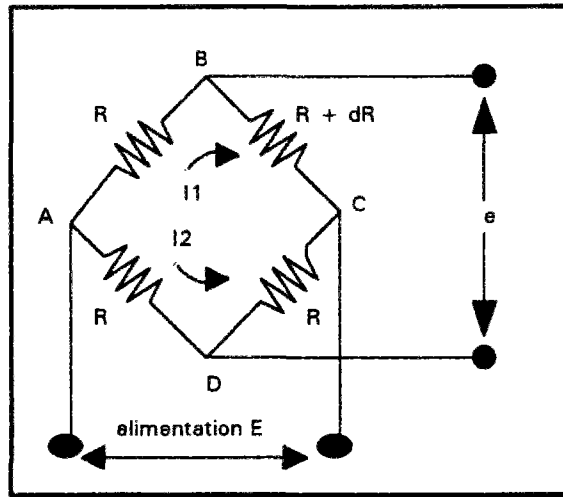


Figure 5 : Schéma électrique

$$e = R (I_2 - I_1)$$

$$I_1 = \frac{E}{R + R + dR} = \frac{E}{2R + dR}$$

$$I_2 = \frac{E}{R + R} = \frac{E}{2R}$$

soit en reportant

$$e = \frac{E}{4} \frac{dR}{R} \left[1 - \frac{dR}{R} \right] \cong \frac{E}{4} \frac{dR}{R} \text{ (en première approximation)}$$

Un circuit monté en pont de Weastone est constitué de 4 résistances R_1, R_2, R_3, R_4 branchées suivant le schéma de la figure 6. Si on alimente une diagonale par une source de courant P, à l'équilibre, nous avons une tension nulle sur la diagonale BD. Le pont est équilibré si :

$$R_1 R_3 = R_2 R_4 .$$

La tension de sortie vaut :

$$e = \frac{E}{4} \left(\frac{\Delta R_1}{R_1} + \frac{\Delta R_3}{R_3} - \frac{\Delta R_2}{R_2} - \frac{\Delta R_4}{R_4} \right)$$

E étant la force électromotrice de la source.

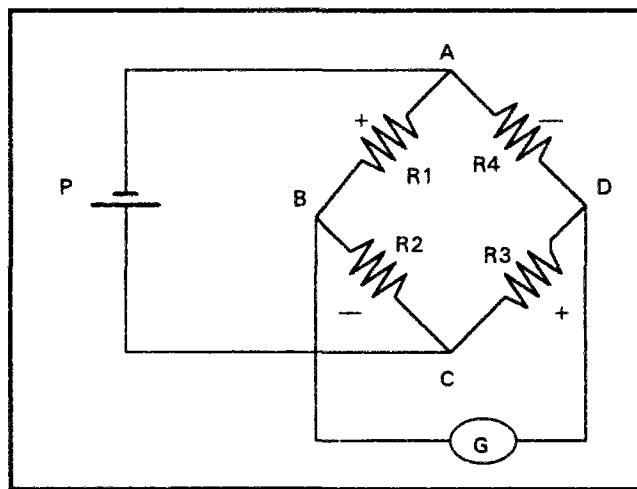


Figure 6 : Schéma électrique

Les signes alternés + et - caractérisent la propriété des ponts et signifient que deux résistances adjacentes agissent en sens inverse et deux résistances opposées agissent dans le même sens.

Les demi-ponts où ponts complets permettent donc une compensation thermique naturelle si toutes les jauges sont identiques et soumises à la même température.

Pour choisir un type de jauges de capteur, nous devons considérer :

1. - la longueur de la grille active : la jauge doit être collée dans la zone des plus grandes déformations
2. - la géométrie (largeur de la grille)
3. - la série de jauges (caractérisée par la nature du support et par l'alliage de la grille)
4. - la résistance de grille
5. - la compensation thermique.

V. Mesure des coefficients de dilatation à l'aide de jauges d'extensométrie

[86]

Lorsqu'une dilatation est empêchée, il peut se développer des contraintes dans la structure. Il est donc nécessaire de mesurer les contraintes dues à des causes thermiques donc nécessaire de connaître le coefficient de dilatation thermique.

On appelle déformation apparente la déformation induite par une variation de température sur une structure exempte de contrainte. Elle est due à la variation de résistance de la jauge et à la dilatation thermique de la structure.

La variation de résistance est exprimée par :

$$\frac{\Delta R}{R} = [\beta_G + (a_S - a_G) GF] \Delta T \quad (1)$$

avec :

$\frac{\Delta R}{R}$: variation unitaire de résistance
β_G	: coefficient thermique de résistivité de la grille de la jauge
$a_S - a_G$: différence des dilatations de la grille et du matériau de la structure
GF	: facteur de jauge
ΔT	: variation de la température par rapport à une référence initiale

comme :

$$\frac{\Delta R}{R} = GF \times \mathcal{E} \quad (2)$$

on en déduit

$$\mathcal{E}_{app (G/S)} = \left[\frac{\beta_G}{GF} + (a_S - a_G) \right] \Delta T \quad (3)$$

$\mathcal{E}_{app (G/S)}$: déformation apparente pour une grille d'alliage G sur une structure de matériau S

