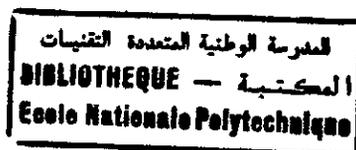


5/98

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

Ecole Nationale Polytechnique

Département : Génie Civil



Projet de fin d'études pour l'obtention du
Diplôme d'ingénieur d'état en Génie Civil

BETON DE FIBRES DE PALMIER

ETUDE ET FORMULATION

Etudié par :

M^R HANNOUZ ALI
M^R KEBACHE DJAMIL

Proposé par :

Monsieur A. BALI

Dirigé par :

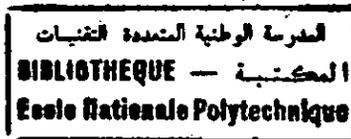
Madame N. BAUCHE
Madame R. KETTAB

Promotion 1998

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

Ecole Nationale Polytechnique

Département : Génie Civil



Projet de fin d'études pour l'obtention du
Diplôme d'ingénieur d'état en Génie Civil

BETON DE FIBRES DE PALMIER
ETUDE ET FORMULATION

Etudié par :

M^R HANNOUZ ALI
M^R KEBACHE DJAMIL

Proposé par :

Monsieur A. BALI

Dirigé par :

Madame N. BAUCHE
Madame R. KETTAB

Promotion 1998

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
المكتبة — BIBLIOTHEQUE
Ecole Nationale Polytechnique

REMERCIEMENTS



Nous tenons tout d'abord à remercier :

- M^r SASSI , M^r BEDRISSI ainsi que tous les techniciens du laboratoire SONATRO - Réghaïa, pour avoir mis à notre disposition leur laboratoire et leur savoir faire ;
- M^{elle} BELHADJ, du laboratoire CELPAP – Baba Ali, pour son accueil ;
- Les directeurs de la carrière JOBERT, de la cimenterie Raïs Hamidou, de l'ENGOA, et de la SONATRO - Oued Sema, pour leurs dons en matériaux, sans quoi rien n'aurait pu se faire ;
- M^r le professeur AKCHICHE de l'INIM pour nous avoir donné de son temps ;
- Les techniciens du laboratoire URBT de la Faculté Centrale ;

Nos plus grands et sincères remerciements vont à nos promotrices M^{me} BAOUCHE et M^{me} KETTAB pour nous avoir guidé dans notre travail, pour nous avoir soutenu moralement dans les moments difficiles et surtout pour nous avoir honoré de leur présence durant toute l'année.

Nous remercions tous les enseignants du département Génie Civil qui ont contribué à notre formation.

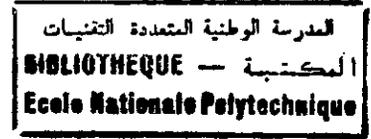
Nous remercions ZOHIR de l'atelier bois ; KRIMOU et SALAH ainsi que tous leur collègues de la Bibliothèque , sans oublier RACHID du laboratoire Génie Civil qui nous a beaucoup aidé.

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
BIBLIOTHEQUE — المكتبة
Ecole Nationale Polytechnique

DEDICACES

Je dédie ce modeste travail :

- A mes parents à qui je dois énormément ;
- A la mémoire de mes grands parents paternels ;
- A la mémoire de mon grand père ABDELLAH ;
- A ma grand mère (maman LILI) que j'aime beaucoup ;
- A ma sœur ASSIA et à mon frère LYES ;
- A YASMINE que j'aime ;
- A tous mes amis, SOFIANE, SO, SELIM, YACINE, RAFIK, BIMBOOOOO ;
- A toute la promotion Génie Civil 1998, particulièrement les compagnons du laboratoire ;
- A toute ma famille ;
- A la mémoire de MISSOUM.



ALI

Je dédie ce modeste travail :

- A mes parents que j'aime beaucoup ;
- A la mémoire de mes grands parents maternels ;
- A mon grand père HAMOU et ma grand HOURRIA ;
- A ma sœur AMINA et mes frères LOTFI et SID-ALI ;
- A ma famille ;
- A tous mes amis ;
- A KADER EL NEMS n°1, SISSINE EL NEMS n°2, HAMOUD, YUCEF, AMINE, KIRAM ainsi que tous les copains de la promotion.

DJAMIL

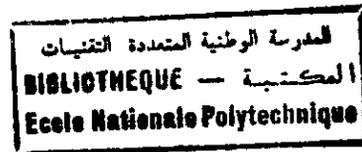
المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
المكتبة — BIBLIOTHEQUE
Ecole Nationale Polytechnique

المدرسة الوطنية المتعددة التخصصات
المكتبة — BIBLIOTHEQUE
Ecole Nationale Polytechnique

SOMMAIRE

0- INTRODUCTION GENERALE

- 0.1- Introduction
- 0.2- Généralités
- 0.3- Historique
- 0.4- Problématique et perspectives



I-LE PALMIER ET LA FIBRE DE PALMIER

- 1.1- Le palmier
 - 1.1.1- Ecologie
 - 1.1.2- Description de l'espèce
 - 1.1.3- Description du genre
 - 1.1.4- Composition chimique
- 1.2- La fibre de palmier
- 1.3- Procédés de défibrage
 - 1.3.1- Pâte mécanique
 - 1.3.2- Pâte chimique

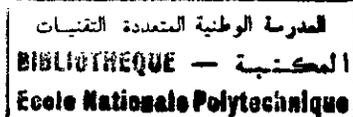
II- LES BETONS RENFORCES DE FIBRES , DOSAGES LIMITES , OUVRABILITE

- 2.1- Effet des fibres dans un béton
- 2.2- Conséquences des difficultés de mise en œuvre des bétons sur le dosage en fibres
- 2.3- Granulométrie et ouvrabilité
- 2.4- Performances recherchées pour les bétons de fibres
 - 2.4.1- Résistance à la traction
 - 2.4.2- Résistance à la compression
 - 2.4.3- Résistance au choc
 - 2.4.4- Résistance à la fatigue
 - 2.4.5- Résistance au fluage et au retrait

III- DETAILS EXPERIMENTAUX

- 3.1- Caractérisation de la fibre de palmier
 - 3.1.1- Résistance à la traction
 - 3.1.2- Essai de durabilité
 - 3.1.3- Masse volumique
 - 3.1.4- Masse spécifique

- 3.2- Matériaux utilisés
 - 3.2.1- Choix des matériaux
 - 3.2.2- Différents essais effectués
 - 3.2.3- Résultats obtenus
- 3.3- Formulation d'un béton ordinaire
 - 3.3.1- Méthodes de composition des bétons
 - 3.3.2- Méthodes de composition employées
- 3.4- Formulation d'un béton de fibres de palmier
 - 3.4.1- Choix du procédé expérimental
 - 3.4.2- Caractérisation d'un béton de fibres de palmier
 - 3.4.3- Type, géométrie et quantité des corps d'épreuve
 - 3.4.4- Application à la caractérisation de béton renforcé de fibres de palmier
 - a/ Essais effectués sur béton frais
 - b/ Essais effectués sur béton durci



IV- RESULTATS EXPERIMENTAUX SUR LE COMPORTEMENT MECANIQUE

- 4.1- Résultats obtenus
- 4.2- Observations et remarques générales

V- INTERPRETATIONS

VI- CONCLUSION GENERALE ET SUGGESTION

ANNEXES

- Annexe 1 : Caractérisation de la fibre de palmier
- Annexe 2 : Choix des matériaux
- Annexe 3 : Formulation d'un béton ordinaire
- Annexe 4 : Equilibrage de la presse
- Annexe 5 : Jauge – Pont d'extensiométrie
- Annexe 6 : Résultats expérimentaux sur le comportement mécanique
- Annexe 7 : Photos

BIBLIOGRAPHIE

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
BIBLIOTHEQUE — المكتبة
Ecole Nationale Polytechnique

CHAPITRE 0 :

INTRODUCTION GENERALE

0.1- INTRODUCTION :

On a recherché depuis longtemps à renforcer les matériaux de construction fragiles à l'aide de fibres de différentes natures, en rappelant que l'état fragile correspond à une faible résistance à la traction, une faible énergie de rupture ou une faible plasticité en compression ou en traction. Citons par exemple, les briques en terre armées de paille, le mortier de chaux armé de poils d'animaux, le plâtre armé de filasse, le ciment renforcé de fibres d'amiante, etc.

Les progrès technologiques enregistrés, tant sur les bétons et microbétons que sur la nature des fibres (acier, verre, matières synthétiques, fonte), ont permis le développement des bétons de fibres pour diverses applications, travaux publics, bâtiment, et la préfabrication en usine.

Les matériaux composites à base de microbétons de fibres ont ainsi trouvé des débouchés pour des travaux neufs et pour des travaux de renforcement ou de réparation avant même que l'on ait défini la méthodologie des études préliminaires et les modes opératoires d'essais pour leur contrôle et la maîtrise normalisée de leurs propriétés. Actuellement, on peut dire que les bétons de fibres sont employés dans une série d'applications qui est en réelle expansion.

0.2- GENERALITES :

La fragilité des matrices cimentaires, telles que les bétons, a de tout temps été préjudiciable au comportement des structures face à la fissuration. L'incorporation de fibres dans ces matrices permet de pallier à ce phénomène.

La technique des bétons de fibres consiste à distribuer aléatoirement les fibres dans une matrice à base de ciment.

La dispersion uniforme des fibres dans une matrice de ciment distribue les contraintes et augmente la résistance à la fissuration, aux chocs et améliore la ductilité pour une meilleure absorption d'énergie.

Ces fibres peuvent être de diverses natures ; les deux grandes familles de renforcement fibreux sont, excepté l'amiante qui a fait ses preuves mais qui, pour des raisons sanitaires, est en régression :

- Les fibres de verre ; les produits élaborés, essentiellement des plaques et des coques en mortiers renforcés, sont appelés actuellement les composites ciment verre ;
- Les fibres métalliques, où l'acier est majoritairement représenté sous des formes diverses.

Ces différents types de fibres se présentent sous plusieurs formes : coupées ou continues, et les qualités recherchées sont les suivantes :

- Bonne adhérence à la matrice ;
- Module d'élasticité adapté (il est parfois très supérieur à celui de la matrice) ;

- Compatibilité avec le liant, les fibres ne doivent être ni attaquées ni détruites à terme ;
- Etre d'un prix abordable compte tenu des dosages à utiliser ;
- Etre assez courtes, fines et flexibles pour permettre un bon malaxage et une mise en forme facile (cas des matériaux mis en forme par extrusion) ;
- Etre assez longues, non fragiles pour ne pas être cassées lors du malaxage (utilisation pour le béton).

Les fibres jouent un rôle primordial dans les matériaux composites, elles peuvent apporter certaines propriétés dont, la modification du comportement à la rupture, le matériau est plus ductile et se rompt après un allongement plus important.

0.3- HISTORIQUE :

Dés 1847, conscient des problèmes de fissurabilité des bétons, Joseph Lambot proposa de renforcer ces matrices par l'addition de fils continus ou de treillis métalliques. Ces développements sont à l'origine de la technologie actuelle du béton armé. Ce concept conduit toutefois à un matériau anisotrope dans lequel les armatures continues, qui nécessitent, à la construction, un travail manuel important, ne travaillent que dans une direction privilégiée, et sont relativement inefficaces face aux fissures microstructurales.

Les brevets sur les bétons renforcés par des fibres ont été établis pour la première fois en 1874 par A.Berard de Californie (USA). Il a suggéré l'ajout, dans un mélange de béton, de granulats de fer recuit pour créer une pierre artificielle.

Le défi pour les ingénieurs civils demeurait entier : créer un matériau à matrice cimentaire, renforcé de façon homogène et ayant un comportement isotrope. Le concept de l'utilisation de fibres pour améliorer le comportement des matériaux fragiles, connu depuis les temps les plus anciens, ouvrait la voie au renforcement du béton par des fibres discontinues dispersées aléatoirement dans le volume. Ces fibres étant introduites dans la matrice lorsque le béton est à l'état plastique.

La première période de développement des bétons renforcés de fibres, allant du début du 20^{ème} siècle jusqu'aux années 1960 a surtout été caractérisée par l'incertitude et des spéculations sur les performances réelles de ce composite.

R.Weakly (Missouri, USA) déposa un brevet en 1912 pour l'utilisation des bandes en fils d'acier fabriquées avec deux fils, avec pour intermédiaire un anneau, afin d'assurer une adhérence durable avec le béton.

En 1918, le français H.Alfsen propose de mélanger au béton de petits éléments longitudinaux en fer (fibres), en bois ou en autres matériaux dans le but d'améliorer sa résistance à la traction. Il a suggéré également l'amélioration de l'état de surface des renforts. En effet, les renforts doivent être rugueux et arrondis aux extrémités afin de leur procurer une bonne adhérence à la matrice en béton.

En 1920, l'allemand A.Kleinogel, proposa d'ajouter un volume relativement important de particules de fer au béton pour produire une masse capable d'être usinée (par tournage) comme une masse d'acier.

Quelques années après, en 1927 en Californie, deux autres brevets ont été établis par G.Martin et W.Meische – Smith. Le procédé Martin recommande le malaxage de plaquettes d'acier embouties ou de fils d'acier avec le béton qui sert à la fabrication de tuyaux.

L'idée d'améliorer la forme des fibres afin d'augmenter leur contribution est assez ancienne. H.Etheridge (New Jersey) proposa, en 1933, d'ajouter au béton des fibres en forme d'anneau de différentes dimensions et de différents diamètres, pour améliorer la résistance à la fissuration et à la fatigue du béton utilisé dans la construction des voies ferrées.

Plusieurs procédés ont apparu dans différents pays dans les années suivantes. Celui de G.Constantinesco, Angleterre 1943, USA en 1954, mérite une attention particulière. Les paramètres de renforcement qu'il a recommandé à l'époque sont similaires à ceux d'aujourd'hui pour le béton armé de fibres. Son procédé recommande également l'emploi de fibres permettant l'augmentation de la résistance à la fissuration et à l'absorption de l'énergie par la masse du béton. Il a suggéré l'utilisation du béton armé de fibres dans la construction des pistes d'aéroports, fondations de machines et ouvrages similaires.

A partir des années 1960, il s'est produit une sorte de réveil dans le domaine de la technologie des bétons renforcés de fibres. A partir de cette date, les moyens expérimentaux permettent d'envisager des essais autres que de simples compressions ou flexions à charge contrôlée. Avec des essais pilotés en déformation, les chercheurs peuvent alors mettre en évidence les propriétés nouvelles de ce composite, notamment au niveau du mode de rupture des échantillons. Il s'en est suivi une période d'expérimentation intense, ponctuée de périodes d'enthousiasme et de déception.

Aujourd'hui, une multitude de fibres, tant dans la géométrie que dans le matériau qui la constitue, est disponible sur le marché et continue d'être développée. La confiance acquise dans certaines propriétés spécifiques des bétons renforcés de fibres augmente de façon permanente l'utilisation de ces bétons dans des applications industrielles.

C'est ainsi que des renforts fibreux de plusieurs types ont été introduits, principalement :

- Fibres de polypropylène ;
- Fibres de carbone ;
- Autres fibres (Céramique, Nylon, Polyester).

0.4- LES APPLICATIONS DES BETONS DE FIBRES :

Depuis une trentaine d'années, de nombreux travaux de recherche ont montré que l'incorporation de fibres dans une matrice de béton permet d'apporter des propriétés très intéressantes au composite face aux phénomènes de fissuration.

Il ne faut pas considérer les bétons renforcés de fibres comme un substitut aux bétons ordinaires, mais comme un matériau d'un nouveau type, qui devient intéressant dans l'optique de la conception d'une structure performante.

L'utilisation des bétons renforcés de fibres s'est tout naturellement orientée vers les structures présentant des phénomènes de fissuration avec des bétons conventionnels. Nous pouvons effectuer rapidement un survol des applications les plus courantes :

- les dalles :

Les dalles d'aéroport ou les dallages industriels sont soumis à des sollicitations complexes (charges importantes, poinçonnement, rotations ponctuelles). Avec des fibres dans tout le volume de béton, le renforcement est quasi-isotrope, ce qui évite des dégradations locales de ces structures.

Dans le cas des dallages, l'expérience a montré qu'un dosage adéquat de fibres métalliques (de l'ordre de 20 kg/m^3) peut avantageusement remplacer les treillis traditionnels, réduisant ainsi les coûts de construction.

- les resurfaçages :

Les resurfaçages minces constituent une technique intéressante pour restaurer les dégradations de surface des chaussées ou des infrastructures routières. La présence de fibres dans ces chapes d'épaisseur réduite permet de stabiliser les éventuelles fissures qu'elles soient d'origine physique (retrait, dilatation) ou mécanique (réflexion de la sous structure).

- le béton projeté :

L'utilisation d'un béton renforcé de fibres comme un béton projeté apporte de nombreux avantages. En particulier, les fibres peuvent remplacer les treillis traditionnels, ce qui se traduit par une réduction considérable du volume de béton nécessaire (il suffit de suivre le profil naturel de la paroi).

- autres applications :

Les usines de préfabrication utilisent les bétons renforcés de fibres dans certains éléments aux formes complexes et aux parois minces.

En chantier, la pose des armatures conventionnelles est parfois problématique, voire impossible. C'est le cas des pieux forés de grande longueur, où la position de la cage d'armature est difficile à contrôler. C'est le cas également des excavations en milieu aquifère où la mise en place du béton par extrusion ne permet pas l'utilisation d'armatures. Avec les fibres, le matériau possède un microrenforcement continu sans créer de complication technique majeure.

Actuellement de nombreux travaux de recherches évaluent les performances des bétons renforcés de fibres dans des éléments structuraux. Les propriétés intéressantes de ces bétons pourraient permettre de renforcer certaines zones fragiles d'une structure, telles que les connections poutres - piliers particulièrement sensibles aux séismes, les sections fortement cisillées ou les points susceptibles de subir un chargement dynamique (choc, explosion).

Pour de telles applications, les problèmes de vitesse de mobilisation des fibres lors de la fissuration font encore l'objet de nombreux travaux de recherches.

Il n'existe pas de limite à l'utilisation des bétons renforcés de fibres. En l'absence d'une méthode rationnelle de dimensionnement, seule l'initiative avant-gardiste d'un concepteur ou d'un entrepreneur peut développer de nouvelles applications et apporter une confiance accrue et justifiée dans les possibilités de ce matériau.

0.5- PROBLEMATIQUE ET PERSPECTIVES :

Les fibres employées jusqu'à présent et qui donnent des résultats satisfaisants sur le plan technique, fibres de verre, d'acier, de carbone ou synthétiques, confèrent au matériau un prix de revient élevé qui limite considérablement le développement des bétons de fibres dans la construction.

Récemment un grand intérêt a été accordé mondialement aux applications potentielles du béton renforcé par les fibres naturelles. Des recherches ont été effectuées dans beaucoup de pays sur les propriétés mécaniques, physiques, performances et durabilité du béton renforcé par des fibres végétales ; certes, il y a eu des tentatives réalisées qui ont abouti à des échecs, à cause de leurs caractéristiques mécaniques médiocres et leur mauvaise tenue au vieillissement ; mais il y a eu d'autres, réalisées à partir de fibres de noix de coco décortiquées, du sisal, de la canne à sucre, du jute, du bois ainsi que d'autres fibres végétales, qui ont montré des perspectives encourageantes pour ce nouveau groupe distinct de matériaux, pour les applications potentielles dans plusieurs types de construction.

Compte tenu de ces résultats encourageants, il est intéressant d'envisager l'utilisation du béton de fibres naturelles dans les pays en voie de développement où ces matières sont très abondantes et ne requièrent pour leur traitement qu'une petite industrie à coût relativement bas et une main d'œuvre non qualifiée.

Les fibres naturelles à retenir sont celles qui présentent les qualités suivantes :

- Effort de traction et module d'élasticité assez élevés ;
- Adhérence correcte ;
- Stabilité chimique adéquate ;
- Durabilité appropriée.

Les études confirment, pour leurs propriétés, essentiellement les fibres à base de sisal, canne à sucre, bambou, jute, lin, bois etc.

Nous donnons ci dessous un tableau comparatif des propriétés essentielles des différentes fibres naturelles ayant fait l'objet de recherches expérimentales.

Fibres	Diamètre mm	Longueur mm	Masse volumique Kg/m ³	Résistance en traction N/mm	Module d'élasticité KN/mm ²	Allonge- ment %	Absorption d'eau %	Teneur en eau %	Poids spécifique
Noix de coco	0.10-0.40	50-350	145-280	120-200	19-26	10-25	130-180	-	1.12-1.15
Sisal	-	-	700-800	280-568	13-26	3-5	60-70	-	-
Canne à sucre	0.20-0.40	50-300	-	170-290	15-19	-	70-75	15-20	1.20-1.30
Bambou	0.38	-	-	442	37	-	-	-	1.52
Jute	0.10-0.20	1.8-3.0	-	250-350	26-32	1.5-1.9	-	-	1.02-1.04
Lin	-	500	-	1000	100	1.8-2.2	-	-	-

C'est ainsi que, dans notre étude, nous allons tenter d'accréditer la possibilité d'utiliser la fibre de palmier dans la technique des bétons de fibres.

Cependant, la recherche reste limitée à l'évaluation des caractéristiques aux jeunes âges. Les résultats qu'on obtiendra doivent être confirmés, d'une part, par des études de comportement au vieillissement et d'autre part, par la prise en compte plus fine des caractéristiques relatives fibre-matrice et de la géométrie même des fibres.

CHAPITRE I :

LE PALMIER ET LA FIBRE DE PALMIER

1.1- LE PALMIER :

Les palmiers forment un ordre de Monocotylédones (Palmales) voisin des orchidées, la famille comprend 1200 espèces naturelles et des hybrides horticoles. Ils sont répartis selon BENTHAM et HOOKER en 132 genres, 128 selon ENGLER et PRANT'S. Toutes les espèces sont tropicales ou subtropicales. C'est le genre CALAMUS qui contient le plus grand nombre d'espèces (200), GLONAMA (100), BACTRIS (100), CHAMAEDOREA (60), LICUALA (30), COCOS (30).

La famille se divise en six (06) tribus :

- Tribu des Arecaceae ;
- Tribu des Phoeniceae ;
- Tribu des Lepidocaryae ;
- Tribu des Borassae ;
- Tribu des Coccoinae ;
- Tribu des Coryphae.

L'espèce que nous avons retenue fait partie de la tribu Coryphae, et se nomme CHAMAEROPS HUMILIS L. (Palmae).

Noms usuels :

Arabe : Doum ;

Berbère : (Parlé du Chenoua) ighezemt's, Aghnidh (Souche comestible),
Oussrane (jeunes palmes utilisées en artisanat), Araz (fruit comestible) ;

Français : Palmier nain.

Origine :

Il entoure la Méditerranée occidentale mais abonde surtout en Algérie.

1.1.1- Ecologie :

Seule espèce des régions tempérées, il affectionne les maquis de sols pauvres et rocailleux. Entre 0 et 600 mètres d'altitude, on le rencontre parfois jusqu'à 1000 mètres, mais y est peu nombreux et s'y développe très peu.

On trouve de très beaux peuplements entre Sidi Bel Abbés et Tlemcem, vivant en association avec le lentisque (Pistacia Lentiscus L.), la Ciste (Cistus Cripus L.), du Diss (Ampelodesmos tenax Vahl.) et du chêne Kermes (Quercus Coccifera Lehm.).

Dans les sols riches et les jardins, il atteint un grand développement ; on a l'impression qu'il s'agit d'espèces différentes.

1.1.2- Description de l'espèce :

Le CHAMAEROPS est composé de feuilles coriaces, glauques sur les deux faces, flabelliformes ; elles sont divisées sur environ un tiers de leur diamètre en segments étroits. Ces derniers sont dressés en pétioles glauques de 80 à 120 cm de long et sont armés sur les bords de fortes épines.

La hauteur du CHAMAEROPS (palmier utilisé) est de 1 à 2 mètre et peut atteindre 5 à 6 mètre.

1.1.3- Description du genre :

Chamaerops L. (de chamai : sur terre, nain, et rohps : buisson, allusion à la taille de ces plantes).

Genre comprenant deux espèces des quelles se rapprochent les Trachycarpus.

Fleurs polygames dioïques, réunies en spadices auxiliaires, accompagnés de pathes incomplètes.

Le fruit est composé de une à trois baies monospermes.

1.1.4- Composition chimique :

Elle a été déterminée au laboratoire de l'INIM par le Professeur Mr Akchich.

Humidité	10.05 %
Cendre	7.398 %
Substance extractible	6.740 %
Substance extractible à l'alcool benzène	2.220 %
Cellulose	44.38 %
Lignine	29.21 %

1.2- La fibre de palmier :

Le palmier est classé parmi les végétaux possédant des fibres cellulosiques.

Il est composé de trois constituants majeurs dont les résistances contribuent aux liaisons interfibres et qui peuvent être modifiés dans leur comportement par la température :

<u>Constituants</u>	<u>Température de ramollissement</u>
- Hémicelluloses (polyoses à chaînes courtes)	50° - 60° C
- Lignine (polymère tridimensionnel)	90° - 100° C à 130° C
- Cellulose (haut polymère de l'anhydroglucose d'orientation linéaire)	> à 230 ° C

1.3- PROCÉDES DE DEFIBRAGE :

Un même végétal peut, suivant les cuissons chimiques ou les traitements mécaniques appliqués, donner des pâtes différentes.

Le terme de pâte désigne, soit une suspension épaisse de concentration variable de fibres dans l'eau, soit des feuilles épaisses de fibres pressées, séchées et conditionnées.

Ces pâtes sont obtenues par voie mécanique ou chimique. Elles sont aussi caractérisées par leur état (écru ou blanchies), la nature des produits chimiques utilisés, et leur rendement.

On définit le rendement comme étant le pourcentage de fibres récupérées à partir d'une quantité et d'un genre de végétal utilisé comme matière première.

1.3.1- Pâte mécanique :

Obtenu en râpant des copeaux par usure ou arrachage à l'aide de pierre ou de métal. On obtient un mélange de fibres et de fines particules.

1.3.2- Pâte chimique :

Le traitement du végétal est appelé cuisson, parce qu'il est pratiqué dans des conditions de température, de temps, de concentration de produits actifs bien définis : alcalins ou acides.

Les cuissons alcalines se font :

- à la soude pure NaOH ;
- Kraft NaOH + Na₂S (Sulfure de sodium) ;
- Soude NaOH + Na₂CO₃ ;
- Monosulfite Na₂SO₃ + Na₂CO₃.

Les cuissons acides se font principalement au bisulfite de magnésium : SO₂ + (HSO₃)₂Mg.

Les réactions de dissolution des lignines proviennent :

- dans le procédé Kraft, de l'action de sulfitage par l'ion HS⁻ ;
- dans le procédé au bisulfite de la sulfonation par HSO₃⁻ sur les liaisons éthers des chaînes latérales entre monomères des lignines, suivies d'une hydrolyse alcaline ou acide.

Ces réactions se produisent rapidement et se poursuivent progressivement jusqu'à la dépolymérisation des lignines et leur passage en solution, ce qui permet aux fibres de se séparer.

CHAPITRE II :

LES BETONS DE FIBRES, DOSAGES LIMITES, OUVRABILITE

2.1- EFFET DES FIBRES DANS UN BETON :

En fait, la première question qu'il faut se poser est de savoir à quelle échelle les fibres doivent agir. Il est maintenant bien connu que toute matrice cimentaire présente des zones internes de faiblesse (forte porosité, microfissures dues aux phénomènes de retrait) et ceci avant toute action extérieure.

Cette phase de microfissuration globale correspond à la première étape dans le processus de fissuration du béton qui en comporte trois. Elle se caractérise par un endommagement inhérent au matériau, qui peut alors être considéré comme un matériau régi par une loi de comportement. (fig II.1- étape 1)

Dans la seconde étape de détérioration du béton, sous l'effet d'une action extérieure, certaines microfissures s'orientent en suivant la direction des extensions maximales et tendent à se concentrer. Il en résulte une concentration des déformations caractérisée par la formation de macrofissures, le milieu devient par conséquent anisotrope. (fig II.1- étape 2)

Enfin la troisième étape correspond à la propagation de ces macrofissures et conduit à la rupture totale du matériau sous la sollicitation appliquée ; (figII.1- étape 3).

Il est important de remarquer que les étapes (2) et (3) du mécanisme de détérioration du béton dépendent très fortement des conditions limites et ne sont plus caractéristiques du comportement propre au matériau mais plutôt de comportement structural.

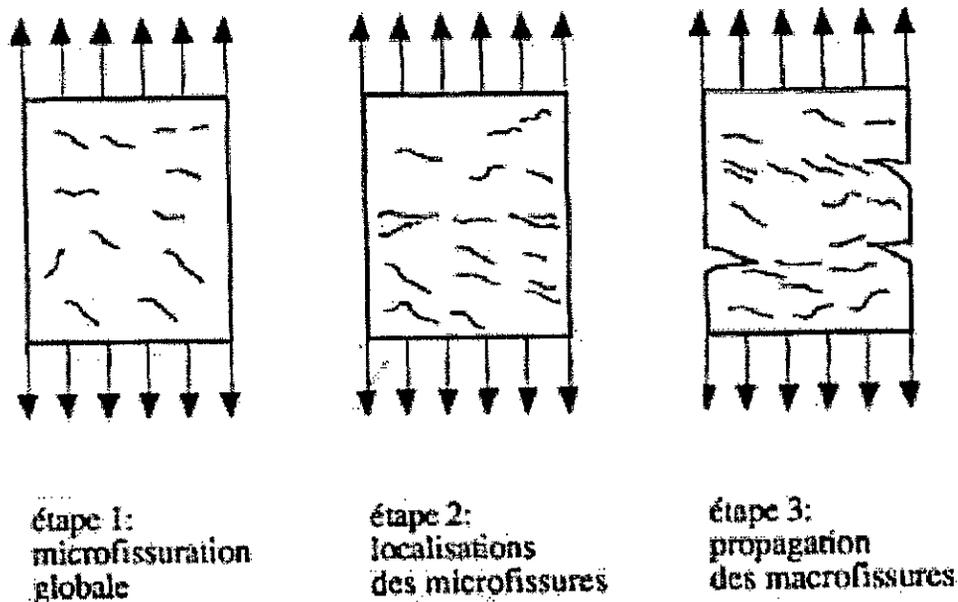


Figure II.1 : Etapes de fissuration du béton

Il est important de définir les notions de micro et de macrofissures.

Microfissure : On appelle « microfissure », une fissure petite par rapport aux dimensions de l'éprouvette ou de la structure.

Macrofissure : On appelle « macrofissure », une fissure qui ne peut plus être considérée comme petite par rapport aux dimensions de l'éprouvette ou de la structure.

Ce sont donc des notions relatives et non pas absolues.

Il est bien évident que la géométrie de la fibre qu'il faut utiliser pour agir sur la micro ou sur la macrofissuration doit être différente.

A l'échelle du matériau tout d'abord, dans le cas où les fibres interviendraient en couplant les microfissures créées, la phase d'endommagement diffus du béton peut être prolongée. Il s'en suivrait alors un délai avant le début de la deuxième étape de détérioration, qui serait caractéristique d'une loi de comportement différente du matériau composite.

Il est clair que dans la mesure où les microdéfauts dont il est question ici sont de tailles très réduites (quelques millimètres de longueurs), il est préférable, pour assurer un pontage de chacun d'eux, d'utiliser des fibres très courtes, de petit diamètre mais en très grand nombre.

Avec la localisation de la fissuration, le comportement du matériau devient un comportement structural. Le rôle des fibres au niveau des macrofissures s'apparente alors à l'action des armatures passives dans une structure de béton armé. Pour envisager alors un dimensionnement analogue à celui des armatures traditionnelles pour le cas des fibres, il faut s'attarder plus longuement sur le fonctionnement de ces microarmatures dans le béton. D'ores et déjà, nous savons que ce comportement sera basé sur des considérations d'adhérence, d'ancrage mais aussi et surtout d'orientation des fibres.

A cette échelle de la structure, les fibres doivent avoir une longueur telle que la propagation des macrofissures puisse être interceptée et limitée le plus longtemps possible (pour retarder l'échéance de la rupture totale). C'est-à-dire, que la longueur de la fibre doit être suffisamment grande pour assurer un ancrage correct de celle-ci dans la matrice.

Remarque :

Pour des raisons de maniabilité, les fibres longues ne pourront être utilisées qu'en pourcentage beaucoup plus faible que les fibres courtes.

Ainsi pour une utilisation optimale des fibres, il faut avant tout connaître le niveau d'action auquel se situe l'application envisagée (échelle micro- ou échelle macro-).

2.2- CONSEQUENCES DES DIFFICULTES DE MISE EN ŒUVRE DES BETONS SUR LE DOSAGE EN FIBRES :

Les nécessités de la possibilité de mise en œuvre des bétons de fibres font donc que le dosage en fibres ne peut, en réalité, dépasser certaines limites au-delà des quelles le gâchage et la mise en œuvre deviennent impossibles.

Compte tenu alors des rôles radicalement opposés que peuvent avoir les paramètres fondamentaux de dosage en volume, de forme et de rapport (l/d) longueur/diamètre des fibres, d'une part sur l'ouvrabilité, la mise en œuvre, et d'autre part sur l'efficacité mécanique après durcissement, on se trouve contraint de se limiter à une gamme de pourcentages qui ne donnent qu'une efficacité mécanique réduite mais permettent une mise en œuvre acceptable.

On peut même affirmer que les pourcentages maximaux, aux limites d'ouvrabilité, se situent presque au niveau du pourcentage minimal pour le seuil d'efficacité (rappelons que l'efficacité est définie comme la capacité de reprise de charge du béton de fibres après la première fissuration par rapport à la résistance limite de la matrice au seuil de la fissuration, l'efficacité de 100% correspond donc à la reprise totale).

Rappelons encore que le pourcentage critique en fibres de pleine efficacité est plus élevé pour la traction simple où le béton comprimé n'intervient plus du tout, que pour la flexion pour laquelle la reprise du moment fléchissant de première fissuration profite du béton comprimé.

2.3- GRANULOMETRIE ET OUVRABILITE :

Du point de vue de la granulométrie, on peut dire que les fibres s'accommodent mieux de bétons relativement fins dont le diamètre maximal des grains est environ de l'ordre de 8 à 15mm, les bétons de sable par exemple se prêtent particulièrement bien à l'inclusion des fibres.

Il convient de veiller à respecter une limite du rapport S/G.

S : passant de 5mm ;

G : retenue de 5mm.

Ces recommandations granulométriques doivent cependant être associées à des impératifs dictés par les performances de la matrice. Ainsi toute modification du rapport S/G devra être obligatoirement associée à :

- Une conservation du rapport ciment/sable assurant une compacité optimale (donc accroissement du dosage en ciment lorsque le rapport S/G augmente) ;
- Un contrôle du rapport eau/ciment (E/C) qui est déterminant pour les performances mécaniques de la matrice.

En ce qui concerne l'ouvrabilité d'un béton de fibres, elle est fonction :

- du dosage en volume des fibres, et de l'élanement de la fibre ; l'ouvrabilité du béton diminue lorsque le dosage en fibres et l'élanement de celles-ci sont importants ;

- des dimensions des granulats et leurs quantités relatives ; l'ouvrabilité sera réduite avec de grandes quantités de gros granulats ;
- de la géométrie et l'état de surface des fibres ; une surface rugueuse augmente le risque de formation de pelotes de fibres.

La mesure de l'ouvrabilité est à prévoir de préférence avec un appareil provoquant un écoulement dynamique (ouvrabilimètre vibrant ou à chocs : maniabilimètre LCL - flow test – V.B) en évitant particulièrement la mesure de l'affaissement au cône qui ne donne qu'un affaissement statique traduisant de façon très pessimiste l'ouvrabilité du béton de fibres dont on a vu qu'il était doté au repos, d'une cohésion artificielle apportée par le réseau frottant des fibres.

Mais voilà, la mise en œuvre d'un appareillage comme le maniabilimètre à béton, plus révélateur de la rhéologie de ces matériaux, demeure problématique.

2.4- PERFORMANCES RECHERCHEES POUR LES BETONS DE FIBRES :

2.4.1- Résistance à la traction :

Au moment de la création d'une fissure, une partie de l'énergie élastique emmagasinée dans la structure en béton est restituée sous forme d'énergie cinétique (liée à la vitesse de propagation de la fissure).

Plus la différence entre l'énergie élastique et celle de surface sera grande plus la propagation de la fissure sera instable (le comportement de la structure fragile).

Pour augmenter la ductilité de la structure il faut donc diminuer le plus possible la différence entre l'énergie élastique et l'énergie dissipée lors de la fissuration.

Les fibres vont donc constituer une autre source de dissipation (de consommation de l'énergie élastique libérée), à la fois par frottement entre fibres et matrice, plastification et parfois par rupture de la fibre conduisant ainsi à la diminution de l'énergie dissipée sous forme cinétique.

La dissipation d'énergie par la fibre sera d'autant plus grande que les frottements seront importants et la plastification de la fibre se fera sur une grande longueur avant une éventuelle rupture de celle-ci.

2.4.2- Résistance à la compression simple :

Lors d'un essai de compression simple, si l'on compare un béton de fibres de taille centimétrique avec un béton témoin équivalent (en terme de constituants, de rapport E/C et de maniabilité), on observe une légère diminution du module de Young.

Pour cela, nous devons effectuer un essai à la compression avec mesure des déformations.

2.4.3- Résistance au choc :

La résistance au choc ou à l'impact est une propriété intéressante pour certaines applications. Aussi, le fait que la présence de fibres s'oppose à la propagation de la fissuration, et que les bétons de fibres présentent généralement une déformation importante après obtention de la charge maximale, confère aux matrices renforcées par des fibres une résistance locale élevée vis-à-vis du choc.

La capacité que présentent les bétons de fibres d'absorber l'énergie due au choc dépend du volume de fibres et des propriétés de la fibre, notamment des propriétés de sa liaison avec la matrice qui joue un rôle important au niveau de la dissipation de l'énergie.

A titre d'exemple, un béton renforcé avec des fibres métalliques absorbe trois ou quatre fois plus d'énergie à l'impact que les bétons traditionnels, ce qui en fait un matériau intéressant pour certaines applications.

Les fibres de polypropylène sont très intéressantes vis-à-vis de cette propriété du fait de leur comportement mécanique propre et leur liaison qui permet de leur faire jouer un rôle d'amortisseur. Ces fibres ont été utilisées avec succès pour améliorer la résistance à l'impact de certains composites qui présentent une résistance sous charges statiques élevées lorsque leur résistance au choc est faible.

2.4.4- Résistance à la fatigue :

S'opposant à la propagation de la fissuration, les fibres accroissent la résistance à la fatigue du béton.

Cette résistance augmente avec le volume de fibres mis en place (sans dépasser un pourcentage critique) et l'adhérence des fibres dans le béton.

2.4.5- Résistance au fluage et au retrait :

Ces deux propriétés sont étroitement liées au volume des vides contenus dans la matrice ; aussi, si l'on ne veut pas que l'adjonction de fibres s'accompagne d'une augmentation du retrait, on doit faire en sorte que la mise en place des fibres n'entraîne pas une diminution de la compacité, ce qui, pour des questions de mise en œuvre revient à limiter le volume de fibres mis en place.

Vis-à-vis du retrait, le rôle important que jouent les fibres est surtout de s'opposer à la fissuration inhérente à ce phénomène.

L'effet des fibres sur le fluage en compression est négligeable. En traction, les fibres, en s'opposant au développement des fissurations diminuent le fluage, mais seulement en proportion de leur pourcentage en volume, qui est généralement très faible.

CHAPITRE III :

DETAILS EXPERIMENTAUX

3.1- CARACTERISATION DE LA FIBRE DE PALMIER :

3.1.1- Résistance à la traction :

Déterminer la résistance à la traction d'une fibre n'est pas chose facile.

Après avoir déterminé la section d'une fibre au microscope électronique, nous avons effectué un essai de traction directe sur plusieurs échantillons de fibres de différentes longueurs.

L'appareil utilisé, appartenant à la papeterie de Baba-Ali (CELPAP), est une machine qui permet de déterminer la résistance de bandes de papiers.

Les résistances et déformations à la rupture obtenues sont représentées sur le tableau qui suit :

Tableau 3.1 : Résistance à la traction des fibres

Longueur de la fibre (cm)	Résistance à la traction (MPa)	Déformation à la rupture (‰)
6	144.863 ± 37.994	21.583 ± 5.083
5	186.412 ± 83.119	19.067 ± 1.533
4	100.691 ± 22.877	15.875 ± 4.875
3	106.648 ± 30.346	20.833 ± 4.160
2	122.707 ± 32.184	24.300 ± 4.800
1	101.851 ± 9.259	22.334 ± 2.666

Remarques :

1°/ Il y a deux types de rupture :

- rupture de la fibre ;
- rupture par glissement.

2°/ En réalité nous avons testé des faisceaux de fibres.

3.1.2- Essai de durabilité :

Cet essai a pour but de déterminer la variation de la résistance des fibres au contact d'une solution cimentaire.

L'essai consiste à plonger des fibres dans une solution cimentaire et placer le tout dans une centrifugeuse. Après différentes durées d'immersion dans la solution, on détermine la résistance à la traction de ces fibres en les comparant à celle de fibres non plongées dans la solution.

Il s'est avéré que la résistance à la traction des fibres augmente après une immersion dans une solution cimentaire. Les pourcentages de variation sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau 3.2 : Essai de durabilité sur fibres de 2 cm longueur

Durée d'immersion dans la solution (heure)	Variation de la résistance à la traction (%)
3	35.733
6	41.396
24	24.662
30	12.588
48	10.889

Tableau 3.3 : Essai de durabilité sur fibres de 1 cm longueur

Durée d'immersion dans la solution (heure)	Variation de la résistance à la traction (%)
3	45.031
6	33.007
24	25.126
30	7.521
48	6.743

Remarque :

Nous constatons que, parmi les deux longueurs de fibres, l'optimum est atteint entre 3 et 6 heures d'immersion.

3.1.3- Masse volumique :

Déterminée de la même manière que pour les granulats (voir 3.2.2-....). Elle est de l'ordre de $100.5 \pm 17.5 \text{ kg/m}^3$

3.1.4- Masse spécifique :

Déterminée de la même manière que pour les granulats (voir 3.2.2-....). Elle est de l'ordre de $0.588 \pm 0.106 \text{ kg/l}$.

3.2- MATERIAUX UTILISES :

3.2.1- Choix des matériaux :

Dans le souci, de pouvoir réellement apprécier ou non l'ajout de fibres de palmier dans le béton, nous avons optimisé au maximum les matériaux utilisés [sable(s) et gravier(s)]. Pour cela, nous avons effectué une série de tests à différents matériaux de différentes provenances, selon leur disponibilité, pour en sélectionner les meilleurs.

Cette sélection est basée sur :

- Les caractéristiques géométriques des granulats ;

Le granulat étant un ensemble de grains, il peut déjà être caractérisé géométriquement par la dimension des grains, leur forme, leur angularité.

Le tableau suivant indique les caractéristiques spécifiées des granulats :

Caractéristique	Spécification	Influence sur le béton
Granularité	Fourniture de 2 (ou plus) classes granulaires	Optimisation de la formulation du béton en constituants solides
	Fixation de la plus grande dimension D_g du gros granulat	Plus D_g est grand plus le dosage optimal en ciment peut être réduit
	Fixation du D_s du sable	D_s doit être aussi proche que possible de la plus petite dimension d_g du gravillon. Si $D_s \geq d_g$, chevauchement des granulométries et augmentation de la porosité
	Fuseau granulométrique du gravillon	Peu d'influence
	Fuseau granulométrique du sable	Meilleure régularité de production du béton
Forme des grains	Coefficient d'aplatissement (teneur en plaquettes) du gravillon ou coefficient volumétrique moyen	Peu d'influence
Angularité	Roulé ou concassé	Le sable concassé peut parfois être défavorable

Tableau 3.4 : Caractéristiques géométriques spécifiées

Les gravillons et cailloux ne soulèvent guère de difficultés. Par contre, les spécifications qui concernent le sable risquent d'être causes de difficultés.

La courbe granulométrique du sable a une forte influence sur les propriétés du béton frais, on ne peut la corriger que par criblage et recombinaison, ce qui est coûteux, et n'est possible que dans une installation élaborée.

- La résistance mécanique des granulats ;

Du point de vue de la résistance mécanique, une roche peut être caractérisée comme un béton et avec les mêmes aléas, par sa résistance à la compression et à la traction, par son module de Young, etc. Ces caractéristiques ne sont pas déterminables sur un granulat, aussi a-t-on recours à des essais qui tentent d'imiter les sollicitations que subit un granulat dans un ouvrage.

La résistance mécanique du granulat n'intervient pas directement sur la porosité et la résistance mécanique du béton, mais elle peut influencer indirectement.

- Les caractéristiques physiques des granulats ;

On peut les classer en deux groupes :

- celles qui concernent le granulat lui-même, c'est-à-dire la masse volumique apparente, la masse volumique des grains, la porosité ;
- celles qui concernent la teneur en substances étrangères et nocives, c'est-à-dire les matières organiques, les sels solubles tels que les sulfates et les sulfures, les fines argileuses.

Sauf dans le cas particulier des granulats légers, la masse volumique apparente et la masse volumique des grains ne donnent pas lieu à spécification.

Restent les caractéristiques de teneurs en matières organiques, sulfates et sulfures, chlorures et fines argileuses. L'influence de ces caractéristiques sur le béton n'est pas négligeable.

En pellicules, l'argile empêche l'adhérence ciment-granulat ; elle fixe l'eau et peut empêcher l'hydratation du ciment ; en boulettes, elle peut en outre gonfler et provoquer des fissurations et des chutes de résistance.