Le principe de mesure des coefficients de dilatation consiste à appliquer le même chargement thermique sur une structure inconnue de coefficient de dilatation a_S et sur une structure de référence de coefficient de dilatation a_R où l'on a collé deux jauges identiques.

$$\mathcal{E}_{app (G/S)} = \left[\frac{\beta_G}{GF} + (a_S - a_G) \right] \Delta T \quad (4a)$$

$$\mathcal{E}_{app (G/R)} = \left[\frac{\beta_G}{GF} + (a_R - a_G) \right] \Delta T \quad (4b)$$

Par différence, on obtient :

$$a_S - a_R = \left(\mathcal{E}_{app (G/S)} - \mathcal{E}_{app (G/R)} \right) \Delta T \quad (5)$$

On choisira de préférence comme matériau de référence un matériau dont le coefficient de dilatation est voisin de zéro, par exemple, le Silicate de Titane caractérisé par un CDT de $0.00 \pm 0.03 \times 10^{-6} / ^\circ\text{C}$.

Pour les mesures, on utilise l'un ou l'autre des montages des figures 7 et 8.

Avec le montage de la figure 7, les mesures des jauges du matériau testé et du matériau de référence sont faites séparément, elles subissent ensuite la soustraction arithmétique de l'équation (5).

Avec le circuit de la figure 8, la soustraction est effectuée électriquement (propriété des circuits en demi-pont).

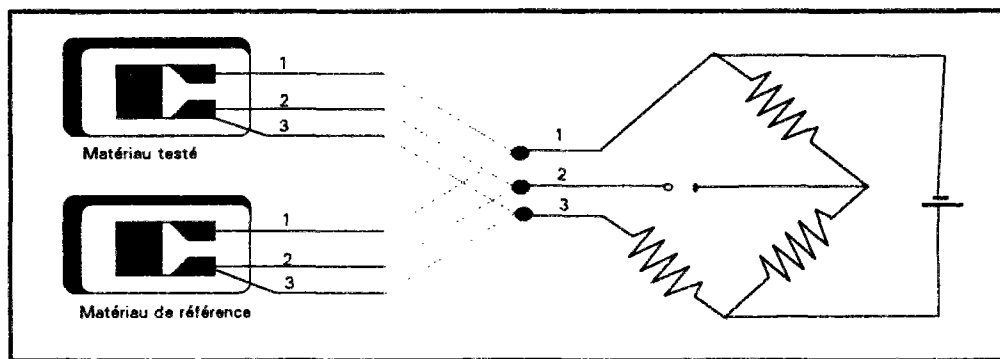


Figure 7 : comparaison des coefficients de dilatation circuits de montage en deux quarts séparés

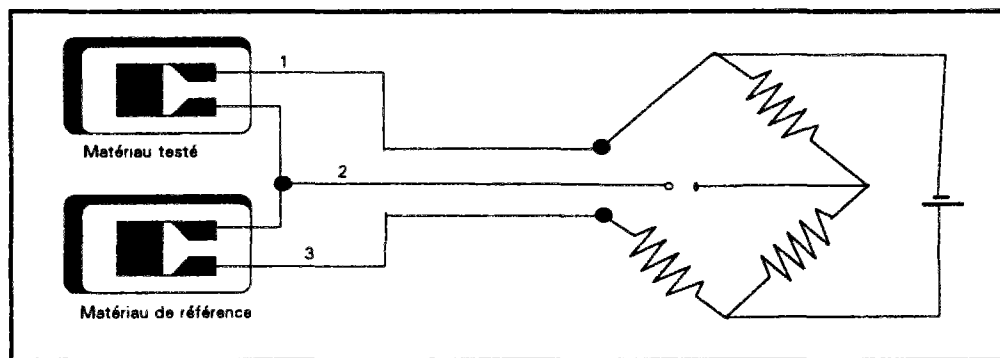


Figure 8 : comparaison des coefficients de dilatation circuits de montage de deux jauges en 1/2 pont

VI. Application à la fabrication des capteurs de force

(du banc en retrait empêché)

Le procédé d'installation des jauges est réalisé conformément à la notice d'emploi des colles. Ce procédé consiste initialement à polir et dégraisser la pièce à l'aide d'un solvant. On colle la jauge sur la pièce acier selon les repères préalablement marqués. Après avoir collé les génératrices, on chasse les excès de colle sur les bords.

Les jauges utilisées sont des jauges bidirectionnelles de référence FCB-6.350 dont les caractéristiques sont :

longueur	: 6 mm
largeur	: 2 mm
base	: 10 mm x 13 mm
résistance nominale	: 350 Ω
facteur de jauge	: 2,1

Elles sont disposées comme sur la figure 9.