Les quantités d'argiles suffisantes pour provoquer ces phénomènes sont très faibles parce que la surface spécifique des argiles est très grande. Ce qui explique que l'on soit généralement très exigeant en ce qui concerne la propreté des granulats destinés au béton.

3.2.2- Différents essais effectués :

Echantillonnage en laboratoires des granulats : (NF P18.553)

Un échantillon pris lors d'un essai quel qu'il soit, doit être représentatif ; c'est-à-dire, qu'il doit s'étendre sur toute la classe granulaire du matériau considéré.

C'est ainsi qu'avant chaque essai réalisé nous procédons à un échantillonnage ; pour cela, nous utilisons un échantillonneur.

Granulométrie des granulats : (NF P18.304)

La granularité est la distribution par dimension des grains d'un granulat. L'analyse granulométrique est la méthode d'essai qui a pour but de déterminer la granularité. Cette opération qui fait l'objet de normes dans la plupart des pays, consiste à passer le granulat sur une série de tamis à mailles carrées et à peser les refus sur chaque tamis. On trace ensuite la courbe granulométrique, courbe exprimant les pourcentages cumulés en poids de passant en fonction de la dimension des tamis.

Pour que cet essai soit représentatif, le poids P de l'échantillon du granulat à tamiser doit satisfaire la condition suivante :

$$200 D \leq P \leq 600 D$$

D étant la dimension du plus gros grain de ce granulat.

Module de finesse : (NF P18.304)

Le module de finesse est très utilisé pour caractériser la granularité des sables à béton par un seul chiffre : c'est le 1/100 de la somme des refus en pourcentages sur les différents tamis de la série suivante : 0.16 - 0.315 - 0.63 - 1.25 - 2.5 - 5 - 10 - 20 - 40 - 80

Des recherches récentes sur l'influence de la finesse des sables sur les diverses qualités du béton ont conduit à délimiter certains fuseaux de granularités admissibles tels que ceux représentés sur le tableau suivant :

Module de finesse	Remarques
2.2 - 2.8	Convient bien pour obtenir une ouvrabilité satisfaisante et une bonne résistance avec des risques de ségrégation limités.
1.8 - 2.2	Est à utiliser si l'on recherche particulièrement la facilité de mise en œuvre au détriment probable de la résistance.
2.8 - 3.2	Correspond à des sables à utiliser pour la recherche de résistances élevées, mais on aura, en général, une moins bonne ouvrabilité et des risques de ségrégation.

Tableau 3.5 : Normes pour le module de finesse

Coefficient d'aplatissement :

Ce coefficient est le pourcentage de grains dont la grosseur excède 1.56 fois l'épaisseur. La grosseur des grains est déterminée par l'analyse granulométrique. Le refus sur chaque tamis à mailles carrées est ensuite tamisé sur une grille à fentes parallèles d'ouvertures 1.56 fois plus petite que celle de la maille carrée correspondante. Les grains passant à travers la série de grilles à fentes parallèles correspondant à la série de tamis à mailles carrées utilisée sont bien les grains plats qu'il suffit de peser pour en déterminer le pourcentage pondéral.

La norme préconise un coefficient d'aplatissement inférieur à 30%.

Essai d'usure micro-Deval : (NF P18.572) (voir photo2)

L'essai micro-Deval est une variante de l'essai Deval, il estime la résistance à la fragmentation par chocs et à l'usure au contact de l'eau.

Il se pratique sur des gravillons 4/6.3 ou 6.3/10 ou 10/16.

500 grammes de gravillon sont placés avec une charge de 2 à 5 kg de billes d'acier de 10 mm de diamètre dans une jarre cylindrique remplie d'eau.

On fait tourner pendant 15 minutes et on récupère le passant P au tamis de 2 mm.

Le coefficient micro-Deval est :

$$MD = 100 \frac{P}{500}$$

Le coefficient micro-Deval est d'autant plus élevé que le granulat est moins bon. La norme NF P18.572 préconise un coefficient micro-Deval inférieur à 35%

Essai Los Angeles : (NF P18.573) (voir photo3)

L'essai Los Angeles estime la résistance à la fragmentation par chocs et à l'usure par frottements réciproques.

Il se pratique sur les classes granulaires 4/6.3 ou 6.3/10 ou 10/16 comme le micro-Deval.

On place un échantillon de 5 kg de granulat et 7 à 11 boulets de 417 g dans un tambour dont une génératrice intérieure est munie d'une plaque.

Lorsque le tambour tourne, le granulat et les boulets s'accumulent sur la plaque pendant une fraction de tour et retombent ensuite. Le nombre de tours et la vitesse sont précisés par le mode opératoire.

On récupère ensuite le passant P au tamis de 1.6 mm.

Le coefficient Los Angeles est :

$$LA = 100 \frac{P}{5000}$$

Le coefficient Los Angeles est d'autant plus élevé que le granulat est moins bon. La norme NF P18.573 préconise un coefficient Los Angeles inférieur à 40%.

La masse volumique apparente :

La masse volumique apparente est la masse du granulat occupant l'unité de volume, tous vides inclus.

On la détermine en calculant le quotient :

$$M_{VA} = \frac{P}{V} \text{ kg/m}^3$$

P étant le poids du granulat sec remplissant un récipient de volume V. Le remplissage se fait conformément au mode opératoire.

La masse volumique apparente était une donnée indispensable lorsque le dosage des constituants du béton se faisait en volume sur chantier. Actuellement, elle n'est indispensable à connaître que dans le cas des granulats légers.

La masse volumique des grains :

La masse volumique des grains est la masse du granulat sec occupant l'unité de volume, vides intergranulaires exclus ; elle est exprimée en kg/m^3 .

Pour la déterminer, il faut, après avoir pesé un échantillon de granulat sec, déterminer son volume à la balance hydrostatique.

Remarques :

Si le granulat est un sable, le volume est déterminé au picnomètre, sous vide, pour éliminer les bulles d'air entre les grains.

Il est indispensable de connaître la masse volumique des grains d'un granulat pour étudier la formulation d'un béton.

Teneur en fines argileuses (Propreté) : (NF P08.301)

La teneur en fines argileuses, également appelée propreté, est déterminée différemment dans le cas des granulats d/D (cailloux, gravillons) et dans celui des 0/D (sables).

Dans le cas des cailloux et gravillons, on lave l'échantillon sur le tamis de 500 μm ; c'est le pourcentage de passant à ce tamis qui constitue la teneur en fines argileuses.

Cet essai est généralement suffisant pour caractériser la propreté des granulats alluvionnaires. Dans le cas des concassés de calcaires tendres, les fines recueillies lors de cet essai peuvent ne pas être argileuses. On peut caractériser ces fines, du point de vue de la surface spécifique, par l'essai au bleu, sachant que la surface spécifique des argiles nocives est de l'ordre de 100 fois celle des fines calcaires.

La norme P18.301 prescrit que dans les granulats le pourcentage de vase, limon, argile et matières solubles susceptibles d'être éliminées par le lavage et décantations successives, ne doit pas excéder 5%. Pour certains ce pourcentage est beaucoup trop élevé, ils sont partisans de ne pas dépasser 1.5% dans les granulats pour bétons de qualité.

Essai au bleu de méthylène : (NF P18.592) (voir photo4)

L'essai au bleu de méthylène a pour but de mesurer la capacité des éléments fins d'un sable à absorber du bleu de méthylène. Ce dernier étant absorbé préférentiellement par les argiles, les matières organiques et les hydroxydes de fer ; cette capacité rend compte globalement de l'activité de surface de ces éléments.

On appelle « valeur au bleu » des fines, la quantité de bleu de méthylène absorbée par 100 grammes de fines.

L'essai consiste à mesurer par dosage la capacité d'absorption d'un matériau. On injecte successivement des doses élémentaires d'une solution de bleu de méthylène dans le bain aqueux contenant la prise d'essai. On contrôle l'absorption du bleu après chaque ajout en effectuant une tache sur un papier filtre.

Pour un simple contrôle de conformité la quantité de bleu spécifiée est injectée en une seule fois.

Des études ont montré expérimentalement, que si les grains de granulat sont enrobés d'une gangue argileuse, la mise en œuvre du béton est rendue beaucoup plus difficile, d'une part, l'adhérence des grains à la pâte de ciment est très altérée, d'autre part.

Essai d'équivalent de sable : (NF P18.598)

Dans le cas des sables, on procède à l'essai d'équivalent de sable. Cet essai consiste à plonger un poids défini de sable dans une solution floculante. Après agitation, on laisse décanter le mélange pendant 20 minutes. Ensuite, on mesure la hauteur, dans l'éprouvette normalisée, du sédiment H_1 et du sédiment + floculat H_2 . Le résultat :

$$ES = \frac{H_1}{H_2} 100$$

L'ES est d'autant plus élevé que la teneur en argile est plus faible.

L'essai d'équivalent de sable ne donne pas d'indication sur la nature des fines contenues dans le sable : par exemple, une même valeur peut être obtenue avec une forte quantité de fines non argileuses ou une petite quantité de fines argileuses. Il faudra donc, surtout en cas d'utilisation de sable de concassage, compléter l'équivalent de sable par la teneur en fines $< 80 \mu\text{m}$, et par l'essai au bleu lorsque l'équivalent de sable se situe en dessous des valeurs normalement admises.

Un sable est dit propre à faible pourcentage de fines argileuses convenant parfaitement pour les bétons de haute qualité lorsque son équivalent sable est compris entre 70 et 80%. (valeur optimal ES piston = 75%)

3.2.3- Résultats obtenues :

Légende :

Pour les graviers 3/8 ou 8/15

Echantillon	Provenance	Concassage
1	Carrière JOBERT	Carrière JOBERT
2	Carrière JOBERT	Carrière JOBERT
3	Carrière JOBERT	ENGOA (Mohammadia)

Pour les sables 0/5

Echantillon	Provenance
1	Baba-Ali
2	Akbou
3	Bousaâda

Granulométrie :

Tableau 3.6 : Granulométrie /Gravier (s) 3/8

Série de tamis (mm)	Pourcentages en volumes absolus de matières passant au travers des tamis (%)		
	Echantillon n°1	Echantillon n°2	Echantillon n°3
8	98.802	97.970	96.458
6.3	93.668	91.160	84.090
5	75.607	55.800	56.794
3.15	37.607	5.270	6.034

Tableau 3.7 : Granulométrie / Gravier (s) 8/15

Série de tamis (mm)	Pourcentages en volumes absolus de matières passant au travers des tamis (%)		
	Echantillon n°1	Echantillon n°2	Echantillon n°3
16	100	100	100
12.5	93.985	96.650	97.886
10	58.793	53.050	71.000
8	23.749	21.640	29.900

Tableau 3.8 : Granulométrie / Sable (s) 0/5

Série de tamis (mm)	Pourcentages en volumes absolus de matières passant au travers des tamis (%)		
	Echantillon n°1	Echantillon n°2	Echantillon n°3
5	100	100	-
3.15	-	80.925	-
2	75.183	67.559	-
1	54.455	45.799	-
0.5	24.597	22.606	-
0.315	-	12.581	-
0.2	8.621	7.589	-
0.1	4.649	-	-
80 μ	4.297	1.781	-

Module de finesse :

	Echantillon 1	Echantillon 2	Echantillon 3
Module de finesse	3.28	3.26	-

Tableau 3.9 : Module de finesse / Sable (s) 0/5

Coefficient d'aplatissement :

	Echantillon 1	Echantillon 2	Echantillon 3
Coefficient d'aplatissement (%)	-	-	28.15

Tableau 3.10 : Coefficient d'aplatissement / Gravier (s)

Micro-Deval :

Classe du gravier	Coefficient micro-Deval MD (%)		
	Echantillon 1	Echantillon 2	Echantillon 3
4/6.3	31.368	24.910	23.750
6.3/10	25.638	25.060	24.100
10/16	25.480	24.900	23.880

Tableau 3.11 : essai micro-Deval /Gravier (s)

Los Angeles :

Classe du gravier	Coefficient Los Angeles LA (%)		
	Echantillon 1	Echantillon 2	Echantillon 3
4/6.3	-	30.460	30.250
6.3/10	-	31.880	29.125
10/16	-	33.750	28.755

Tableau 3.12 : essai Los Angeles / Gravier (s)

Teneur en fines argileuses : (propreté)

Classe du gravier	Pourcentage de propreté (%)		
	Echantillon 1	Echantillon 2	Echantillon 3
3/8	14.112	1.963	0.736
8/15	2.716	1.569	0.479

Tableau 3.13 : essai de propreté / Gravier (s)

Valeur au bleu de méthylène :

Sable	Valeur au bleu
Echantillon 1	0.05
Echantillon 2	0.05
Echantillon 3	-

Tableau 3.14 : valeur au bleu**Equivalent de sable :**

Sable	Equivalent de sable ES (%)
Echantillon 1	53.733 ± 3.433
Echantillon 2	71.576 ± 2.254
Echantillon 3	64.080 ± 2.180

Tableau 3.15 : Equivalent sable**Poids spécifique au picnomètre :**

Granulat	Poids spécifique
Sable 0/5 (Echantillon 1)	-
Sable 0/5 (échantillon 2)	2.64
Sable 0/5 (Echantillon 3)	-
Gravier 3/8 (échantillons 1, 2 et 3)	2.63
Gravier 8/15 (échantillon 1, 2 et 3)	2.66

Tableau 3.16 : Poids spécifique

Commentaires :

Les échantillons 1 et 2 pour les graviers, sont hors normes.

Rien qu'au niveau de la granulométrie les classes s'étendent jusqu'au tamis 80 μ ; ceci est dû à une mauvaise gestion au niveau de la carrière Jobert et à la défection des tamis. Il y a eu colmatage et goujonage, qui sont la conséquence d'une exploitation par temps de pluie.

L'échantillon 3 pour les graviers sera donc retenu pour la suite de l'expérimentation.

Pour le sable, l'échantillon 2 est relativement le plus approprié.

3.3- FORMULATION D'UN BETON ORDINAIRE :

3.3.1- Méthodes de composition des bétons :

Deux théories sont actuellement en présence.

Celle qui préconise un béton dit continu, la courbe granulométrique du mélange ne présentant pas alors de discontinuité. Celle qui préconise un béton dit discontinu où l'on admet une discontinuité dans la courbe granulométrique du mélange c'est-à-dire que l'on admet l'absence d'une certaine gamme de granulats.

a\ Méthodes à granulométrie continue :

- Méthode de BOLOMEY :

La méthode de Bolomey utilise des courbes granulométriques continues englobant à la fois le granulat et le ciment. Le pourcentage en poids d'éléments passant à travers la passoire de diamètre d (mm) est donnée par la formule :

$$P \% = A + (100 - A) \sqrt{\frac{d}{D}}$$

D désignant la grosseur maximum du granulat (mm), et A un coefficient donné par le tableau ci-après :

Consistance du béton	Nature du granulat	
	Roulé	Concassé
Sec (béton vibré)	8 à 10	10 à 12
Plastique (non vibré)	10	12
Mou (béton coulé)	12 à 14	14 à 16

Tableau 3.17 : Coefficient A

- Méthode de FAURY :

La méthode de Faury consiste à représenter la granulométrie par deux tronçons de droites dans un diagramme où les abscisses sont proportionnelles à d .

Les coordonnées des points L, M, N qui délimitent les deux tronçons sont :

$$L \quad \left| \begin{array}{l} 0.0065 \\ 0 \end{array} \right.$$

$$\begin{array}{l}
 M \left| \begin{array}{l} D/2 \\ \\ A + 17 \sqrt[3]{d} + \frac{B}{\frac{R}{D} - 0.75} \end{array} \right. \\
 \\ \\
 N \left| \begin{array}{l} D \\ \\ 100 \end{array} \right.
 \end{array}$$

La valeur A varie de 16 à 20 pour un granulats roulés et un béton vibré, jusqu'à 38 pour des concassés et un béton très fluide. B est un coefficient variant de 1 (vibration puissante) à 2 (béton très fluide). R est le rayon moyen du moule ou du coffrage, D la dimension maximale du granulats.

Méthode de JOISEL :

La méthode de Joisel dérive, comme celle de Faury, des travaux de Caquot ; elle est à la fois graphique et expérimental, utilisant des abaques qui tiennent compte des caractéristiques du granulats, des conditions de mise en œuvre. Facile à appliquer, cette méthode donne de bons résultats à condition d'augmenter d'au moins 10% le dosage en ciment qui en résulte.

b) Méthodes à granulométrie discontinue : (Méthode de VALLETTE)

La méthode de Vallette est expérimentale, et tient compte des conditions réelles du chantier ; elle consiste à réaliser d'abord un mortier aussi plein que possible, puis, avec le gravillon un béton plein, qui présente aussi un minimum de sable.

c) Méthodes applicables aux bétons continus et discontinus :

Cette méthode mise au point au centre d'essai de structures de Saint-Rémy-les Chevreuses sous l'initiative de Mr DREUX, est une synthèse des diverses théories existantes sur la composition des bétons, appuyée sur un examen statistique de nombreux chantiers sérieusement contrôlés.

Son but est de définir d'une manière simple et rapide une première formulation de béton en fonction des deux paramètres principaux : résistance et ouvrabilité.

La formulation définitive étant obtenue par quelques gâchées d'essais permettant d'ajuster au mieux la formule théorique du béton en fonction des qualités désirées et des matériaux réellement employés.

3.3.2- Méthodes de composition employées :

Les bétons continus sont souvent plus plastiques, donc assez faciles à mettre en place ; à dosage de ciment égal, ce ne sont pas les bétons les plus résistants, mais ils sont plus réguliers, compte tenu de la diminution du risque d'un défaut de serrage à la mise en œuvre.

En revanche, les bétons discontinus sont plus résistants à dosage en ciment égal. A la mise en place, ils présentent plus de vides, et exigent pratiquement une bonne vibration.

C'est ainsi que nous avons opté pour la méthode de Faury⁽¹⁾, qui a donné les dosages suivants :

Ciment	350 kg/m ³
Sable 0/3	43%
Gravier 3/8	12%
Gravier 8/15	45%
Eau	192.5 l/m ³

Une fois la première gâchée réalisée, nous nous sommes rendus compte que la résistance à la compression était faible. Ceci est peut être dû au fait que nous nous sommes limités à une classe de gravier inférieur à 15 mm.

Nous avons eu recours à la méthode du fuseau (Bolomey – Vallette), qui a donné des résultats satisfaisants (Nous avons corrigé la première formulation, celle de Faury, en essayant d'augmenter le pourcentage de gravier (s) tout en ajustant la courbe du mélange dans le fuseau, dit fuseau Bolomey-Vallette). Les dosages obtenus sont les suivants :

Ciment	350 kg/m ³
Sable 0/3	30%
Gravier 3/8	15%
Gravier 8/15	55%
Eau	192. l/m ³

Résistances obtenues en compression : ⁽²⁾

Méthodes de composition	Résistance en compression (MPa)		
	à 03 jours	à 07 jours	à 28 jours
Méthode de Faury	9.946 ± 0.498	12.522 ± 1.162	22.122 ± 3.677
Méthode du fuseau	11.451 ± 0.216	17.185 ± 0.235	27.665 ± 1.060

Tableau 3.18 : Résistance en compression / deux formulations

⁽¹⁾ Voir courbes granulométriques en Annexe 3 page XIX

⁽²⁾ Voir Annexe 3 pages XX et XXI

3.4- FORMULATION D'UN BETON DE FIBRES DE PALMIER :

3.4.1- Choix du procédé expérimental :

L'étude expérimentale des caractéristiques mécaniques du béton de fibres, pose deux grandes questions quant au choix des procédures d'essais inhérentes aux modifications que la présence de fibre apporte dans le béton.

La première question concerne le choix du matériau de référence permettant de juger de l'influence des fibres (quantité, forme géométrique, propriétés mécaniques...) sur le comportement mécanique du béton de fibres. Evidemment, ce choix ne peut-être autre que le béton sans fibres.

Or, l'addition de fibres dans un béton courant change complètement le comportement rhéologique du mélange frais, de telle manière que, dans certains cas, la mise en œuvre est compromise. Une adaptation de la composition du béton en fonction de la qualité et de la forme des fibres ajoutées, devient alors nécessaire. Dans ce cas, la matrice en béton ne correspond plus à un béton courant. D'une façon générale, son comportement mécanique est d'autant plus affecté que la nouvelle composition s'éloigne de la composition initiale.

Même l'addition de faibles quantités de fibres qui, à priori, ne nécessite pas une adaptation de la composition, provoque une chute de la maniabilité, conduisant ainsi à des performances mécaniques de la matrice réduites par rapport au béton sans fibres.

En toute rigueur, l'addition des fibres devrait être associée à une modification de la composition du béton non seulement pour rétablir une bonne ouvrabilité du mélange mais aussi pour maintenir les mêmes performances mécaniques de la matrice. Mais, une telle modification pose des difficultés insurmontables de réalisation et de contrôle, sans oublier que les paramètres du béton dépendant de la quantité de ciment, ne sont plus comparables.

La question du matériau de référence ne peut donc être tranchée qu'en fonction du contexte de l'étude.

Dans le cas de l'étude présentée par la suite, les deux concepts évoqués précédemment : même composition de la matrice et même ouvrabilité par adaptation de la matrice à la présence de fibres, font partie des choix retenus pour le matériau de référence, qui permette de porter des éléments de jugement sur cette question.

La deuxième question posée, concerne le choix du mode opératoire des essais mécaniques permettant l'étude du comportement du béton de fibres. Comme au sujet du matériau de référence, le choix le plus simple consiste à effectuer les essais suivant le mode défini pour le béton sans fibres ; habituellement, deux modes d'essais sont réalisés sur le béton :

- des essais à vitesse de déformation contrôlée, permettant de caractériser les différentes phases du comportement mécanique (élastique, plastique) et le mode de rupture ;
- des essais à vitesse de charge contrôlée, permettant de déterminer les valeurs maximales de l'effort supporté par le corps d'épreuve.

3.4.2- Caractérisation du béton renforcé de fibres de palmier :

Comme pour tous les bétons, la formulation doit être définie avec le plus grand soin et les grandeurs caractéristiques sont classiques et bien connues.

- La granularité ou le fuseau granulaire du squelette ;
- Les dosages en sable (s), gravier (s), ciment, eau et éventuellement en filler ;
- La présence d'adjuvant (plastifiant ou fluidifiant et leur dosage).

L'ouvrabilité du matériau frais sera mesurée au flow test et au cône d'Abrams pour des raisons citées auparavant. (chapitre II)

La caractérisation des bétons durcis renforcés de fibres nécessite de définir les corps d'épreuve, sur lesquels seront mesurés les grandeurs spécifiques du matériau, et techniques d'essai.

Cela soulève, actuellement, certaines questions à propos :

- Du type du corps d'épreuve (éprouvettes classiques, poutre, plaque, coque...) ;
- De la géométrie des corps d'épreuve (épaisseur, élancement...) ;
- Du type de chargement (réparti, ponctuel) et sa vitesse ;
- Du mode d'avertissement (en effort, en déplacement ou en module mixte) ;
- Et aussi du mode d'introduction du matériau (dans le coffrage) car celui-ci est structuré, organisé, tant par les parois que par la vibration ou les procédures de mise en œuvre.

3.4.3- Type, géométrie et quantité des corps d'épreuve :

Le but consiste à caractériser le matériau béton renforcé de fibres de palmier, quasi indépendamment de la structure :

- D'une part pour effectuer un choix parmi la panoplie de matériaux et de dosages en renfort proposés ;
- D'autre part pour contrôler les matériaux mis en œuvres (En effet, il faut définir des critères de jugement permettant d'accepter ou de refuser un matériau).

Il va de soi que les corps d'épreuve doivent rester de dimensions modestes afin d'être testé en laboratoire sans surcoûts exorbitants de manutention, de transport et d'essai.

Néanmoins, selon la disponibilité des corps d'épreuve au niveau du laboratoire génie civil de l'Ecole Nationale Polytechnique, nous avons opté que, pour chaque formulation réalisée, nous allons effectuer une série de tests : compression simple, compression diamétrale (fendage - essai Brésilien), traction par flexion. Nous avons prévu pour chaque test trois éprouvettes de béton renforcé de fibres de palmier et trois autres éprouvettes de béton témoin.

Ce qui fait que, pour chaque formulation il y aura :

Tableau 3.19 : Quantité de corps d'épreuve par formulation

	Béton renforcé de fibres de palmier	Béton témoin
Eprouvettes cylindriques - $\phi 16 \times 32\text{cm}$	06	06
Eprouvettes prismatiques ($10 \times 10 \times 40$) cm^3	03	02*

* : pas assez d'éprouvettes prismatiques.

Ainsi la manutention, bien que délicate, reste néanmoins réalisable à deux personnes.

3.4.4- Application à la caractérisation du béton renforcé de fibres de palmier :

L'objectif premier est de situer le comportement d'un béton renforcé de fibres de palmier par rapport à un «béton blanc» c'est à dire non renforcé, afin de quantifier l'apport des fibres.

Plusieurs éprouvettes ont été confectionnées pour trois dosages différents 15, 20 et 25kg de fibres / m^3 de béton. La matrice a été conservée, volontairement, parfaitement identique pour tous les bétons renforcés de fibres, avec la formulation suivante :

CPJ45	350	kg/m^3
Eau E ₁	192	l/m^3
Filler	-	
Sable 0-5	208.350	kg/m^3
Gravier 3-8	104.175	kg/m^3
Gravier 8-15	381.975	kg/m^3
Adjuvants	-	
Eau E ₂	fonction du dosage en fibres	

Malaxage : (voir photo 8)

Les fibres ont été introduites après réalisation de la matrice sans eau de gâchage E₁. Une quantité d'eau E₂ a été ajoutée lors du gâchage pour pallier le phénomène d'absorption d'eau de la fibre .

Les fibres doivent être distribuées de façon homogène dans le mélange, afin d'éviter certains phénomènes tels que :

- agglomération de fibres ou formation de pelotes de fibres (oursins) si les fibres sont introduites dans le mélange sans précaution particulière ;
- distribution hétérogène (temps de malaxage trop court) ;
- formation de pelotes de fibres si la durée de malaxage a été trop longue.

Mise en œuvre :

Le déversement du béton doit s'effectuer de telle sorte que le moule se remplisse aisément.

La mise en œuvre à l'aiguille vibrante est à déconseiller du fait de l'orientation préférentielle des fibres et de l'effet de cheminée. Il est préférable d'utiliser des vibreurs de coffrage et des règles vibrantes.

Les corps d'épreuve ont été mis en œuvre selon une procédure fixée par nous-mêmes. Lors du malaxage, nous avons observé une faible maniabilité du béton renforcé de fibres, d'où le choix de couler en 05 couches, avec une bonne (pour ne pas dire vibration poussée) vibration tout en évitant la remontée de laitance.

Comme toujours, il faut tout particulièrement veiller à l'étanchéité des moules, car toute fuite de laitance entraîne un phénomène de convection d'air déclenchée par la vibration, qui, en général, est préjudiciable à la qualité du béton.

a) Essais effectués sur béton frais :

Mesure de la densité réelle du béton frais :

Cette mesure a pour but de vérifier si avec les dosages pratiqués pour la fabrication du béton on obtient bien un mètre cube de béton.

L'obtention d'une densité réelle supérieure à la densité théorique indique que l'on obtient moins d'un mètre cube, et le béton a un dosage en ciment plus riche que celui prévu, réciproquement lorsque la densité réelle est inférieure à la densité théorique, la composition donne plus d'un mètre cube, et le béton est sous dosé en ciment.

Les corrections à apporter sur la composition du béton s'effectuent sur le sable et le gravier.

Slump test :

Un récipient tronconique ou cône d'Abrams est rempli de béton en 4 couches d'égales épaisseur, le compactage s'effectuant par piquage à l'aide d'une tige pointue de 16 mm de diamètre à raison de 25 coups par couche.

Après avoir arasé le béton, le récipient est retiré verticalement. La mesure porte sur l'affaissement de l'échantillon. L'affaissement de référence est donné par le tableau ci-dessous :

Plasticité du béton	Slump test
	Affaissement en cm
Très ferme	≤ 2
Ferme	3 à 5
Plastique	6 à 9
Mou	10 à 13
Très mou à liquide	>13

Tableau 3.20 : Normes / Slump test

Flow test :

Le récipient également tronconique est placé sur une table à secousses.

Après confection de l'échantillon et enlèvement du récipient, le béton subit 15 coups en 15 secondes. La mesure porte sur le diamètre moyen. L'étalement est calculé en pour cent :

$$E = \frac{(D - 10.5)}{10.5} 100$$

En fonction de l'étalement le tableau ci-dessous donne la plasticité :

Plasticité du béton	Flow test
	Etalement %
Très ferme	10 à 30
Ferme	30 à 60
Normale	60 à 80
Molle	80 à 100
Très molle à liquide	100

Tableau 3.21 : Normes / Flow test

b) Essais effectués sur béton durci :**Essai de résistance à la compression :**

C'est évidemment le plus connu des essais mécaniques.

Les dimensions, la confection, la conservation et la rectification des éprouvettes, ont une influence très importante sur les résultats d'essai. Il en est de même pour la conduite de l'essai lui même.

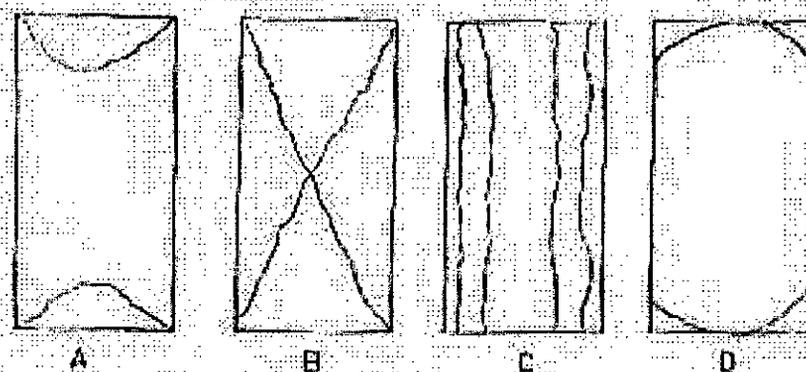
Pour obtenir les résultats les plus significatifs, il conviendra de maîtriser au maximum les points suivants :

- **Confection des éprouvettes ;** étape qui est à l'origine d'une part importante de la dispersion des essais ; cette étape est malheureusement trop souvent négligée.

Quatre points principaux sont à surveiller :

- le compactage ;
 - l'arasage ;
 - la disposition de l'élément supérieur de protection ;
 - le stockage horizontal.
- **Conservation des éprouvettes ;** Pour les essais de recherches et ceux d'études, de convenance et de contrôle, la conservation se fait dans l'eau à 20°C, pourvu que l'eau soit renouvelée de temps à autre. (voir photo 10)
 - **La rectification, incidence sur la rupture ;** Des surfaçages différents donnent des comportements à la rupture différents.

Différentes formes de rupture obtenues suivant le type de surfaçage
 Résistance basse $R_b < 5 \text{ Mpa}$ Résistance R_b habituelle



Référence	Surfaçage
A	Soufre
B	Soufre
C	Soufre + graisse spéciale
D	Néoprène pour appui

L'examen des diverses formes de rupture met en évidence la nécessité de retenir un mode unique de rectification pour tous les laboratoires, afin d'obtenir des résultats comparables.

Le surfaçage en soufre est aujourd'hui très répandu. Il ne faut pas voir là le mode de rectification « le meilleur ». Mais il est commode, assez économique, et, de ce fait, assez facile à généraliser.

Certains préfèrent désigner l'essai par « essai d'écrasement » plutôt que par « essai de compression ».

- **Choix et réglages de la presse ;** Ces caractéristiques ont une influence indiscutable sur les résultats; on notera en particulier, l'état de surface des plateaux, la « raideur » de la machine, le dispositif de manœuvre de mise en charge. (voir photo 15)
- **Centrage de l'éprouvette ;** Un bon centrage est une opération facile, mais nécessaire.
- **Vitesse de montée en charge ;** Le comportement du béton en compression n'étant pas purement élastique, le résultat dépendra de la vitesse de montée en charge.

Essais de résistance à la traction :

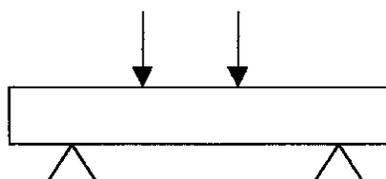
Trois essais sont utilisés pour la traction :

- la flexion ;
- le fendage (essai Brésilien quand il s'agit des cylindres) ;
- la traction directe ; ce dernier ne sera pas effectué.

Ces trois essais sont normalisés dans la plupart des pays.

Essai de traction par flexion :

C'est l'essai le plus connu et le plus utilisé des trois, il permet de reproduire le type de sollicitation en traction le plus fréquent : la flexion.

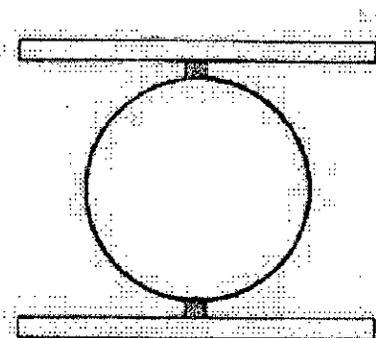


Principe :

L'essai de traction par flexion est réalisé en disposant l'éprouvette prismatique sur deux rouleaux inférieurs distants de trois fois le côté de la section carrée. Deux rouleaux supérieurs appliquent la charge sur l'éprouvette ; ils sont distants d'une fois le côté du prisme. (voir photo 16)

Essai de traction par fendage :

Essai Brésilien ou essai de compression diamétrale, se fait sur éprouvettes cylindriques.

**Principe :**

L'éprouvette est couchée entre les deux plateaux d'une presse de compression afin de solliciter en compression deux génératrices opposées.

Dans le but de bien répartir la charge sur les génératrices, deux réglettes de contre plaqué de 5 mm d'épaisseur sont disposées entre l'éprouvette et les plateaux de chargement.

Dans l'essai de traction par fendage, l'effort de compression appliqué développe des contraintes de traction à l'intérieur de l'éprouvette suivant un plan médian.

La mesure du module d'élasticité : (voir photo 17)

Il existe des relations plus ou moins empirique entre le module de Young et la résistance à la compression. La mesure demeure cependant nécessaire dans bien des cas.

Comme cette mesure s'accompagne presque toujours de la détermination d'une courbe contrainte-déformation jusqu'à rupture, il est donc possible de connaître également la déformation relative du béton pour une contrainte quelconque située au-delà de la phase élastique jusqu'à la contrainte de rupture.

Un extensiomètre est nécessaire pour effectuer ce genre de mesure sur des éprouvettes de formes diverses.

Après surfacage normal des éprouvettes, les phases successives de l'opération sont les suivantes :

- essai à rupture d'une éprouvette du béton considéré afin de connaître la contrainte de rupture σ_r ;
- disposition des jauges sur une deuxième éprouvette et de l'ensemble entre les plateaux de la presse ;

- réalisation de 5 cycles (chargement - déchargement) à $0.25 \sigma_r$ avec ou sans enregistrement, qui permettent d'éliminer la déformation résiduelle ;
- positionnement à zéro sur le papier millimétré ;
- mise en charge à 0.5 MPa par seconde avec enregistrement de la courbe jusqu'à rupture ;
- tracé manuel de la pente en phase élastique sur le graphe et détermination de E.

Mesure du coefficient de poisson :

Sur la même éprouvette que celle utilisée pour la détermination du diagramme contrainte-déformation longitudinale, il est possible de procéder simultanément à la détermination du diagramme contrainte-déformation transversale.

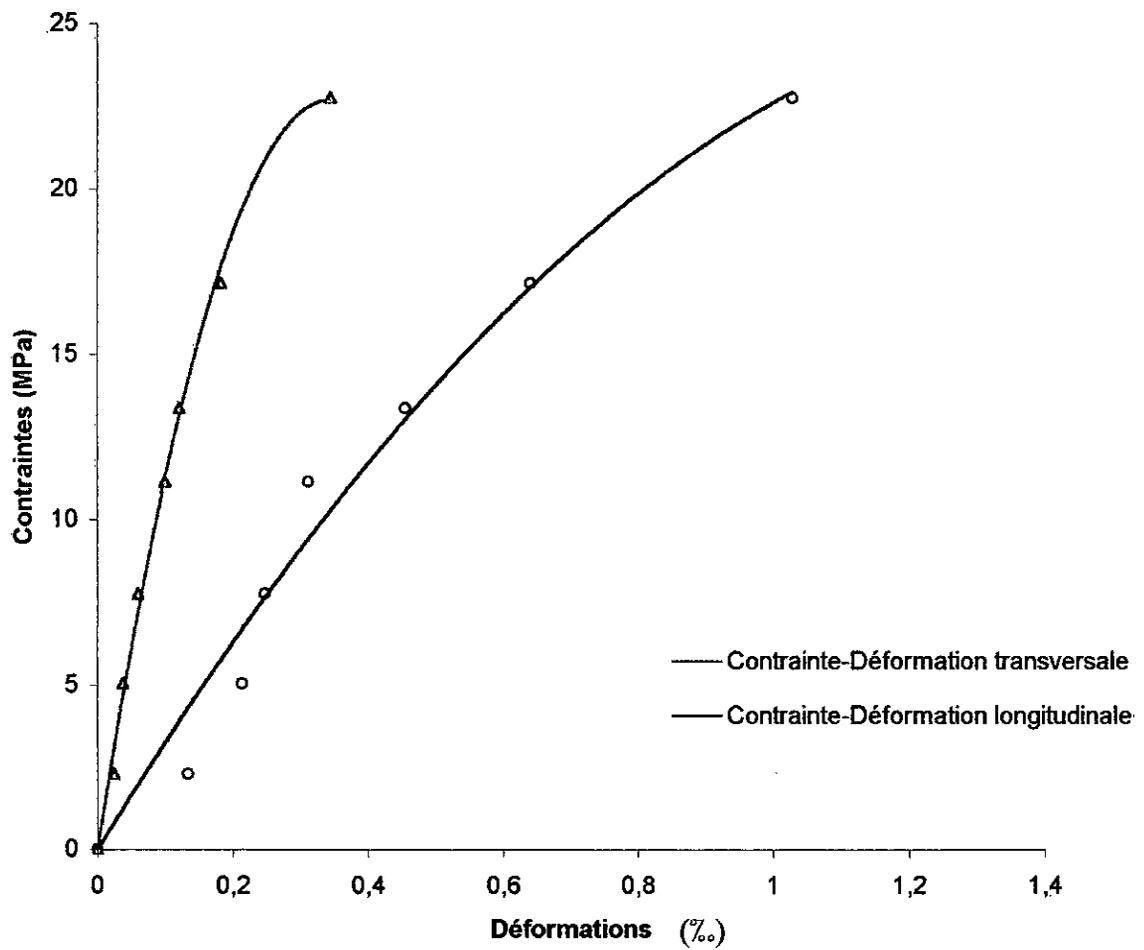
Le rapport de la déformation transversale sur la déformation longitudinale donne la valeur du coefficient de poisson.

La mesure des déformations transversales se réalise assez bien à l'aide de deux jauges à fil résistant collées en vis à vis et perpendiculairement à l'axe du cylindre.

CHAPITRE IV :

RESULTATS EXPERIMENTAUX SUR LE COMPORTEMENT
MECANIQUE

Graphe 4.1: Courbes (Contrainte-Déformation) BT15 à 14 jours
(Contrainte à la rupture = 27.115 MPa)



Vu les faibles résistances obtenues pour les dosages en fibres 15, 20 et 25 kg/m³, il a été décidé de réaliser deux autres formulations à dosage en fibres plus faible.

Les pourcentages retenus sont de l'ordre de 0.35 % et 0.70 % en volume (du béton). Pour avoir une bonne répartition des fibres dans le béton, leur longueur a été fixée à 0.5 cm.

Evidemment, le matériau de référence permettant de juger les résultats qu'on obtiendra sera toujours un béton blanc (sans fibres), qui cette fois-ci est le même pour les deux formulations.

La série d'essais mécaniques sera la même que précédemment, sauf qu'elle sera réalisée à 7 et 14 jours pour noter s'il y a éventuellement une variation.

Les résistances obtenues sont portées sur les tableaux ci-dessous :

Tableau 4.2
Résistances obtenues à 7 jours
Fibres de 0.5 cm

	Compression			Résistance à la flexion	Résistance au fendage
	Résistance (MPa)	Module de Young (MPa)	Coefficient de poisson		
B0	21.0271 ± 0.471	34013.605	0.387	1.764	1.770 ± 0.045
B0.35	17.351 ± 0.682	28318.69	0.289	2.223 ± 0.027	2.005 ± 0.308
B0.70	18.837 ± 0.934	27785.492	0.222	2.277 ± 0.063	2.387 ± 0.463

Tableau 4.3
Résistances obtenues à 14 jours
Fibres de 0.5 cm

	Compression			Résistance à la flexion	Résistance au fendage
	Résistance (MPa)	Module de Young (MPa)	Coefficient de poisson		
B0	27.595 ± 0.602	31847.133	0.314	2.232	2.248 ± 0.064
B0.35	21.995 ± 0.811	25177.945	0.372	2.470 ± 0.014	2.704 ± 0.0119
B0.70	23.330 ± 1.518	26324.345	0.366	2.610 ± 0.038	3.053 ± 0.135

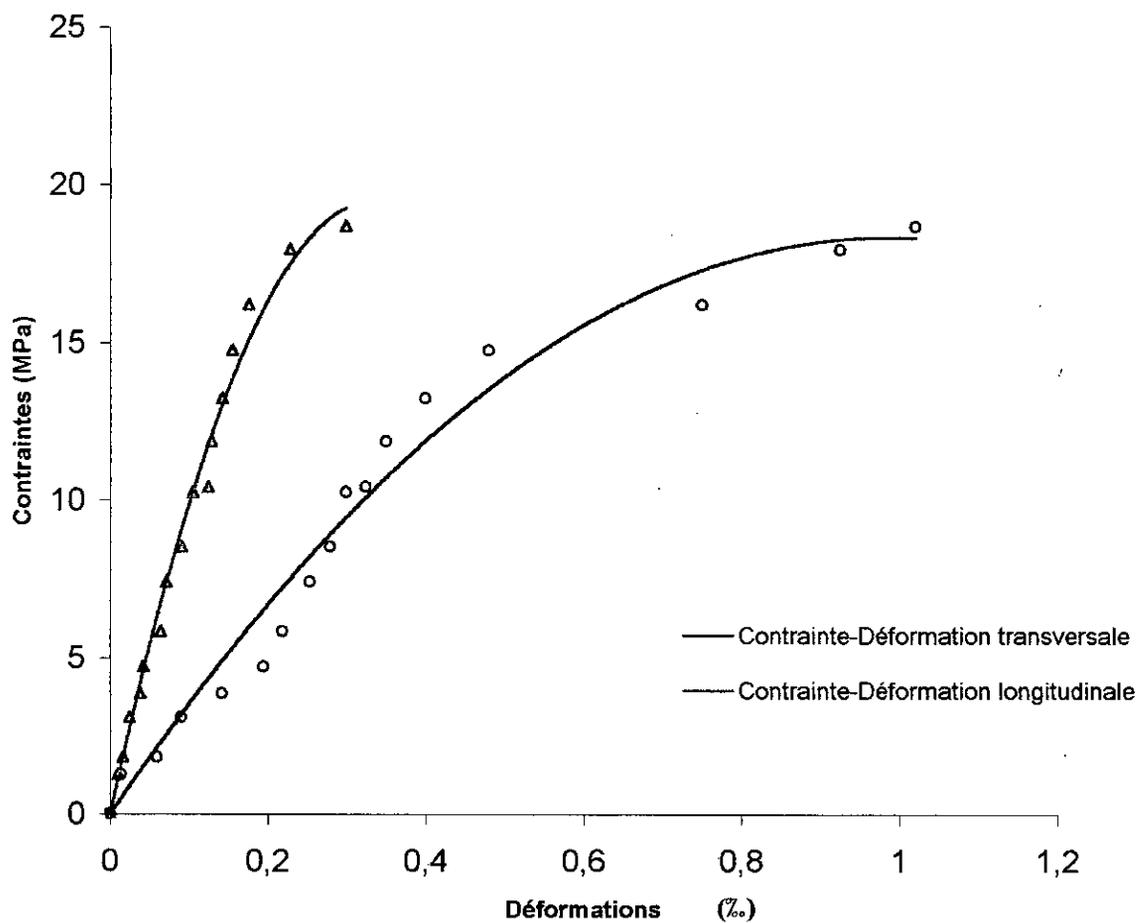
Légende :