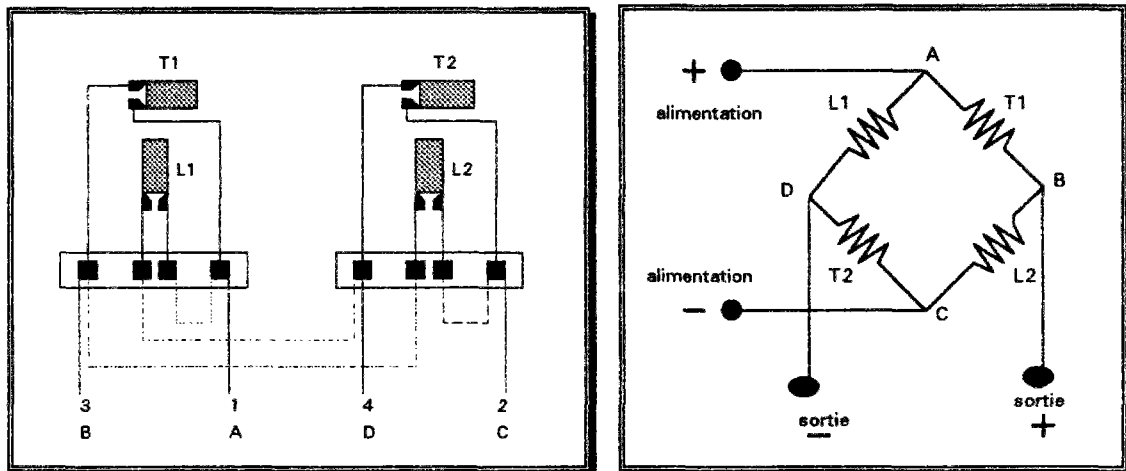


Figure 9 : pont complet pour les capteurs de force

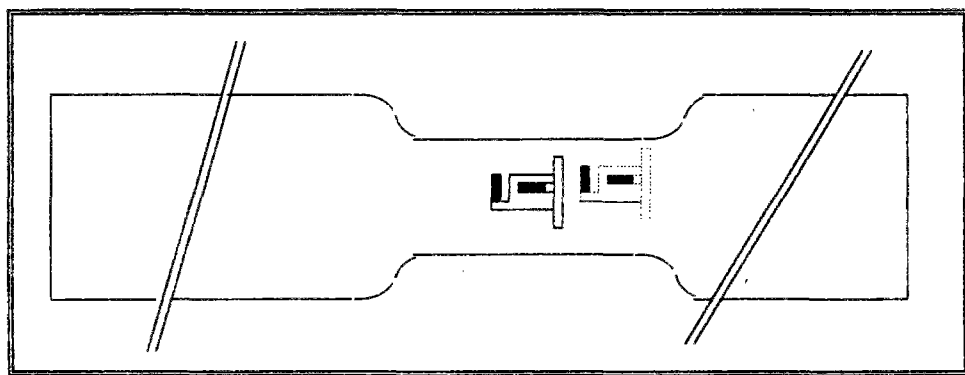
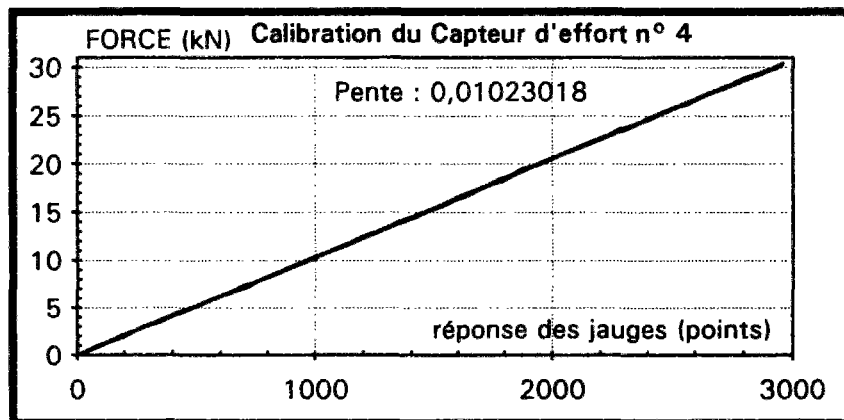
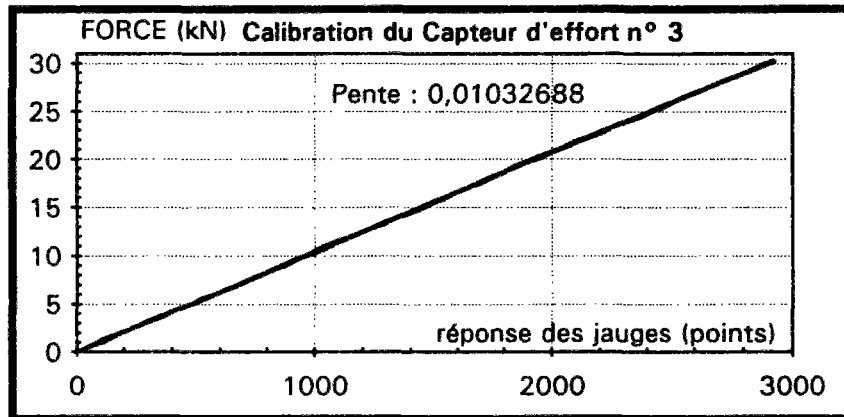