B0 : Béton témoin

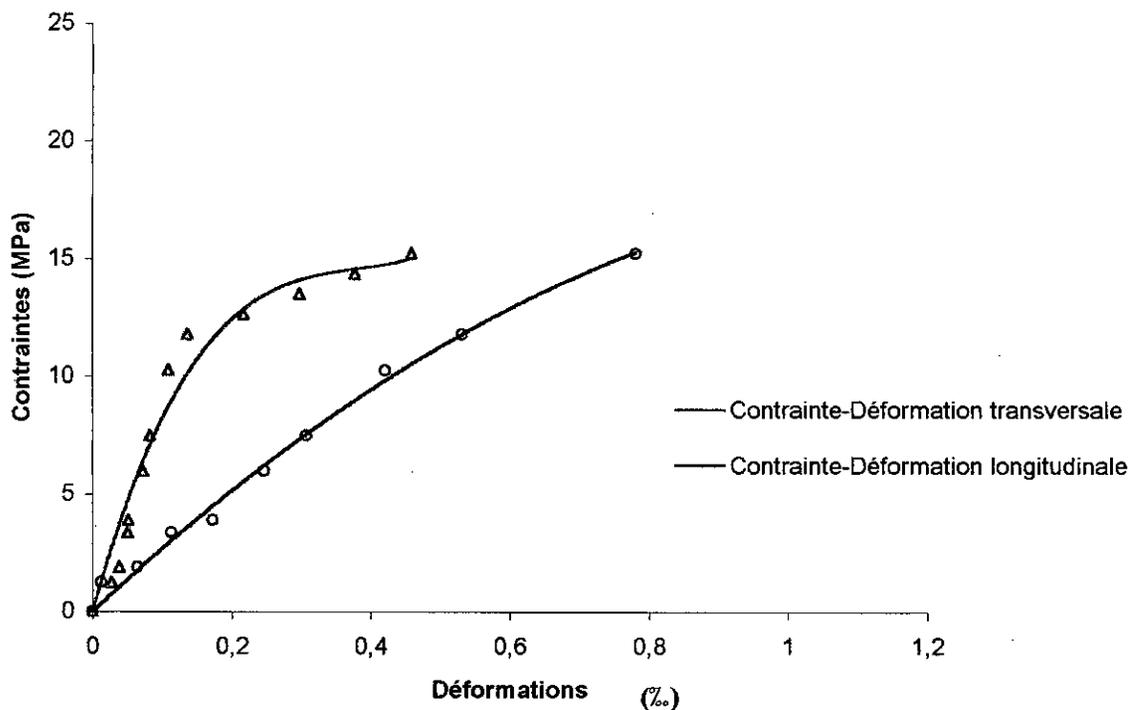
BF0.35 : Béton de fibres (0.5 cm) dosé à 0.35% du volume

BF0.70 : Béton de fibres (0.5 cm) dosé à 0.70% du volume

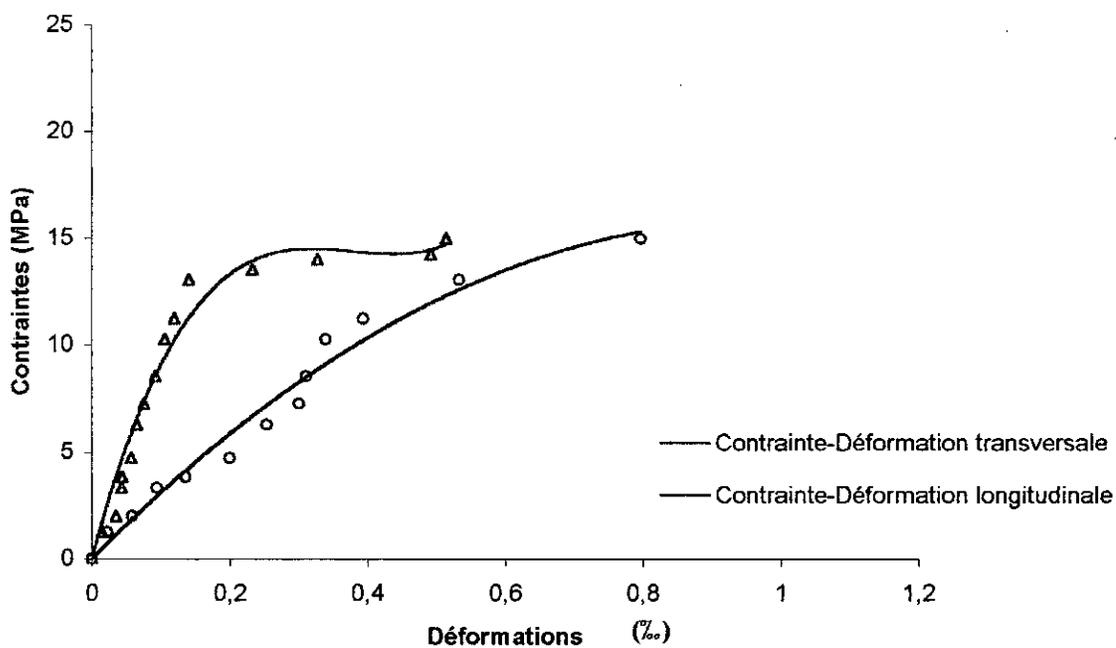
**Graphe 4.2: Courbes (Contrainte-Déformation) B0 à 7 jours
(Contrainte à la rupture = 20.556 MPa)**



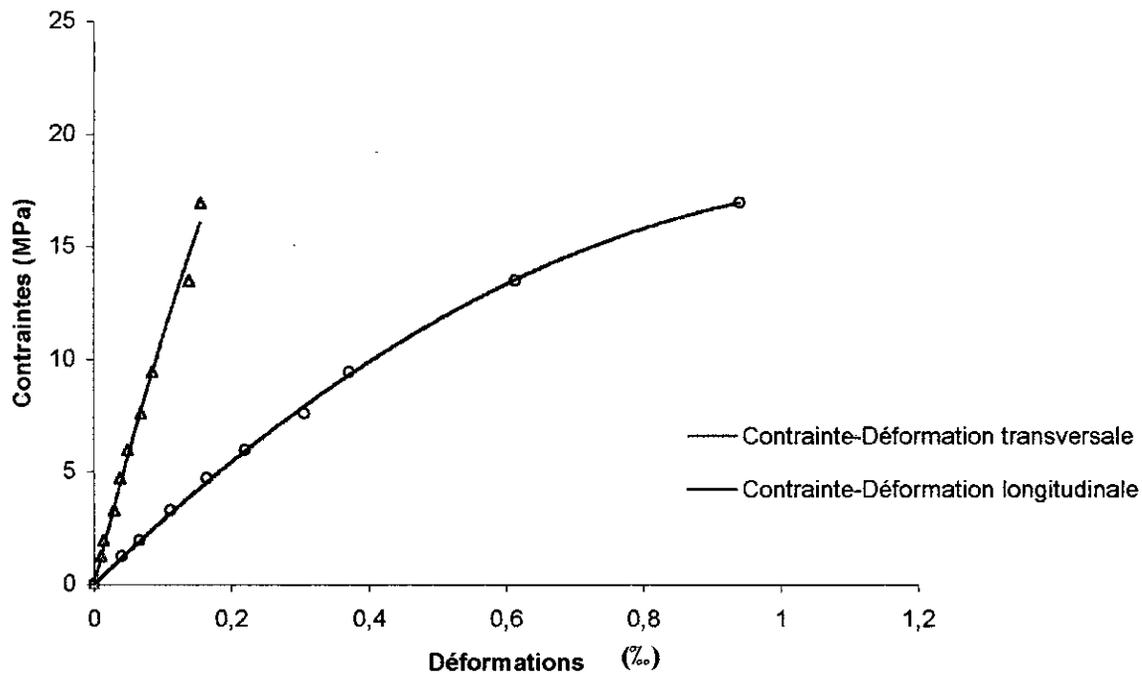
**Graphe 4.3: Courbes (Contrainte-Déformation) BF0.35 à 7 jours
(contrainte à la rupture = 17.910 MPa)**



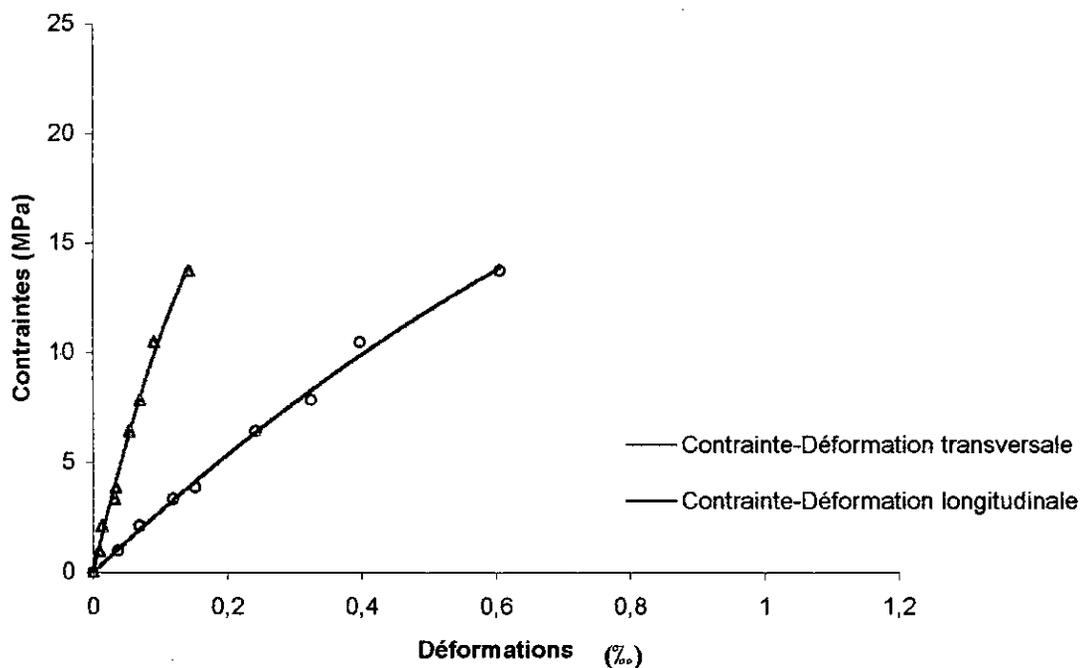
**Graphe 4.4: Courbes (Contrainte-Déformation) BF0.35 à 7 jours
(Contrainte à la rupture = 17.481 MPa)**



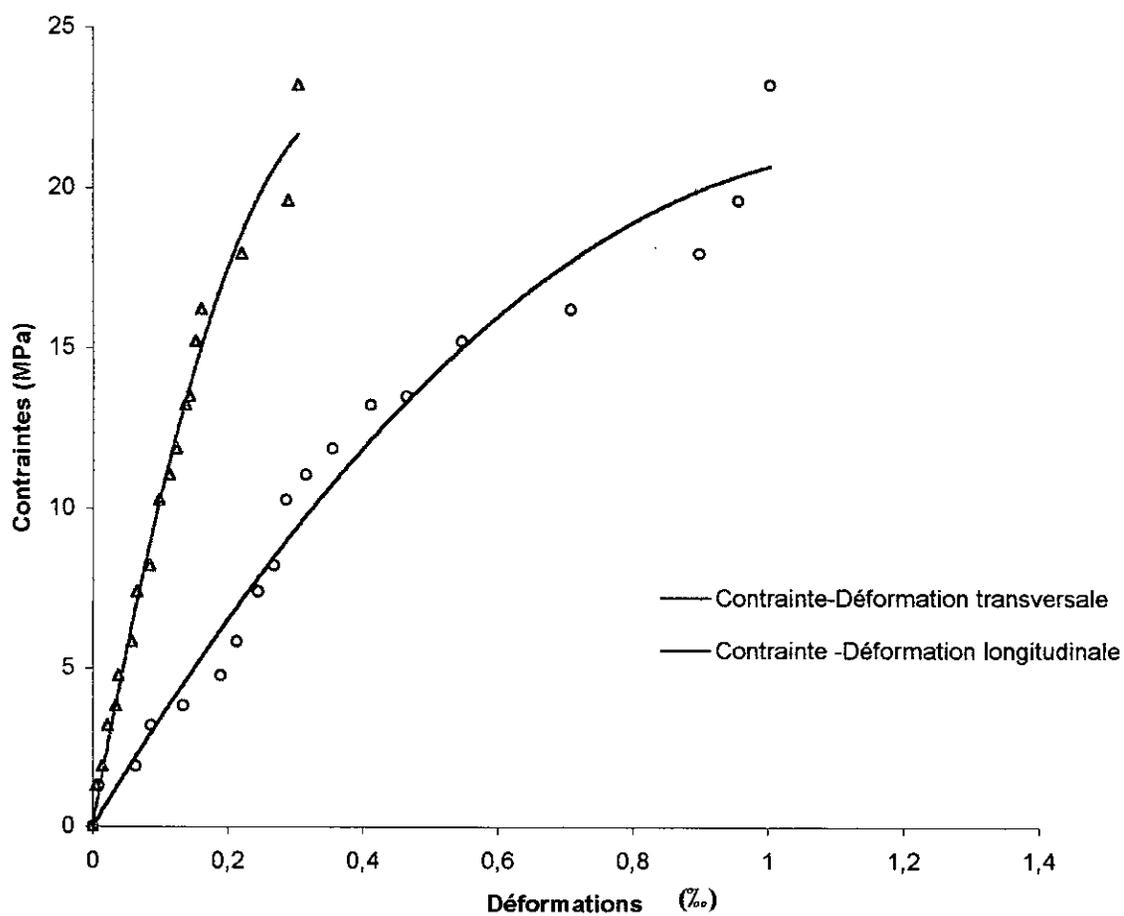
**Graphe 4.5: Courbes (Contrainte-Déformation) BF0.70 à 7 jours
(Contrainte à la rupture = 18.122 MPa)**



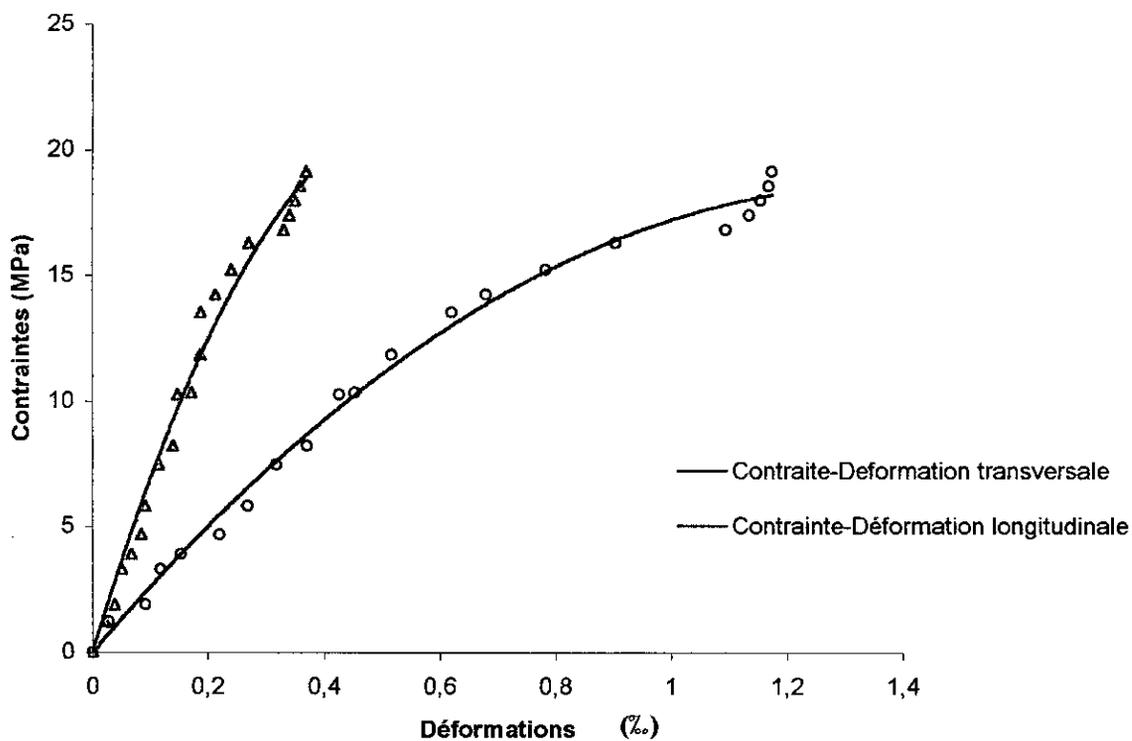
**Graphe 4.6: Courbes (Contrainte-Déformation) BF0.70 à 7 jours
(Contrainte à la rupture = 18.618 MPa)**



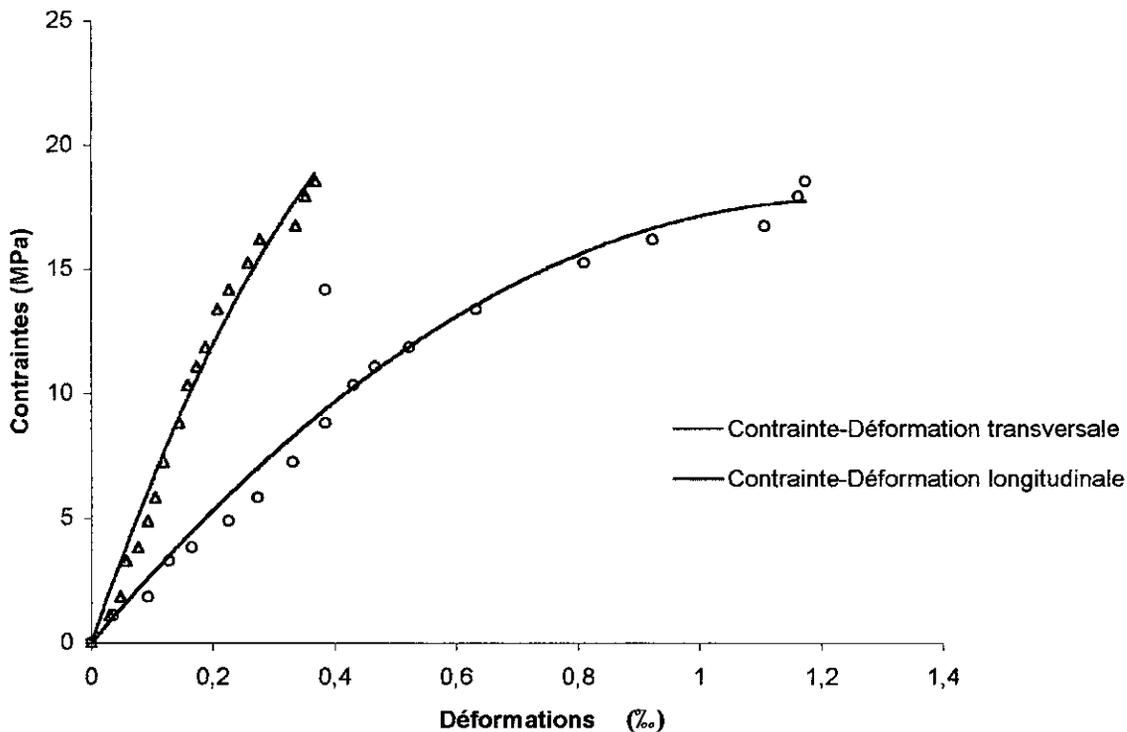
Graphe 4.7: Courbes (Contrainte-Déformation) B0 à 14 jours
(Contrainte à la rupture = 26,993 MPa)



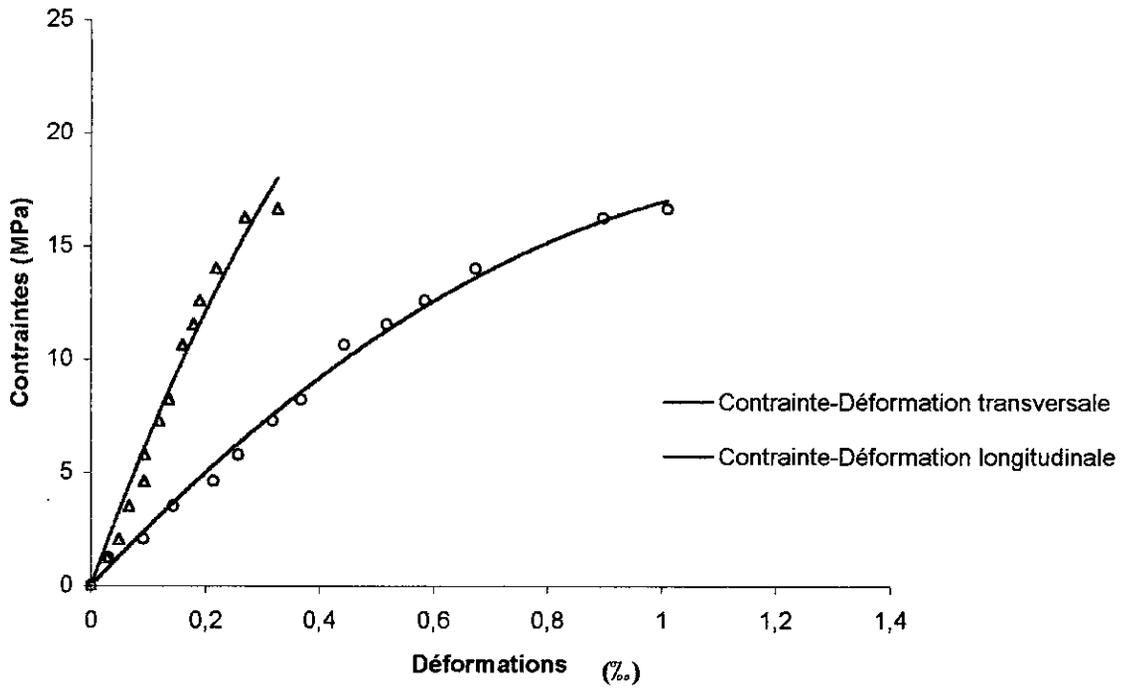
**Graphe 4.8: Courbes (Contrainte-Déformation) BF0.70 à 14 jours
(Contrainte à la rupture = 23,775 MPa)**



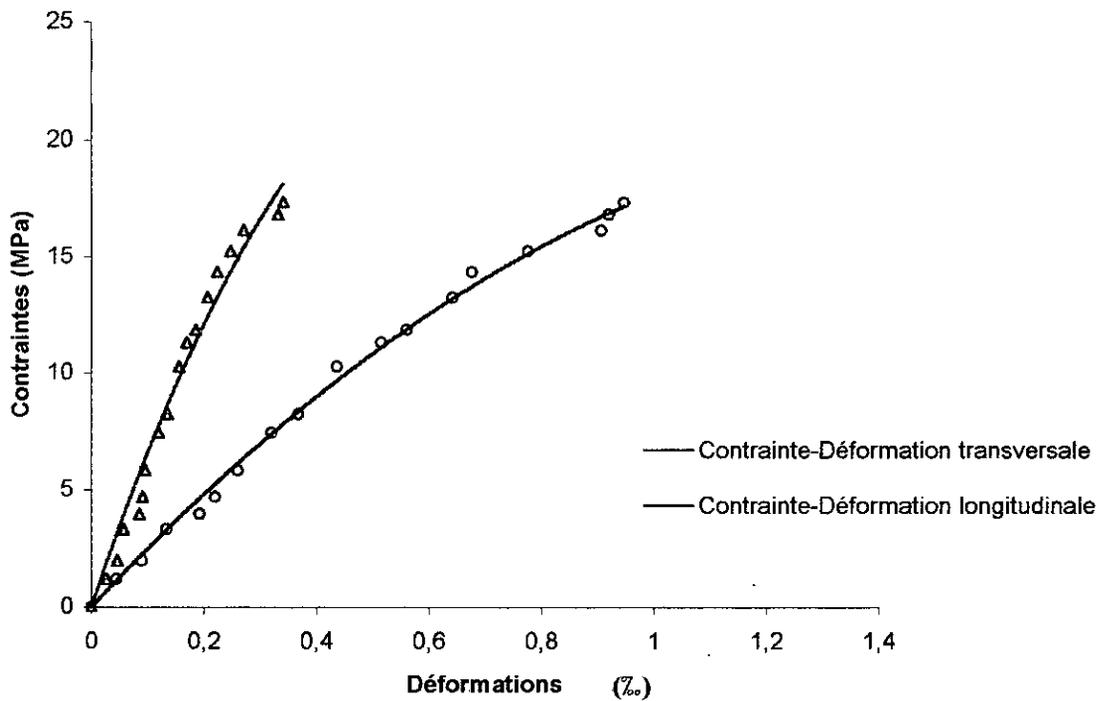
**Graphe 4.9: Courbes (Contrainte-Déformation) BF 0.70 à 14 jours
(Contrainte à la rupture = 21.812 MPa)**