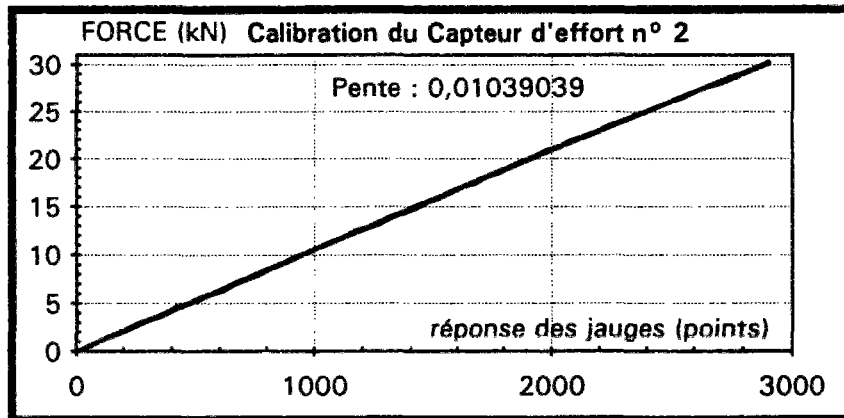
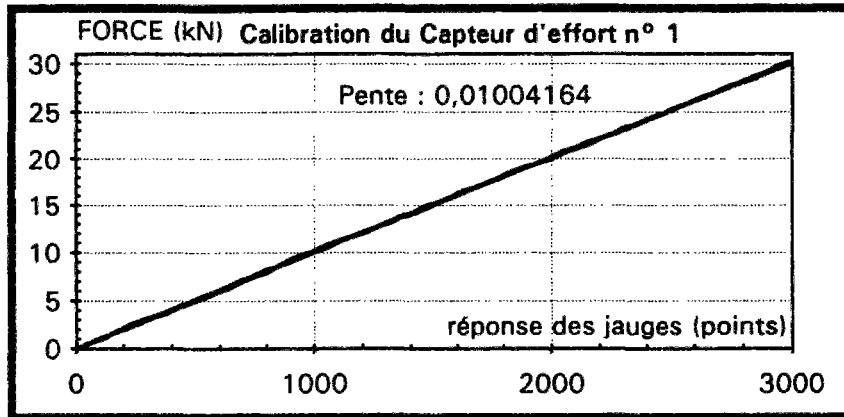
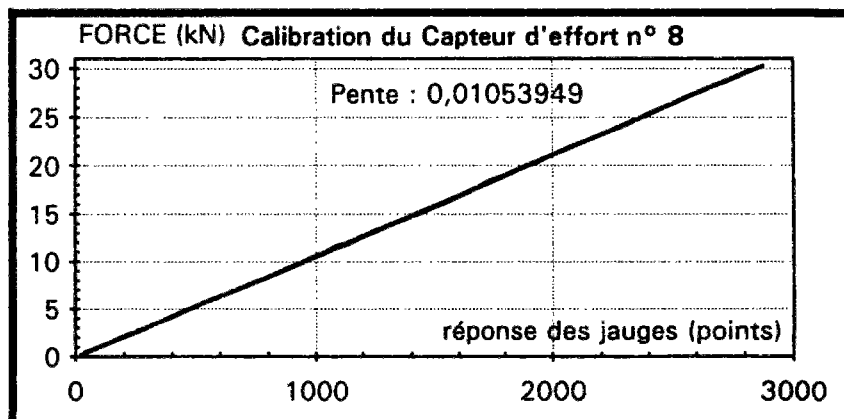
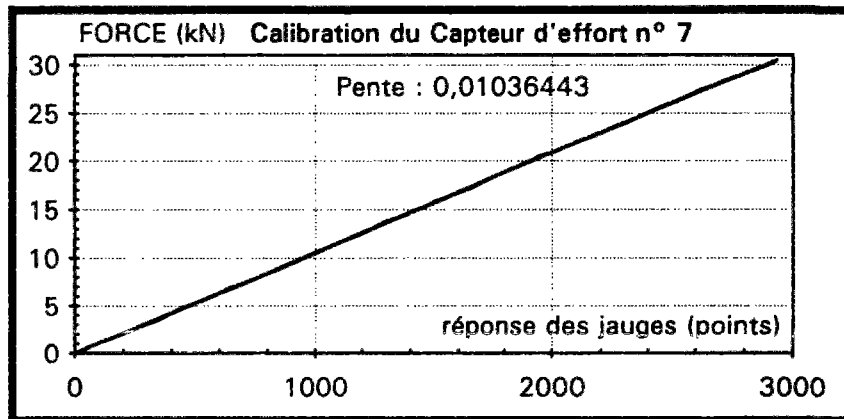
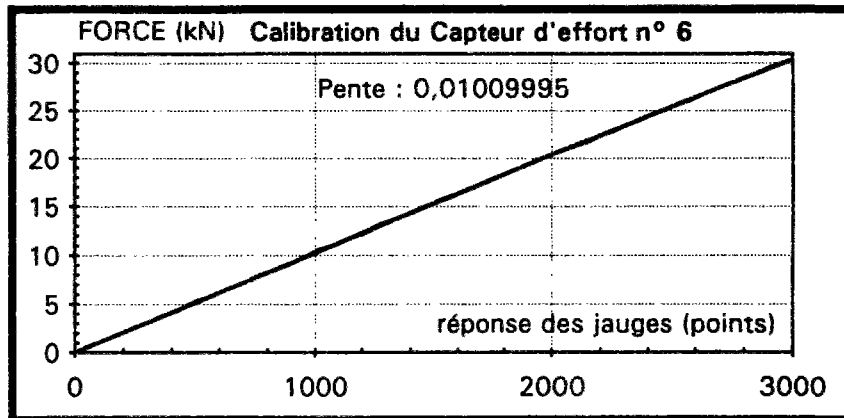
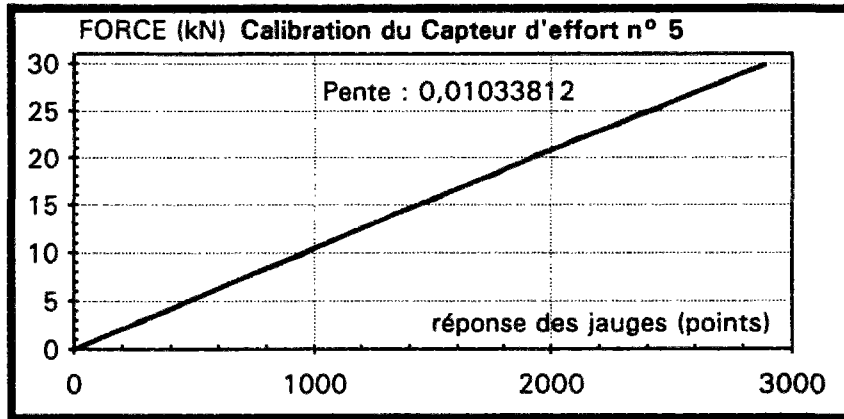


Figure 10 : capteur de force





VII. Détermination de l'influence de la température sur les mesures

Ces essais ont pour objet la mesure des corrections à apporter sur la réponse de 3 capteurs de déplacement en fonction de la température (plage de 20°C à 55°C), et celle d'une jauge noyée dans un prélèvement sur une éprouvette sciée à Ciment Lafarge Viviers. Ces capteurs sont 2 DCDC repères 5381 et 5382 et 1 LVDT type AX5 conditionné par un boîtier OD5.

Caractéristique des capteurs et jauge :

Pour les capteurs DCDC et LVDT, la mesure est une tension délivrée. Celle-ci est proportionnelle au déplacement Δl .

L'OD5 est un conditionneur monovoie utilisable pour la plupart des capteurs LVDT. Il est alimenté à partir du secteur (120 Vca ou 240 Vca). Il possède des sorties analogiques tension (0 à ± 5 Vcc) et courant (0 à ± 20 mA). Les séries des capteurs AX permettent un réglage de la pré-course jusqu'à la course ± 5 mm.

Les capteurs DCDC des séries D2/200A sont des capteurs de déplacement avec électronique incorporée. La sortie tension est directement proportionnelle au déplacement.

La sensibilité indiquée par le fournisseur des différents capteurs (DCDC D2/200A) utilisés pour le projet est :

repere dans la serie	sensibilité (mV/mm)	linéarité (%)
5380	162,39	0,08
5381	162,05	0,24
5382	163,22	0,22
5383	163,14	0,32
5384	168,42	0,14

Afin d'obtenir une plus grande précision dans les mesures, nous avons étalonné les capteurs dans la plage de mesure ± 1 mm qui est la notre. Ceci a conduit la sensibilité suivante :

repere dans la serie	sensibilité (mV/mm)
5380	163,86
5381	162,07
5382	167,92
5383	163,96
5384	170,99

Un étalonnage analogue pour les capteurs AX5 permet de paramétrer la centrale d'acquisition en définissant le coefficient d'échelle "scale" égal à 0,4562.

Avec ce paramètre, nous obtenons pour une course théorique de 2000 μm (± 1 mm) une mesure de 2005 μm pour le capteur AX5 de repère 02 et de 2004 μm pour le capteur AX5 de repère 03.

Les jauges noyées utilisées sont des jauges de référence KM-120 modèle H2. Ce sont des résistances de 120 Ω , de coefficient de jauge (GF) égal à 2,0 et de module d'élasticité égal à 2800 MPa.

La résistance apparente de la jauge change non seulement sous une sollicitation donnée mais aussi avec la température. Cela crée des déformations apparentes.

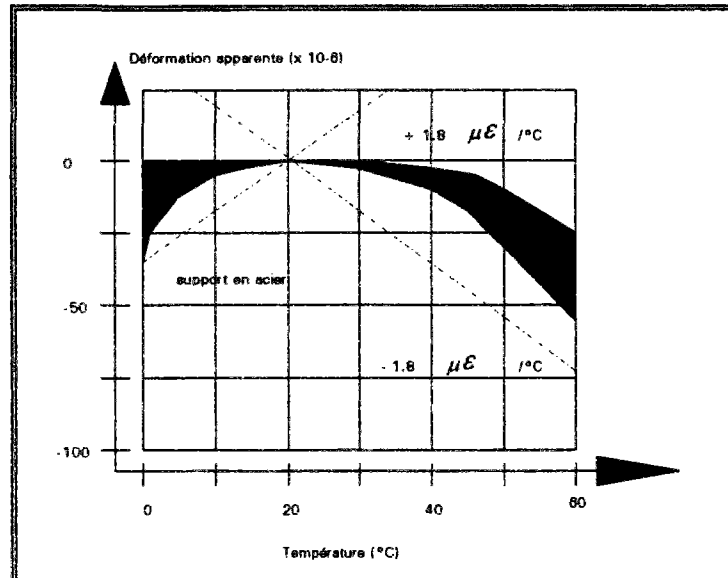


Figure 11 : Dérive de la déformation sous l'effet de la température (dans le cas d'un support en acier, d'après le fabricant)

La figure 11 montre que la mesure des déformations varie peu sous l'effet de la température.