**Graphe 4.10: Courbes (Contrainte-Déformation) BF0.35 à 14 jours
(Contrainte à la rupture = 22.126 MPa)**



**Graphe 4.11: Courbes (Contrainte-Déformation) BF0.35 à 14 jours
(Contrainte à la rupture = 21.184 MPa)**

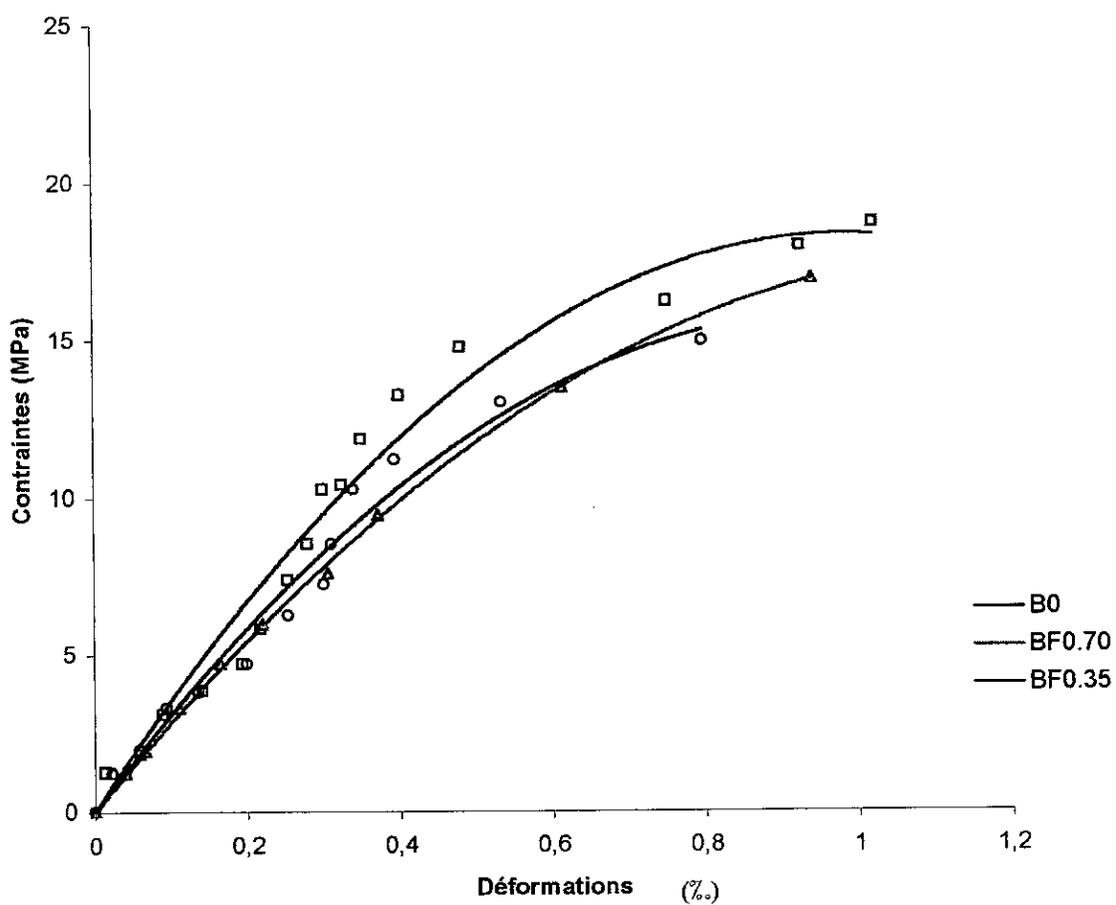


4.2- OBSERVATIONS ET REMARQUES GENERALES :

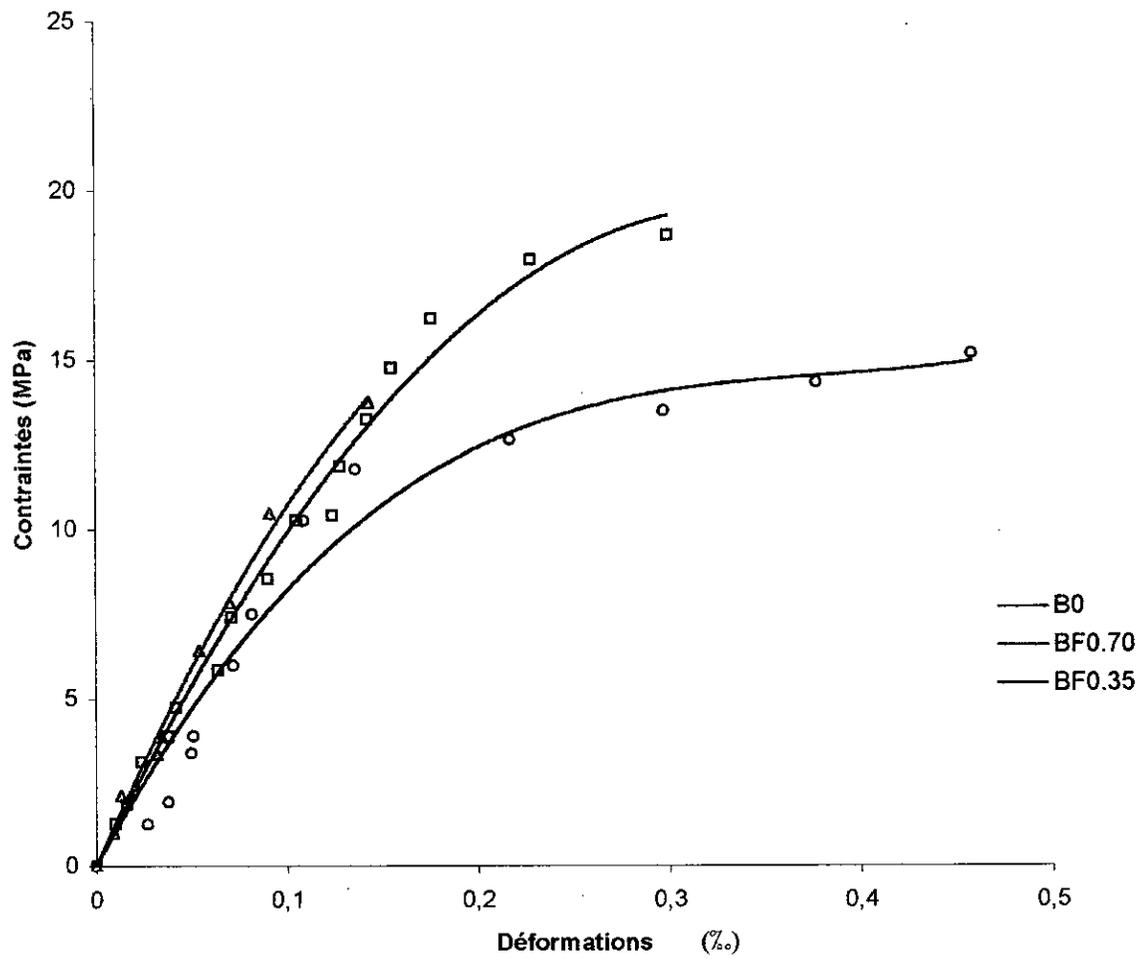
- Lors du gâchage il a été constaté que plus le dosage en fibres augmente plus l'ouvrabilité chute ;
- Peu de temps après la confection des éprouvettes, celles composées de béton de fibres semblaient sécher plus vite que celles composées de béton blanc (sans fibres). Mais après décoffrage le phénomène inverse a été constaté, c'est-à-dire, les éprouvettes en béton blanc étaient plus sèches que celles en béton de fibres (voir photos 13 et 14);
- Pour apprécier l'ouvrabilité, nous avons eu recours au Slump test (cône d'Abrams) qui d'après nous n'était pas concluant car à notre avis le réseau fibreux donne au matériau une cohésion artificielle ;
- Malgré une vibration puissante et un compactage identiques effectués aussi bien pour les éprouvettes en béton de fibres que pour celles en béton blanc , il a été constaté lors des pesées une différence non négligeable entre leurs poids respectifs. Il y aurait eu une diminution de la masse volumique apparente des éprouvettes en béton de fibres et donc une augmentation du volume des vides, phénomène accentué avec l'augmentation du dosage en fibres ;
- Pour les formulations à dosage en fibres important il a été observé une absence totale de cohésion du béton (effritement du béton) apparemment due à la non hydratation du ciment. Nous avons donc pensé à faire un essai d'absorption des fibres (ce test n'est pas précis) , ces dernières ont la capacité d'absorber leur poids en eau en 10 minutes et plus bien après. Est ce qu'il aurait fallu saturer les fibres avant de les incorporer dans la matrice ? cela aurait rendu cette dernière opération très compliquée (introduire les fibres dans la matrice).
- Un surfacage mal exécuté pourrait fossé les résultats sur la résistance à la compression. Il est à noter que devant l'indisponibilité du soufre nous avons eu recours à un surfacage au ciment prompt. Le type de fissure obtenu lors des essais d'écrasements est le même que celui obtenu théoriquement avec un surfacage au soufre + graisse spéciale [voir (3.3.4- b/ page 37) et (photo 20)], ainsi qu'une rupture en forme de cône (voir photo 21).

CHAPITRE V :
INTERPRETATIONS

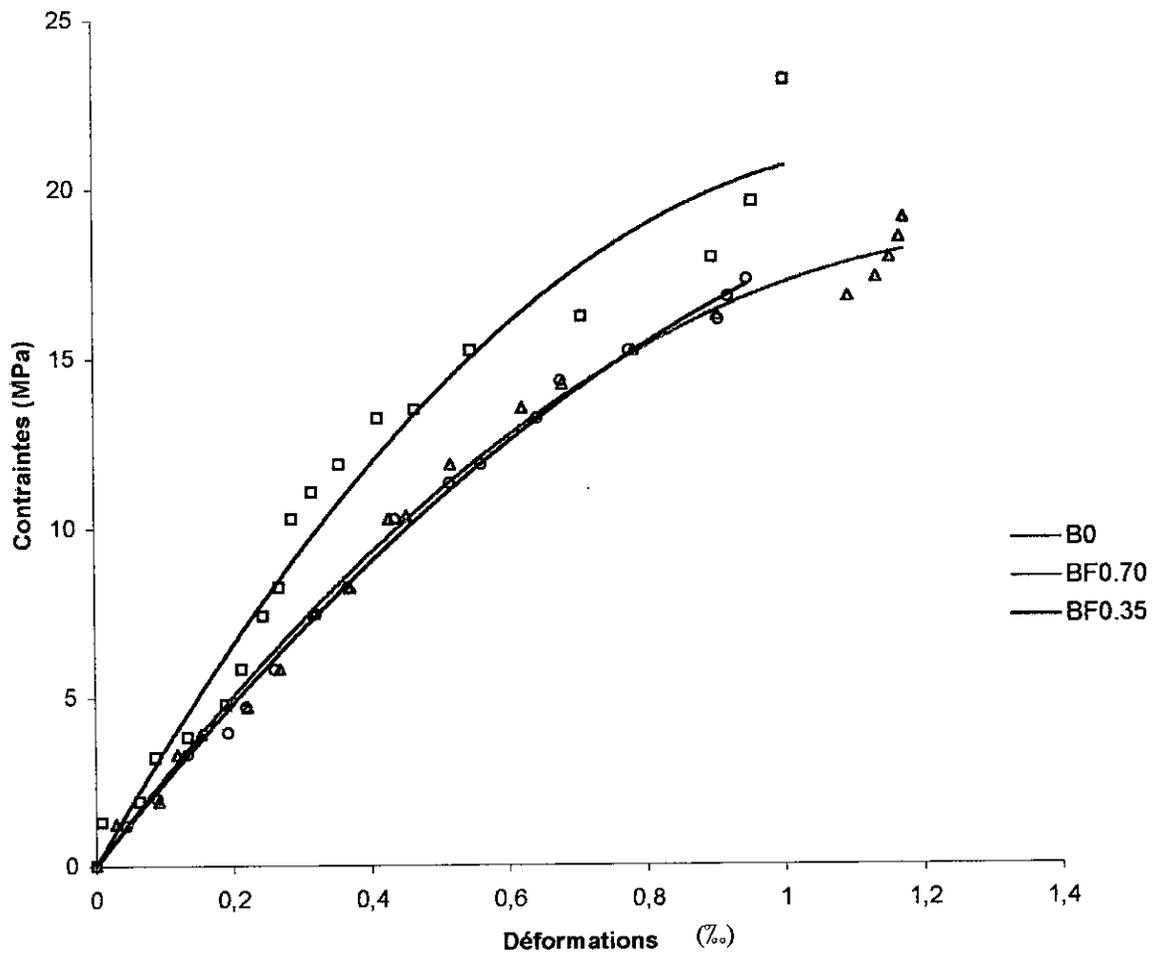
Graphe 5.1: Courbes (Contrainte-Déformation longitudinale)
à 7 jours



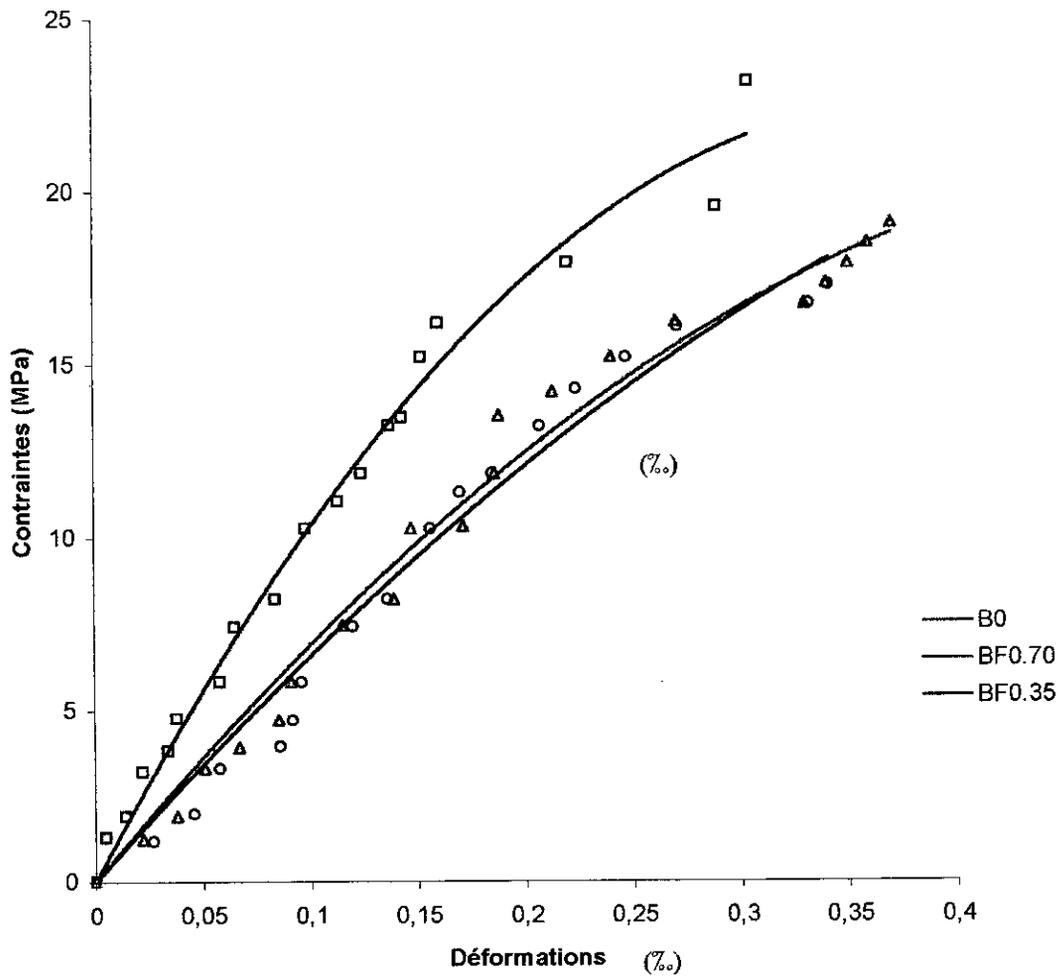
**Graphe 5.2: Courbes (Contrainte-Déformation transversale)
à 7 jours**



Graphe 5.3: Courbes (Contrainte-Déformation longitudinale)
à 14 jours



**Graphe 5.4: Courbes (Contrainte-Déformation transversale)
à 14 jours**



INTERPRETATIONS :A 7 jours :

La résistance en compression pour les bétons de fibres à dosages 0.35 et 0.70 % a légèrement diminué par rapport à celle du béton blanc. Par contre, il a été constaté une légère augmentation de la résistance à la traction (2.005 MPa en fendage et 2.223 MPa en flexion pour BF0.35 - 2.387 MPa en fendage et 2.277 MPa en flexion pour BF0.70) par rapport au béton témoin (1.770 MPa en fendage et 1.764 MPa en flexion pour B0), mais cette dernière n'est pas importante.

Les bétons de fibres à dosages 0.35 et 0.70 % présentent les mêmes déformations ainsi que des modules de Young très proches (28318.69 MPa pour BF0.35 et 27785.492 MPa pour BF0.70), restant comme même inférieurs à celui du béton témoin (34013.605 MPa). Cette conclusion reste valable pour le coefficient de poisson.

A 14 jours :

Les interprétations faites par rapport aux résultats obtenus à 7 jours restent vraies pour ceux obtenus à 14 jours. Les résistances à la traction et à la compression et le module de Young ont varié dans le même sens que précédemment.

Contrairement au coefficient de poisson qui lui est supérieur pour les bétons de fibres à dosages 0.35 et 0.70 % par rapport à celui du béton témoin, (reste à éclaircir se point).

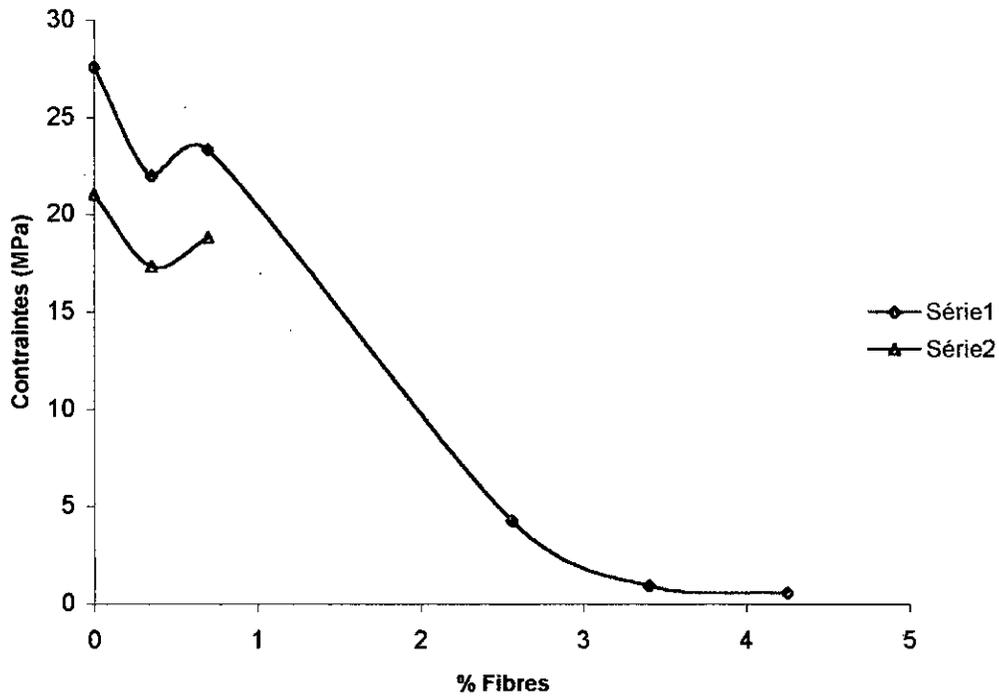
En comparant les résistances obtenues à 7 jours et ceux obtenues à 14 jours, nous remarquons que les bétons de fibres à dosages 0.35 et 0.70 % se comportent de la même manière que le béton blanc (sans fibres), c'est-à-dire, qu'on observe une augmentation des résistances (en compression et en traction).

Il a été constaté que les résistances obtenues varient en fonction des dosages en fibres, ce qui nous a incité à tracer des courbes représentant l'influence des dosages en fibres sur les résistances que se soit en compression ou en traction, à 7 et 14 jours.

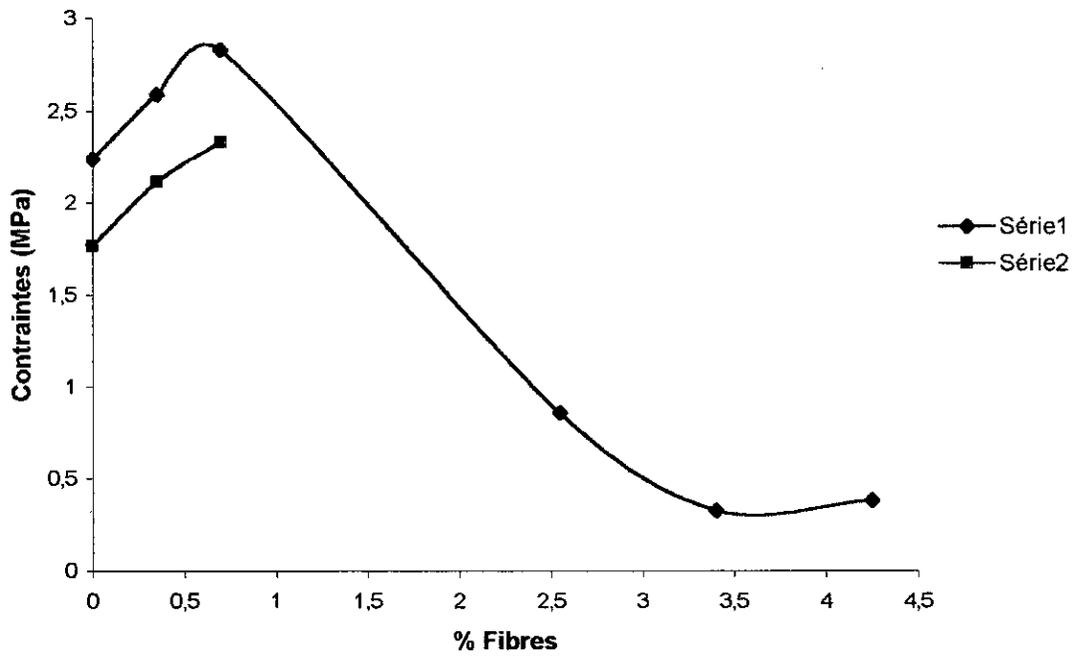
Tableau 5.1
Influence du dosage en fibres sur les résistances mécaniques

Fibres % volume	Résistance en compression (MPa)		Résistance en traction (MPa)	
	7 jours	14 jours	7 jours	14 jours
0	21.027	27.595 ± 0.602	1.767 ± 0.045	2.240 ± 0.064
0.35	17.351 ± 0.682	21.995 ± 0.811	2.114 ± 0.167	2.587 ± 0.012
0.70	18.837 ± 0.934	23.330 ± 1.518	2.332 ± 0.263	2.831 ± 0.086
2.55	-	4.272 ± 0.222	-	0.858 ± 0.168
3.40	-	0.957 ± 0.287	-	0.330 ± 0.078
4.25	-	0.596 ± 0.261	-	0.382 ± 0.021

Graphe 5.5: Influence du dosage en fibres sur la résistance en compression



Graphe 5.6: Influence du dosage en fibres sur la résistance à la traction



Remarque :

- La résistance à la traction est déterminée en prenant la moyenne entre les résistances en flexion et celles en fendage.
- Les dosages en fibres 2.55, 3.40 et 4.25 % du volume de béton correspondent respectivement à 15, 20 et 25 kg de fibres / 1 m³ de béton.