Conditions d'essais

La plage de température est imposée par la température ambiante au moment des essais (régulation de l'étuve à partir de 12°C au-dessus de l'ambiante). Une seconde série d'essai est menée avec une enceinte permettant de réaliser des paliers à partir d'une température de 20°C .

Pour les essais concernant la réponse des capteurs, on a utilisé un montage avec 2 tiges d'Invar de CDT connu ($1 \mu\text{m}/\text{m}$ par degré) dont l'installation est schématisée sur la figure 12.

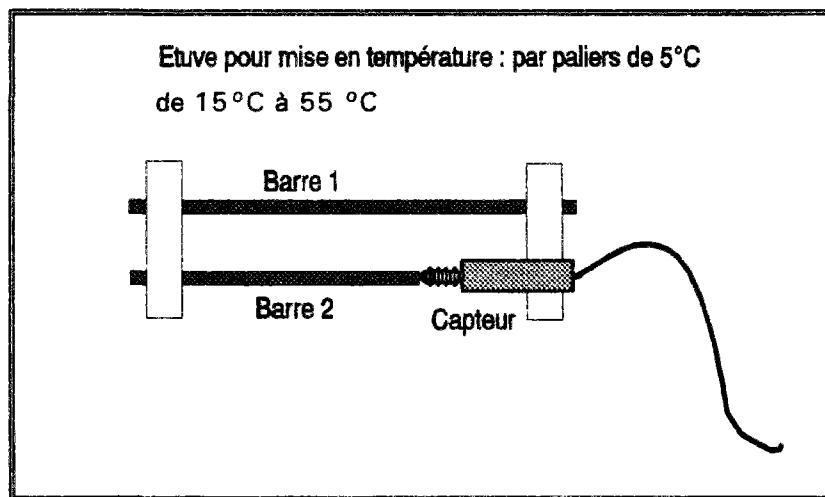


Figure 12 : Détermination de la réponse des capteurs en fonction de la température

1-Hypothèse

Il faut que la convention de sens de variation du capteur soit respectée (allongement positif).

$$\Delta l_{\text{vrai}} = \Delta l_{\text{mes}} + \Delta l_{\text{capteur}}$$

En supposant que la perturbation des mesures due au capteur est une fonction linéaire de la température, on pose :

$$\Delta l_{\text{capteur}} = k \Delta \theta$$

2-Calcul de k

On emploie pour les barres 1 et 2 un invar dont le coefficient de dilatation thermique est connu ($a_{\text{invar}} = 10^{-6}$ par degré).

$$\Delta l_{\text{vrai}} = \Delta l_{\text{invar}} = (L_1 - L_2) * a_{\text{invar}} * \Delta \theta$$

$$\text{d'où } k = (\Delta l_{\text{invar}} - \Delta l_{\text{mes}}) / \Delta \theta$$

On observe sur les courbes expérimentales que k est linéaire, donc non fonction de la température.

Récapitulatif des essais

Essai 1: détermination du coefficient k de réponse en température du capteur

Barre 1 : Invar diamètre 12, longueur L_1
Barre 2 : Invar diamètre 12, longueur L_2
Capteur : D25381
Paliers : 15, 20, 25, 30, 35, 40, 45, 50, 55°C

Essai 2: détermination du coefficient k de réponse en température du capteur

Barre 1 : Invar diamètre 12, longueur L_1
Barre 2 : Invar diamètre 12, longueur L_2
Capteur : D25382
Paliers : 15, 20, 25, 30, 35, 40, 45, 50, 55°C

Essai 3: détermination du coefficient k de réponse en température du capteur

Barre 1 : Invar diamètre 12, longueur L_1
Barre 2 : Invar diamètre 12, longueur L_2
Capteur: AX5 - 0 avec conditionneur OD5
Paliers : 15, 20, 25, 30, 35, 40, 45, 50, 55°C

Essai 4 : détermination du CDT de l'aluminium utilisé

Barre 1 : Alu diamètre 8, longueur L_a
Barre 2 : Invar diamètre 12, longueur L_2
Capteur : D25381
Paliers : 15, 20, 25, 30, 35, 40, 45, 50, 55°C

Essai 5 : réponse de la jauge noyée

Le prisme scié en provenance de Viviers est équipé d'une jauge noyée dans le béton dans l'axe de la pièce. En surface, on fait un montage type Vishay pour la mesure du CDT du béton : une jauge de longueur de grille de 67 mm est collée et montée en demi-pont avec une autre du même lot sur un barreau de Silicate de titane. De plus, on équipe cette éprouvette du même montage que celui caractérisé plus haut mais avec une seule barre d'Invar, les plots étant collés sur le béton avec de la colle méthylméthacrylate.

Le prisme et le barreau sont soumis aux mêmes paliers de température : 15, 20, 25, 30, 35, 40, 45, 50, 55 °C.

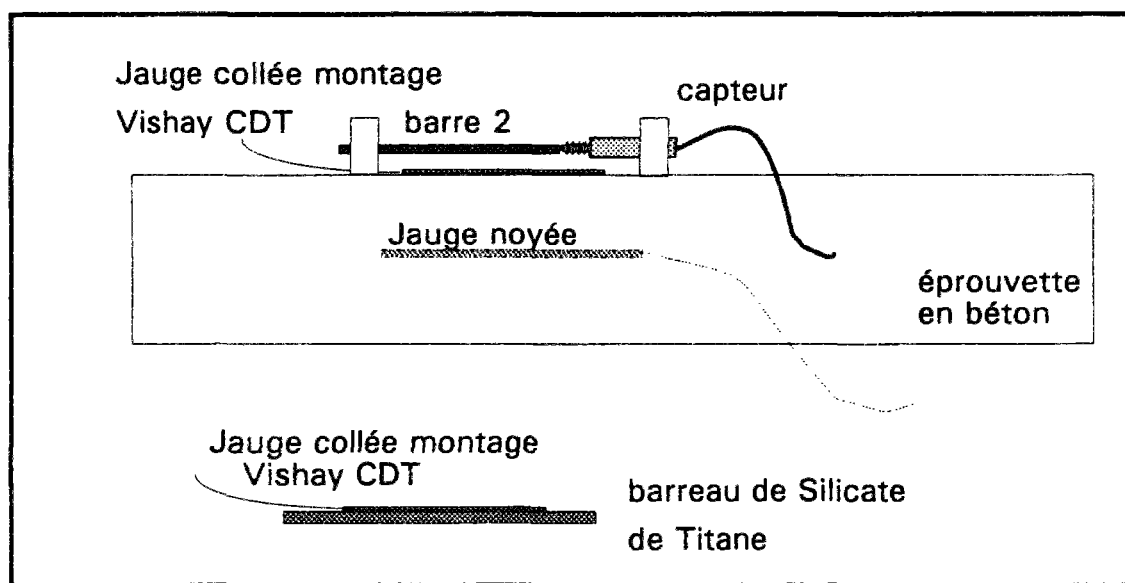


Figure 13 : Réponse de la jauge noyée en fonction de la température

Le collage des 2 jauges, l'une sur l'éprouvette de béton et l'autre sur le barreau de silicate de titane, a été effectué avec la colle époxy type AE10 Vishay et le montage extensométrique décrit dans la note technique NT 513 de Vishay est rappelé dans le paragraphe V.

L'acquisition de données est effectuée avec la centrale Scorpio (1 scrutation par minute). Les temps de mise en température sont d'environ 2 heures pour les essais "barre/capteur" et de 12 heures pour l'essai avec béton.

Lors du traitement des données sous Excel (après passage par TSPC.exe), on a choisi de ne retenir que le dernier point de chaque palier de température pour effectuer les calculs, plutôt que la moyenne du palier.

Résultats

Capteur AX5 - repère 02		
plage de température	coefficient k <i>1^{ère} mesure</i>	coefficient k <i>2^{ème} mesure</i>
15 - 20	2,41	-
20 - 25	2,15	-
25 - 30	2,24	-
30 - 35	2,17	-
35 - 40	1,99	-
40 - 45	2,27	3,88
45 - 50	-	4,53
50 - 55	-	5,11

Capteur D2 repère 5381		
plage de température	coefficient k <i>1^{ère} mesure</i>	coefficient k <i>2^{ème} mesure</i>
15 - 20	0,44	-
20 - 25	0,73	-
25 - 30	0,8	-
30 - 35	1,16	-
35 - 40	1,38	-
40 - 45	1,34	1,05
45 - 50	-	1,04
50 - 55	-	0,9

Capteur D2 repère 5382		
plage de température	coefficient k <i>1^{ère} mesure</i>	coefficient k <i>2^{ème} mesure</i>
15 - 20	0,72	-
20 - 25	1,13	-
25 - 30	0,77	-
30 - 35	1,16	-
35 - 40	1,64	-
40 - 45	1,62	1,29
45 - 50	-	1,86
50 - 55	-	1,57

On remarque que le coefficient "k" de réponse des capteurs en fonction de la température n'est pas nul. Ce rapport exprimé en μm par degré est de 1 ou 1,2 pour les DCDT et de 2,2 pour le LVDT pour des températures comprises entre 15 et 40 °C. En ce qui concerne l'essai visant à déterminer le CDT de l'aluminium, on a trouvé $23,54 \cdot 10^{-6}$ par degré. Pour l'essai avec le prisme de béton, la réponse de la jauge noyée, après correction ($k = 8,5$), est comparable à celles du capteur et de la jauge collée et acceptable (on peut aussi retrouver le CDT du béton $\sim 9 \cdot 10^{-6}$ par degré).