D'après les graphes 5.5 et 5.6, on remarque une chute considérable des résistances, que se soit en compression ou en traction, pour des dosages relativement importants (> à 2 %). La cause de cette dernière pourrait être en relation avec le volume des vides qui est proportionnel au dosage en fibres ainsi qu'il a été précisé précédemment (voir 4.2-...).

Une réaction chimique, peut être non favorable au mûrissement du béton, entre fibres de palmier et ciment est aussi à envisager. En effet, elle jouerait un rôle important dans les caractéristiques mécaniques et particulièrement dans la résistance, ceci est confirmé par les observations faites lors des essais (effritement des éprouvettes après essais, arrachement des fibres).

Dans la plage de dosages 0.70 et 2 %, il aurait fallu réaliser plusieurs formulations pour avoir des courbes réellement représentatives (ce qui ferait l'objet de recherches fort intéressantes).

Les résistances pour le béton de fibres à dosage 0.70 % sont plus élevées que pour celui à dosage 0.35 % que se soit en traction ou même en compression, ce qui voudrait dire que l'optimum se situerait à dosage au dessus de 0.70 % .

CHAPITRE VI :

CONCLUSION GENERALE ET SUGGESTIONS

Si l'on essaie de tirer une conclusion globale de cette étude sur l'ensemble des formulations réalisées, il apparaît que pour les dosages en fibres avoisinant les 3 % et plus, la résistance en compression et/ou en traction a considérablement chuté, à un point où une question importante se pose ; l'hydratation du ciment est-elle altérée par la capacité d'absorption en eau de la fibre ? Par contre, cette dernière comme l'a montré l'essai de durabilité, a vu sa résistance augmenter en présence d'un milieu alcalin (solution cimentaire).

Par contre, pour des faibles dosages, au tour de 0.55 %, il apparaît une légère baisse de la résistance à la compression avec une diminution du module d'élasticité (module de Young). En ce qui concerne la traction, la résistance a légèrement augmenté par rapport à celle du béton témoin. Les résistances atteintes ne sont pas exceptionnelles, elles peuvent être obtenues avec un béton ordinaire d'une formulation différente.

Il apparaît donc, nécessaire d'approfondir cette recherche, à de faibles dosages en fibres (< 2.5 %), c'est-à-dire, faire varier d'autres paramètres tels que les rapport eau/ ciment (E/C), gravier/sable (G/S), élancement de la fibre, réaction ciment-fibre (c'est-à-dire faire varier la composition du ciment telle qu'elle soit compatible avec celle de la fibre)... etc.

Il est à remarquer, que même si l'idée première qui était d'améliorer les caractéristiques mécaniques du béton, ne donnerait pas entière satisfaction, d'autres aspects de ce matériau tels que résistance au choc, l'isolation phonique et thermique pourraient faire l'objet de recherches fort intéressantes. A titre d'exemple, la technique des panneaux isolants ou des revêtements pourrait être envisagée

ANNEXE 1 :

CARACTERISATION DE LA FIBRE

Résistance à la traction de la fibre de palmier :**Tableau 1.1 : Résistance à la traction de la fibre**

Longueur (cm)	Largeur (mm)	Epaisseur (mm)	Charge de rupture (N)	Longueur de rupture (mm)	Contrainte de rupture (MPa)	Allongement à la rupture (‰)
6	0.50	0.21	19.2	1.47	182.857	24.500
6	0.62	0.24	19.9	1.38	133.736	23.000
6	0.59	0.18	16.3	1.34	153.484	22.334
6	0.40	0.32	14.0	0.99	109.375	16.500
5	0.21	0.18	03.4	0.58	89.947*	11.600
5	0.64	0.20	15.6	0.93	121.187	18.600
5	0.27	0.20	09.1	0.90	168.518	18.000
5	0.32	0.24	20.7	1.03	269.531	20.600
4	0.48	0.20	10.2	0.56	106.250	14.000
4	0.48	0.20	09.4	0.79	97.916	19.750
4	0.38	0.23	10.8	0.82	123.569	20.500
4	0.38	0.23	10.4	0.71	118.993	17.750
4	0.35	0.13	04.4	0.49	96.703	12.250
4	0.35	0.13	03.7	0.44	81.318	11.000
3	0.66	0.24	16.8	0.63	106.060	21.000
3	0.66	0.24	21.7	0.74	136.994	24.667
3	0.66	0.24	17.8	0.71	112.373	23.667
3	0.39	0.24	10.0	0.54	106.837	18.000
3	0.39	0.24	09.0	0.50	96.153	16.667
3	0.53	0.22	09.5	0.63	81.475	21.000
2	0.32	0.23	11.4	0.56	154.891	28.000
2	0.32	0.23	06.4	0.35	86.956*	17.500
2	0.44	0.18	10.8	0.56	136.363	28.000
2	0.44	0.18	05.7	0.37	79.166*	18.500
2	0.44	0.18	07.7	0.51	97.222	25.500
2	0.20	0.22	04.7	0.39	106.881	19.500
2	0.20	0.22	05.2	0.41	118.181	20.500
1	0.20	0.23	04.7	0.22	102.174	22.000
1	0.20	0.23	04.5	0.20	97.826	20.000
1	0.20	0.23	03.2	0.14	69.560*	14.000
1	0.20	0.23	04.8	0.23	104.348	23.000
1	0.23	0.18	04.1	0.21	99.034	21.000
1	0.23	0.18	04.0	0.23	96.618	23.000
1	0.23	0.18	04.6	0.25	111.111	25.000
1	0.23	0.18	03.1	0.15	78.879*	15.000

* :Rupture par glissement (entre les fibres)

Essai de durabilité :**Légende :**

Groupe A : Fibres témoins (non mises dans la solution)

Groupe B : Fibres plongées dans la solution cimentaire

Groupe 1 : Durée d'immersion 3 h

Groupe 2 : Durée d'immersion 6 h

Groupe 3 : Durée d'immersion 24 h

Groupe 4 : Durée d'immersion 30h

Groupe 5 : Durée d'immersion 48h

Tableau 1.2 : Fibres de longueur de l'ordre de 2 cm

	Groupe A (MPa)	Groupe B (MPa)
Groupe 1	112.500	152.700
Groupe 2	98.680	139.530
Groupe 3	105.870	131.980
Groupe 4	119.870	134.960
Groupe 5	125.350	139.000

Tableau 1.3 : Fibres de longueur de l'ordre de 1 cm

	Groupe A (MPa)	Groupe B (MPa)
Groupe 1	102.950	149.310
Groupe 2	100.370	133.500
Groupe 3	96.990	121.360
Groupe 4	105.690	113.639
Groupe 5	103.660	110.650

Remarques :

- Solution : 50 g de ciment pour 200 ml d'eau ;
- Pour chaque groupe (1, 2, 3, 4 et 5) les fibres ont la même section.

Masse volumique :

Poids de l'échantillon (g)	Volume (ml)	Masse volumique (kg/l)
45.19	540.50	0.083
70.18	649.81	0.108
82.50	697.01	0.118
60.20	654.34	0.092
		$M_{VA} = 100.5 \text{ kg/m}^3$

Tableau 1.4 : Détermination de la masse volumique des fibres

Masse spécifique :

	Echantillon 1	Echantillon 2	Echantillon 3
Poids du picnomètre vide (g)	826	826	826
Poids picno+eau (g)	2095.8	2095.8	2095.8
Poids de l'eau (g)	1269.8	1269.8	1269.8
Volume du picno A = P_{eau} / δ_{eau} (cm ³)	1269.8	1269.8	1269.1269.8
Poids du picno vide P ₁ (g)	826	826	826
Poids du picno+fibres P ₂ (g)	862.85	899.89	874.58
Poids des fibres P ₂ -P ₁ (g)	36.85	73.89	48.58
Poids du picno+fibres+eau P ₃ (g)	2065.65	2027.69	2074.38
Poids eau P ₃ -P ₂ (g)	1202.8	1127.8	1199.8
Volume eau B = $P_3 - P_2 / \delta_{eau}$ (cm ³)	1202.8	1127.8	1199.8
Volume des fibres A-B (cm ³)	67	142	70
$\delta_s = \text{poids des fibres} / \text{volume des fibres}$ (kg/l)	0.550	0.520	0.694

Tableau 1.5 : Détermination de la masse spécifique des fibres

ANNEXE 2 :

CHOIX DES MATERIAUX

Caractéristiques du ciment CPJ45
(Laboratoire de la cimenterie Raïs Hamidou) - Mars 1998 -

Analyse physico-chimique :

Eléments	Max %	Min %	Moy %	Ecart type
SiO ₂	22.2	18.54	19.82	0.73
Al ₂ O ₃	5.81	4.27	5.32	0.32
Fe ₂ O ₃	3.67	2.92	3.23	0.16
CaO	63.03	58.71	60.68	1.19
MgO	1.4	0.75	0.97	1.13
Na ₂ O	-	-	-	-
K ₂ O	-	-	-	-
P.A.F	4	1.64	2.59	0.71
R.I	6.85	1.44	4.14	1.28
SO ₃	2.87	1.08	1.73	0.41
CaO.L	1.85	0.84	1.22	0.28
S.S.B	4335	3295	3688	260.90
Densité	1095	985	1043	27.57
Expansion	3	0	0.72	0.74
Durée de prise	3h50	2h30	3h03	0.29
Fin de prise	5h30	4h30	5h02	0.33

Tableau 2.1 : Analyse physicochimique du ciment

Résistances mécaniques :

	Max	Min	Moy	Ecart type
2 jours	5.37	2.66	3.82	0.86
7 jours	7.98	4.97	6.61	0.79
28 jours	9.24	7.27	8.23	0.51

Tableau 2.2 : Résistance en Flexion (MPa)

	Max	Min	Moy	Ecart type
2 jours	21.10	10.10	13.80	3.47
7 jours	36.40	22.60	28.50	4.42
28 jours	44.30	35.60	38.80	2.49

Tableau 2.3 : Résistance en Compression (MPa)

Granulométrie :

Sable : 0/5

Poids : 2220.2 grammes

Provenance : Baba-Ali

Dimension des tamis (mm)	Poids cumulés en refus (g)	Refus cumulés (%)	Tamisât (%)
5	0.0	0.000	100
2	551.0	24.817	75.183
1	1011.2	45.545	54.455
0.5	1674.1	75.403	24.597
0.2	2028.8	91.379	8.621
0.1	2117.0	95.351	4.649
0.080	2124.8	95.703	4.297

Tableau 2.4

Sable : 0/5

Poids : 1005.5 grammes

Provenance : Akbou

Dimension des tamis (mm)	Poids cumulés en refus (g)	Refus cumulés (%)	Tamisât (%)
5	0.0	0.000	100
4	93.0	8.000	92.000
3.15	302.5	27.100	72.900
2	436.9	39.142	60.858
1	655.5	58.744	41.256
0.5	888.9	79.636	20.364
0.315	989.5	88.667	11.333
0.2	1059.9	93.164	6.836
0.080	1089.3	98.396	1.604

Tableau 2.5

Gravier : 3/8
 Provenance : Carrière JOBERT
 Concassage : Carrière JOBERT

Poids : 2127.20 grammes
 Echantillon n°1

Dimension des tamis (mm)	Poids cumulés en refus (g)	Refus cumulés (%)	Tamisât (%)
10	3.0	0.141	99.859
8	25.2	1.198	98.802
6.3	134.7	6.332	93.668
5	518.9	24.393	75.607
3.15	1334.1	62.716	37.284
2	1723.3	81.012	18.988
1	1894.3	89.051	10.949
.5	1955.0	91.904	8.096
0.315	1986.4	93.380	6.620
0.2	2006.0	94.302	5.698
0.1	2066.8	97.160	2.840
0.080	2091.1	98.303	1.697

Tableau 2.6

Gravier : 3/8
 Provenance : Carrière JOBERT
 Concassage : Carrière JOBERT

Poids : 2410.6 grammes
 Echantillon n°2

Dimension des tamis (mm)	Poids cumulés en refus (g)	Refus cumulés (%)	Tamisât (%)
10	7.2	.300	99.700
8	24.8	1.030	97.970
6.3	213.2	8.840	91.160
5	1065.5	44.200	55.800
4	2084.1	86.450	13.550
3.15	2283.6	94.730	5.270
2	2339.7	97.060	2.940
1	2351.3	97.540	2.460

Tableau 2.7

Gravier : 3/8
 Provenance : Carrière JOBERT
 Concassage : ENGOA (Mohammadia)

Poids : 2171 grammes
 Echantillon n°3

Dimension des tamis (mm)	Poids cumulés en refus (g)	Refus cumulés (%)	Tamisât (%)
10	29.2	1.345	98.655
8	47.7	3.542	96.458
6.3	268.5	15.910	84.090
5	592.6	43.206	56.794
3.15	1102.0	93.966	6.034
2	99.2	98.535	1.465
1	23.1	99.600	0.400

Tableau 2.8

Gravier : 8/15
 Provenance : Carrière JOBERT
 Concassage : Carrière JOBERT

Poids : 3033.9grammes
 Echantillon n°1

Dimension des tamis (mm)	Poids cumulés en refus (g)	Refus cumulés (%)	Tamisât (%)
16	0.0	0.000	100
12.5	182.5	6.015	93.985
10	1250.2	41.207	58.793
8	2313.4	76.251	23.749
6.3	2761.5	91.021	8.979
5	2913.0	96.015	3.985
3.15	2966.4	97.775	2.225
2	2975.6	98.078	1.922
1	2983.9	98.351	1.649
0.5	2987.0	98.454	1.546

Tableau 2.9

Gravier : 8/15
 Provenance : Carrière JOBERT
 Concassage : Carrière JOBERT

Poids : 3911.0grammes
 Echantillon n°2

Dimension des tamis (mm)	Poids cumulés en refus (g)	Refus cumulés (%)	Tamisât (%)
16	0.0	0.000	100
12.5	130.9	3.350	96.650
10	1836.4	46.950	53.050
8	3064.6	7836.0	21.640
6.3	3647.1	93.250	6.750
5	3782.0	96.700	3.300
4	3821.6	97.710	2.290
3.15	3835.7	98.070	1.970

Tableau 2.10

Gravier : 8/15
 Provenance : Carrière JOBERT
 Concassage : ENGOA (Mohammadia)

Poids : 3647.1grammes
 Echantillon n°2

Dimension des tamis (mm)	Poids cumulés en refus (g)	Refus cumulés (%)	Tamisât (%)
16	0.0	0.000	100
12.5	77.1	2.114	97.886
10	1057.6	29.000	71.000
8	2535.3	70.064	29.936
6.3	3227.7	88.500	11.500
5	3470.0	95.144	4.856
4	3576.0	98.051	1.949

Tableau 2.11

Module de finesse :

Sable : 0/5

Provenance : Baba-Ali

Tamis (mm)	Refus cumulés (%)
5	0.000
2.5	23.982
1.25	45.008
0.63	74.234
0.315	90.715
0.16	94.612
Total = 328.551	
MF = 3.28	

Tableau 2.12

Sable : 0/5

Provenance : Akbou

Tamis (mm)	Refus cumulés (%)
5	0
2.5	26
1.25	50
0.63	71
0.315	85.5
0.16	94
Total = 326.5	
MF = 3.26	

Tableau 2.13

Essai micro-Deval :

Gravier : Echantillon n°1

Provenance : Carrière JOBERT

Concassage : Carrière JOBERT

Classe du gravier	Poids initial (g)	Poids final (g)	Coefficient micro-Deval MD (%)
4/6.3	500	343.16	31.368
6.3/10	500	371.81	25.638
10/16	500	372.60	25.480

Tableau 2.15

Gravier : Echantillon n°2

Provenance : Carrière JOBERT

Concassage : Carrière JOBERT

Classe du gravier	Poids initial (g)	Poids final (g)	Coefficient micro-Deval MD (%)
4/6.3	500	375.44	24.91
6.3/10	500	374.70	25.06
10/16	500	375.18	24.90

Tableau 2.16

Gravier : Echantillon n°3

Provenance : Carrière JOBERT

Concassage : ENGOA (Mohammadia)

Classe du gravier	Poids initial (g)	Poids final (g)	Coefficient micro-Deval MD (%)
4/6.3	500	381.250	23.750
6.3/10	500	379.500	24.100
10/16	500	380.600	23.880

Tableau 2.17

Essai Los Angeles :

Gravier : Echantillon n°1

Provenance : Carrière JOBERT

Concassage : Carrière JOBERT

Classe du gravier	Poids initial (g)	Poids final (g)	Coefficient Los-Angeles LA (%)
4/6.3	5000	-	-
6.3/10	5000	-	-
10/16	5000	-	-

Tableau 2.18

Gravier : Echantillon n°2

Provenance : Carrière JOBERT

Concassage : Carrière JOBERT

Classe du gravier	Poids initial (g)	Poids final (g)	Coefficient Los-Angeles LA (%)
4/6.3	5000	3477.0	30.46
6.3/10	5000	3405.9	31.88
10/16	5000	3312.4	33.75

Tableau 2.19

Gravier : Echantillon n°3

Provenance : Carrière JOBERT

Concassage : ENGOA (Mohammadia)

Classe du gravier	Poids initial (g)	Poids final (g)	Coefficient Los-Angeles LA (%)
4/6.3	5000	3487.500	30.250
6.3/10	5000	3543.750	29.125
10/16	5000	3562.250	28.755

Tableau 2.20

Essai de propreté :

Gravier : Echantillon n°1

Provenance : Carrière JOBERT

Concassage : Carrière JOBERT

Classe du gravier	Poids initial (g)	Poids final (g)	Pourcentage de propreté %
3/8	1474.6	1266.5	14.112
8/15	2597.0	2526.4	2.716

Tableau 2.21

Gravier : Echantillon n°2

Provenance : Carrière JOBERT

Concassage : Carrière JOBERT

Classe du gravier	Poids initial (g)	Poids final (g)	Pourcentage de propreté %
3/8	1543.1	1512.8	1.963
8/15	2911.9	2866.2	1.569

Tableau 2.22

Gravier : Echantillon n°3

Provenance : Carrière JOBERT

Concassage : ENGOA (Mohammadia)

Classe du gravier	Poids initial (g)	Poids final (g)	Pourcentage de propreté %
3/8	1290.7	1281.2	0.763
8/15	2711.6	2698.6	0.479

Tableau 2.23

Valeur au bleu de méthylène :



Equivalent sable :

Sable 0/5 : Echantillon n°1

Provenance : Baba-Ali

Tube n°	Hauteur du floculât h	Hauteur du piston h ₁	ES (%)
1	15.2	34.7	54.60
2	16.7	34.6	50.30
3	15.5	34.3	56.30

Tableau 2.24

Sable 0/5 : Echantillon n°2

Provenance : Akbou

Tube n°	Hauteur du floculât h	Hauteur du piston h ₁	ES (%)
1	10.7	35.1	73.83
2	11.0	35.2	70.90
3	11.0	35.3	70.00

Tableau 2.25

Sable 0/5 : Echantillon n°

Provenance : Bousaâda

Tube n°	Hauteur du floculât h	Hauteur du piston h ₁	ES (%)
1	11.3	36.0	61.90
2	11.2	35.7	65.17
3	11.2	35.7	65.17

Tableau 2.26

Sachant que la hauteur de l'éprouvette est de H = 43 cm

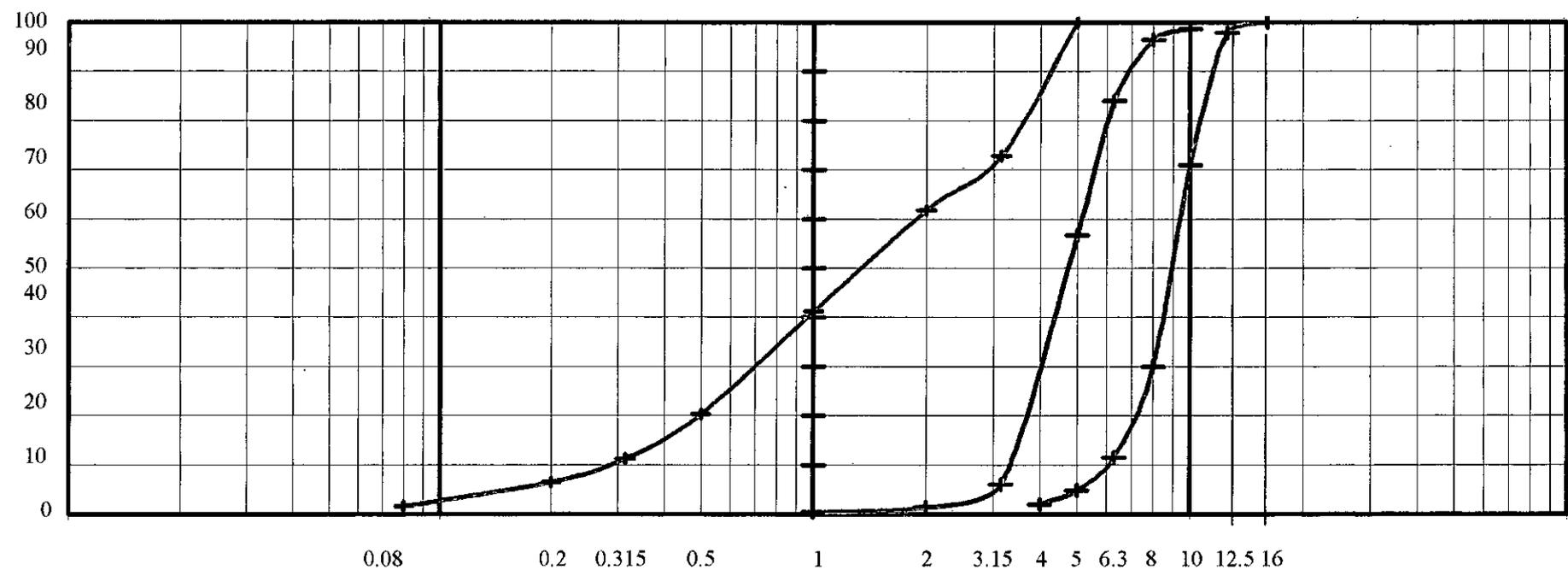
Et que :

$$ES = 100 \frac{H - h_1}{h}$$

ANNEXE 3 :

FORMULATION D'UN BETON ORDINAIRE

COURBE GRANULOMETRIQUE



- SABLE (0/3)
- GRAVILLONS (3/8)
- GRAVIER (8/15)

Méthode de FauryEssai sur éprouvettes cylindriques $\varnothing 16 \times 32$ cm

Eprouvette	Poids de l'éprouvette (kg)	Résistance à la compression (MPa)	
		à 3 jours	à 7 jours
1	14.950	9.947	-
2	15.000	9.449	-
3	15.200	10.444	-
4	15.250	-	11.693
5	14.900	-	12.191
6	15.000	-	13.684

Tableau 3.1**Méthode du fuseau (Bolomey-Vallette)**Essai sur éprouvettes cylindriques $\varnothing 16 \times 32$ cm

Eprouvette	Poids de l'éprouvette (kg)	Résistance à la compression (MPa)	
		à 3 jours	à 7 jours
1	15.200	11.500	-
2	15.150	11.235	-
3	15.200	11.650	-
4	15.250	-	17.407
5	15.250	-	16.950
6	15.150	-	17.200

Tableau 3.2

Mesurée autrefois à 90 jours, la résistance à la compression est définie aujourd'hui à partir d'essai à 28 jours.