ANNEXE I

Traction simple - Fissuration

I Formule Générale	75
--------------------------	----

Traction simple - Fissuration

Les armatures en acier mises dans le béton ont pour fonction de reprendre les efforts libérés par le béton lorsqu'une fissure s'ouvre dans celui-ci. La contrainte dans l'acier reste faible (20 MPa) au moment de la rupture du béton. Cette rupture se produisant à des déformations de l'ordre de 10^{-4} .

I Formule Générale

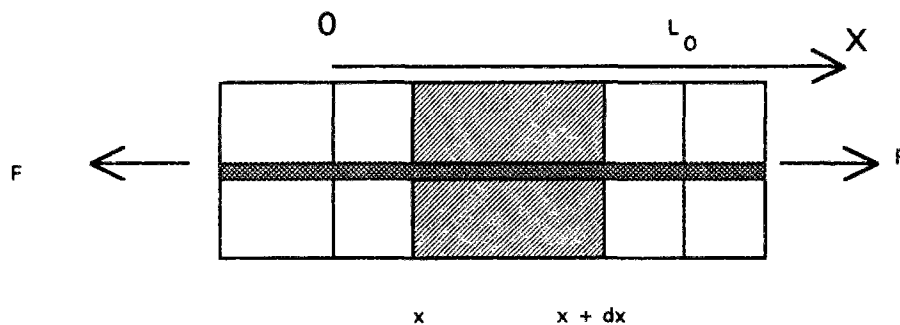
Au droit d'une fissure, la contrainte dans le béton est nulle, l'acier reprend alors tous les efforts.

$$\begin{aligned}\sigma_b(\text{fissure}) &= 0 \\ \sigma_a(\text{fissure}) &= F / A_a\end{aligned}$$

P : périmètre de l'armature

A_a : section d'acier $A_a = \pi \frac{\Phi^2}{4}$

A_b : section de béton



L'équilibre d'une section courante d'un élément de longueur dx se traduit par :

$$\begin{aligned}\tau_b(x) \Phi \pi dx &= d\sigma_a(x) A_a \\ \text{ou encore } \tau_b(x) \Phi \pi dx &= d\sigma_b(x) A_b\end{aligned}$$

$$\tau_b = \frac{A_a}{\Phi \pi} \frac{d\sigma_a(x)}{dx} dx = \frac{\Phi}{4} \frac{d\sigma_a(x)}{dx}$$

équilibre des efforts :

$$A_a \sigma_a + A_b \sigma_b = A_a \sigma_a(\text{fissure}) = F$$

$$A_a \sigma_a + P \int_0^x \tau(x) dx = A_a \sigma_a(\text{fissure})$$

d'où l'expression de la contrainte de traction dans le béton à l'abscisse x :

$$\sigma_b(x) = \int_0^x \frac{d\sigma_b}{dx} dx = \frac{\phi\pi}{A_b} \int_0^x \tau_b(x) dx$$

La contrainte dans le béton σ_b est nulle dans le plan de fissure. La distance L entre deux fissures atteint sa valeur maximale lorsqu'à mi-distance entre les deux fissures, la contrainte du béton atteint sa valeur de rupture, soit :

$$\sigma_b(f) = \frac{P}{A_b} \int_0^{L/2} \tau dx$$

En notant L la longueur entre deux fissures, $\sigma_b(f)$ la résistance à la traction du béton, et en posant :

$$\tau(x) = \tau_1 f\left(\frac{x}{L}\right),$$

$$C_1 = \frac{1}{\int_0^{L/2} f\left(\frac{x}{L}\right) d\left(\frac{x}{L}\right)}$$

Les déformations et les contraintes dans l'acier et dans le béton de l'abscisse x .

alors
$$L_{\max} = C_1 \frac{A_b \sigma_b(f)}{P \tau_1}$$

ouverture de la fissure :
$$w = 2 \int_0^{L/2} (\epsilon_a - \epsilon_b) dx$$

$$w = 2 \int_0^{L/2} \left(\frac{\sigma_a}{E_a} - \frac{E_a \sigma_b}{E_b E_a} + \rho \right) dx$$

ρ exprimant le raccourcissement du béton causé par le retrait :

$$w = 2 \int_0^{L/2} \frac{1}{E_a} \left[\sigma_a(f) - \frac{P}{A} \left(1 + n \frac{A_a}{A_b} \right) \int_0^x \tau dx \right] dx + 2 \int_0^{L/2} \rho dx$$

En prenant la contrainte d'adhérence constante, soit $f\left(\frac{x}{L}\right) = Id$, la théorie développée par BRICE propose des longueurs entre deux fissures comprises entre L et $2L$ avec :

$$L = \frac{A_b \sigma_b(f)}{P \tau_1}$$

et une formule empirique
$$\tau_1 = \frac{2\eta \sigma_b(f)}{1 + 3 \frac{e_a}{e_b}}$$

Pour les aciers à haute adhérence, $\eta = 1,6$

e_a , e_b désignant respectivement les épaisseurs d'acier et de béton traversées par une fissure.