Pour un béton d'âge différent, on peut admettre les valeurs suivantes du rapport des résistances :

Age du béton (en jours)		3	7	28	90	360
Ciment Portland	normal	0.40	0.65	1.00	1.20	1.35
	à haute résistance initiale	0.55	0.75	1.00	1.15	1.20

Tableau 3.3

Ces valeurs ne sont valables que pour des températures normales, de l'ordre de 15 à 20°C.

De leur côté, les règles BAEL prévoient la loi ci-après :

$$\text{Pour } j \geq 28 \text{ jours : } f_{cj} = f_{c28}$$

$$\text{Pour } j < 28 \text{ jours : } f_{cj} = 0.685 f_{c28} \log_{10}(j + 1)$$

	Déduite du tableau	Déduite de la loi (BAEL)
Méthode de Faury	22.065 ± 4.076	22.180 ± 3.279
Méthode du fuseau	27.546 ± 1.578	27.785 ± 0.543

Tableau 3.4 : Résistance à la compression à 28 jours (MPa)

ANNEXE 4 :

EQUILIBRAGE DE LA PRESSE

Introduction :

Compte tenu de l'état de nos appareils de mesures, un équilibrage s'imposait. Cette opération nous a conduit à tracer une courbe dite courbe d'équilibrage, qui nous permettra de faire la correspondance entre valeurs des charges réelles et valeurs lues sur les cadran des appareils équilibrés.

Équilibrage de la presse :

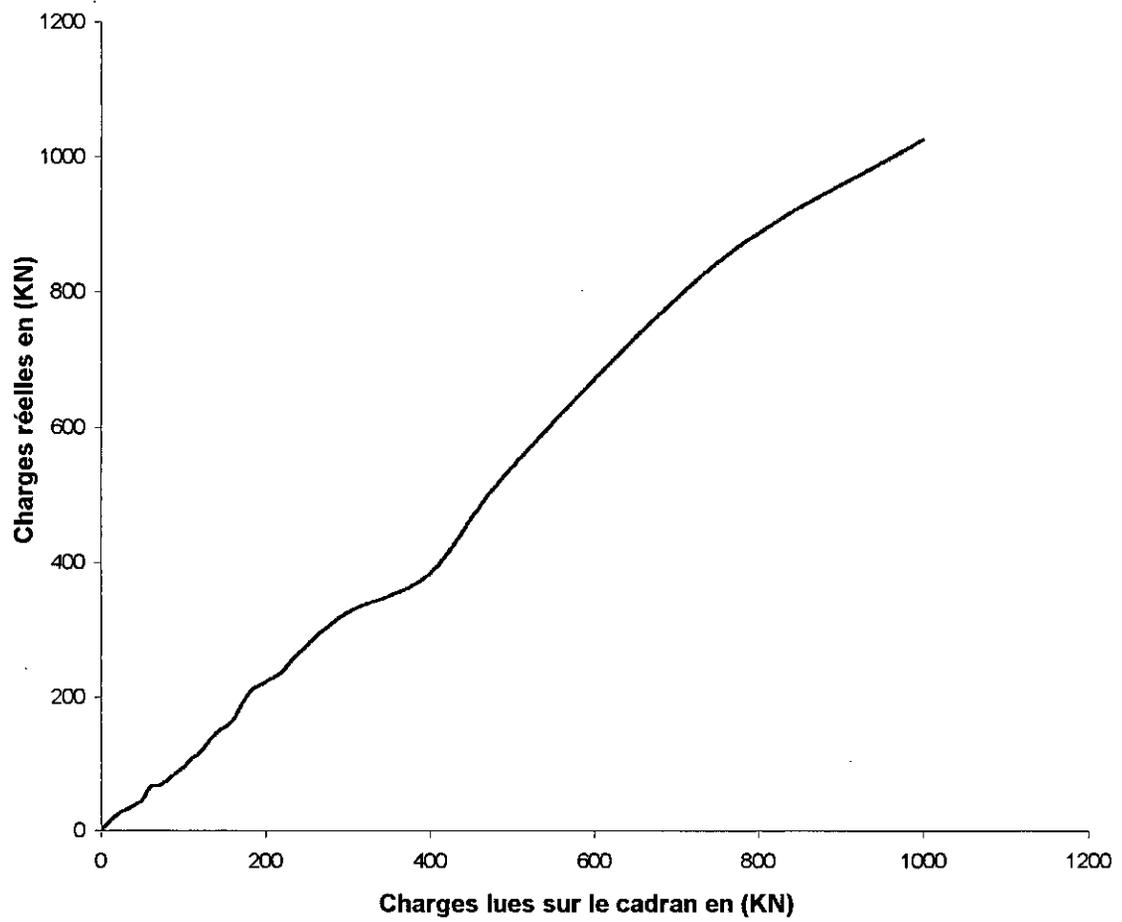
L'étalonnage de la presse hydraulique a été fait à l'aide d'un capteur inductif d'une capacité de 3000 KN (voir photo 5) et d'un pont d'extensiométrie P-350A (voir photo 6).

Le capteur inductif est mis entre les plateaux de la presse ; il est soumis à un chargement qui nous permet de mesurer sa déformation sur le pont.

Charges lues sur le cadran (KN)	ϵ_1 $10^{-3}\%$	ϵ_2 $10^{-3}\%$	ϵ_3 $10^{-3}\%$	ϵ_4 $10^{-3}\%$	ϵ_{moy} $10^{-3}\%$	Charges étalonnées (KN)
0	0	0	0	0	0	0
10	15	20	/	/	17.5	13.461
20	32	33	/	/	32.5	25
30	40	41	/	/	40.5	31.15
40	51	49	/	/	50	38.46
50	60	61	/	/	60.5	46.538
60	83	90	/	/	86.5	66.53
70	86	90.8	/	/	88.4	68
80	/	100	/	/	100	76.92
90	110	113.2	/	/	111.6	85.84
100	128	120	130	115	123.25	94.80
110	140	/	/	/	140	107.69
120	/	140	168	150	152.66	117.38
140	164	190	200	205	189.75	145.96
160	200	/	220	225	215	165.38
180	/	250	280	275	268.33	206.41
200	/	280	290	300	290	223.076
220	/	320	300	310	310	238.46
240	/	350	350	338	346	266.15
300	/	/	428	420	424	326
400	/	/	440	560	500	384.6
500	/	/	710	700	705	542.30
750	/	/	1055	1140	1097.5	844.83
1000	/	/	1390	1280	1335	1026.92

Tableau 4.1 : Équilibrage de la presse

Courbe d'équilibrage de la presse



ANNEXE 5 :

JAUGES ET PONT D'EXTENSIOMETRIE

Déformations unitaires :

Les déformations du béton sont déterminées à l'aide de jauges Ohmiques qui sont reliées à un pont d'extensiométrie . Les paramètres K (facteur de sensibilité des jauges) et R (résistance des jauges en Ω) propres à chaque type de jauges sont réglables au préalable sur le pont .

Les jauges sont placées sur les éprouvettes après un ponçage et un nettoyage de la surface de contact ; il est à noter qu'il faut prévoir deux jauges pour mesurer les déformations longitudinales ou transversales, faire la moyenne des déformations, ou bien, en cas de défaillance d'une jauge on pourra avoir la lecture de l'autre jauge.

Caractéristiques des jauges utilisées : (voir photo 7)

Marque	Strain jauge
Type	PL-90-11
Longueur	90 mm
Résistance	$120 \pm 0.3 \Omega$
Facteur K	2.10

Instructions pour le collage des jauges :

Après avoir choisi judicieusement la surface d'essai, opérer comme suit :

- Si la surface d'essai est très lisse, la dépolir à la toile émeri de grain moyen, en croisant les traits ;
- Tracer sur la pièce, s'il y a lieu, les axes définissant la position de l'extensomètre ;
- La surface doit être parfaitement propre, la nettoyer au moyen d'un coton ou d'un chiffon humecté d'acétone, ou de trichlore éthylène, ou de tétrachlorure de carbone. Eviter de poser les doigts sur cette surface ;
- Enduire la surface d'essai d'une couche mince de colle spéciale, diluée, laisser sécher environ 30 minutes (diluante acétone) ;
- Etendre une couche plus abondante de colle de viscosité normale sur la jauge et appliquer cette dernière ;
- La mise en place de la jauge exige certaines précautions : d'abord faire coïncider les axes du bobinage avec ceux précédemment tracer sur la surface d'essai ; ensuite après quelques secondes presser doucement avec les pouces de manière à chasser l'excès de colle vers les bords du papier. Eliminer cette colle au fur et mesure. Quand la colle durcit, appuyer plus fermement avec les pouces et continuer le mouvement pour chasser la colle vers les bords jusqu'à durcissement complet. Vérifier sommairement la résistance électrique de la jauge.

Les fils de connexions doivent être soudés aux bornes en évitant soigneusement tout échauffement des propres soudures de la jauge. Prendre soin d'interposer un papier isolant collé pour que les bornes ne viennent pas au contact de la surface d'essai. Pour éviter la transmission d'efforts aux bords de la jauge il est avantageux d'utiliser des plaquettes relais fixées à la pièce aussi près que possible des connexions soudées et d'où partira le câble de liaison des instruments de mesure.

Séchage : la durée de séchage sera d'au moins 48h. en atmosphère sèche à la température ambiante. On peut réduire le temps de séchage à 24h par chauffage infrarouge, sans dépasser une température de surface de 50°C

Le pont d'extensiométrie :

Le pont d'extensiométrie P-350A est conçu pour la mesure des déformations du matériau , cela se fait a l'aide de jauges branchées à l'appareil en pont complet, en demi pont ou en quart de pont. Dans notre cas on utilisera le dernier branchement (voir figure 5.1 et photo 6) .

Le pont P-350A est extensé à 10 voies , d'où la possibilité de brancher 10 jauges à la fois .

Branchement quart de pont :

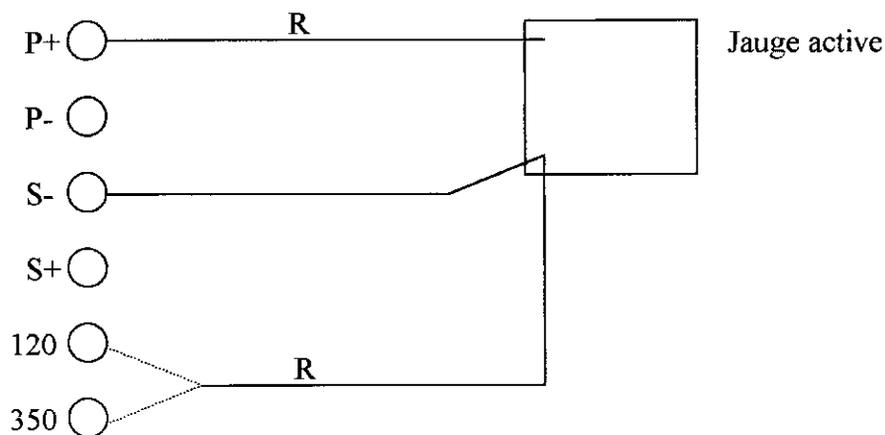


Figure 5.1 : Branchement en quart de pont

Les valeurs 120 et 350 sont exprimées en ohm . Elles représentent les résistances des jauges , en général la résistance est de $120 \pm 0.3 \Omega$.

ANNEXE 6 :

RESULTATS EXPERIMENTAUX SUR LE COMPORTEMENT
MECANIQUE

Résistances obtenues :**Tableau 6.1**

Résistances obtenues en compression

Essai sur éprouvettes cylindriques $\varnothing 16 \times 32$ cm à 14 jours
(Fibres 1 à 2 cm)

Ciment (kg/m ³)	Rapport G/S	Composition			Effort de rupture lu sur le cadran (KN)	Effort de rupture réel (KN)	Résistance en compression (MPa)
		Eau (l/m ³)	Fibres (kg/m ³)	Poids éprouvette (kg)			
350	2.33	207.5	0	15.200	520	566.502	28.198
350	2.33	207.5	0	15.250	500	544.740	27.115
350	2.33	207.5	0	15.230	520	566.502	28.198
350	2.33	207.5	15	14.720	85	81.380	4.050
350	2.33	207.5	15	14.700	95	90.320	4.495
350	2.33	207.5	15	14.750	90	85.840	4.272
350	2.33	212.5	0	15.400	495	534.415	26.601
350	2.33	212.5	0	15.400	465	487.105	24.246
350	2.33	212.5	0	15.450	490	526.530	26.208
350	2.33	212.5	20	14.600	15	19.230	0.957
350	2.33	212.5	20	14.600	20	25.000	1.244
350	2.33	212.5	20	14.550	10	13.461	0.670
350	2.33	217.5	0	15.450	460	494.990	24.638
350	2.33	217.5	0	15.450	470	479.220	23.853
350	2.33	217.5	0	15.400	465	487.105	24.246
350	2.33	217.5	25	14.000	10	13.461	0.670
350	2.33	217.5	25	14.150	5	6.730	0.335
350	2.33	217.5	25	14.150	12	15.768	0.784

Tableau 6.2

Résistances obtenues en flexion

Essai sur éprouvettes prismatiques 10 × 10 × 40 cm à 14 jours
(Fibres 1 à 2 cm)

Composition					Effort de rupture (kg)	Résistance en flexion (MPa)
Ciment (kg/m ³)	Rapport G/S	Eau (l/m ³)	Fibres (kg/m ³)	Poids éprouvette (kg)		
350	2.33	207.5	0	9.700	1800	3.240
350	2.33	207.5	0	9.700	1700	3.060
350	2.33	207.5	15	9.100	750	1.350
350	2.33	207.5	15	9.050	625	1.125
350	2.33	207.5	15	9.100	900	1.620
350	2.33	212.5	0	9.650	1320	2.376
350	2.33	212.5	0	9.700	1520	2.736
350	2.33	212.5	20	9.000	140	0.252
350	2.33	212.5	20	9.000	200	0.360
350	2.33	212.5	20	9.000	210	0.378
350	2.33	217.5	0	9.600	1580	2.844
350	2.33	217.5	0	9.650	1680	3.024
350	2.33	217.5	25	8.800	200	0.360
350	2.33	217.5	25	8.700	220	0.396
350	2.33	217.5	25	9.000	215	0.387

Tableau 6.3

Résistances obtenues en fendage (essai Brésilien)

Essai sur éprouvettes cylindriques $\varnothing 16 \times 32$ cm à 14 jours
(Fibres 1 à 2 cm)

Composition					Effort de rupture lu sur le cadran (KN)	Effort de rupture réel (KN)	Résistance en fendage (MPa)
Ciment (kg/m ³)	Rapport G/S	Eau (l/m ³)	Fibres (kg/m ³)	Poids éprouvette (kg)			
350	2.33	207.5	0	15.200	170	185.895	2.312
350	2.33	207.5	0	15.230	150	155.670	1.936
350	2.33	207.5	0	15.250	140	145.960	1.815
350	2.33	207.5	15	14.700	19	23.846	0.296
350	2.33	207.5	15	14.600	22	26.230	0.326
350	2.33	207.5	15	14.600	35	34.805	0.433
350	2.33	212.5	0	15.300	160	165.380	2.057
350	2.33	212.5	0	15.250	150	155.670	1.936
350	2.33	212.5	0	15.250	145	150.815	1.876
350	2.33	212.5	20	14.600	<10	-	-
350	2.33	212.5	20	14.550	<10	-	-
350	2.33	212.5	20	14.500	<10	-	-
350	2.33	217.5	0	15.450	140	145.960	1.815
350	2.33	217.5	0	15.400	148	153.728	1.912
350	2.33	217.5	0	15.400	153	158.583	1.972
350	2.33	217.5	25	14.100	<10	-	-
350	2.33	217.5	25	14.000	<10	-	-
350	2.33	217.5	25	14.100	<10	-	-

Tableau 6.4

Résistances obtenues en compression

Essai sur éprouvettes cylindriques $\varnothing 16 \times 32$ cm à 7 jours
(Fibres 0.5 cm)

Composition					Effort de rupture lu sur le cadran (KN)	Effort de rupture réel (KN)	Résistance en compression (MPa)
Ciment (kg/m ³)	Rapport G/S	Eau (l/m ³)	% Fibres volume	Poids éprouvette (kg)			
350	2.33	192.5	0	15.000	418	412.986	20.556
350	2.33	192.5	0	15.100	430	431.910	21.498
350	2.33	194	0.35	14.800	332	334.752	16.662
350	2.33	194	0.35	14.750	343	351.198	17.481
350	2.33	194	0.35	15.000	358	359.988	17.910
350	2.33	195.5	0.70	14.800	365	364.090	18.122
350	2.33	195.5	0.70	14.800	382	374.052	18.618
350	2.33	195.5	0.70	14.800	365	397.216	19.771

Tableau 6.5

Résistances obtenues en compression

Essai sur éprouvettes cylindriques $\varnothing 16 \times 32$ cm à 14 jours
(Fibres 0.5 cm)

Composition					Effort de rupture lu sur le cadran (KN)	Effort de rupture réel (KN)	Résistance en compression (MPa)
Ciment (kg/m ³)	Rapport G/S	Eau (l/m ³)	% Fibres volume	Poids éprouvette (kg)			
350	2.33	192.5	0	15.000	500	542.300	26.993
350	2.33	192.5	0	15.100	520	566.502	28.198
350	2.33	194	0.35	14.950	438	444.526	22.126
350	2.33	194	0.35	14.800	426	425.602	21.184
350	2.33	194	0.35	15.850	445	455.565	22.676
350	2.33	195.5	0.70	14.750	467	490.259	24.403
350	2.33	195.5	0.70	14.750	459	477.643	23.775
350	2.33	195.5	0.70	14.700	434	438.218	21.812

Tableau 6.6

Résistances obtenues en flexion

Essai sur éprouvettes prismatiques 10 × 10 × 40 cm
(Fibres 0.5 cm) à 7 jours

Composition					Effort de rupture (kg)	Résistance en flexion (MPa)
Ciment (kg/m ³)	Rapport G/S	Eau (l/m ³)	% Fibres volume	Poids éprouvette (kg)		
350	2.33	192.5	0	9.600	980	1.764
350	2.33	194	0.35	9.350	1250	2.250
350	2.33	194	0.35	9.450	1220	2.196
350	2.33	195.5	0.70	9.300	1230	2.214
350	2.33	195.5	0.70	9.400	1300	2.340

Tableau 6.7

Résistances obtenues en flexion

Essai sur éprouvettes prismatiques 10 × 10 × 40 cm
(Fibres 0.5 cm) à 14 jours

Composition					Effort de rupture (kg)	Résistance en flexion (MPa)
Ciment (kg/m ³)	Rapport G/S	Eau (l/m ³)	% Fibres volume	Poids éprouvette (kg)		
350	2.33	192.5	0	9.600	1240	2.232
350	2.33	194	0.35	9.400	1380	2.484
350	2.33	194	0.35	9.350	1365	2.457
350	2.33	195.5	0.70	9.300	1430	2.572
350	2.33	195.5	0.70	9.350	1470	2.648

Tableau 6.8

Résistances obtenues en fendage (essai Brésilien)

Essai sur éprouvettes cylindriques $\varnothing 16 \times 32$ cm à 7 jours
(Fibres 0.5 cm)

Composition					Effort de rupture lu sur le cadran (KN)	Effort de rupture réel (KN)	Résistance en fendage (MPa)
Ciment (kg/m ³)	Rapport G/S	Eau (l/m ³)	% Fibres volume	Poids éprouvette (kg)			
350	2.33	192.5	0	15.100	140	145.960	1.815
350	2.33	192.5	0	15.150	135	138.815	1.726
350	2.33	194	0.35	15.000	170	185.895	2.312
350	2.33	194	0.35	14.800	145	150.815	1.876
350	2.33	194	0.35	15.000	141	146.931	1.827
350	2.33	195.5	0.70	14.700	195	218.909	2.723
350	2.33	195.5	0.70	14.750	178	202.307	2.516
350	2.33	195.5	0.70	14.750	149	154.699	1.924

Tableau 6.9

Résistances obtenues en fendage (essai Brésilien)

Essai sur éprouvettes cylindriques $\varnothing 16 \times 32$ cm à 14 jours
(Fibres 0.5 cm)

Composition					Effort de rupture lu sur le cadran (KN)	Effort de rupture réel (KN)	Résistance en fendage (MPa)
Ciment (kg/m ³)	Rapport G/S	Eau (l/m ³)	% Fibres volume	Poids éprouvette (kg)			
350	2.33	192.5	0	15.100	170	185.895	2.312
350	2.33	192.5	0	15.050	165	175.637	2.185
350	2.33	194	0.35	15.000	190	214.743	2.671
350	2.33	194	0.35	14.800	205	226.922	2.823
350	2.33	194	0.35	15.000	185	210.576	2.619
350	2.33	195.5	0.70	14.700	230	252.305	3.138
350	2.33	195.5	0.70	14.750	215	234.614	2.918
350	2.33	195.5	0.70	14.750	228	249.536	3.104

Remarque :

Les résistances, à la compression, à la flexion et au fendage correspondent à des contraintes maximales calculées respectivement par les formules, appliquées au béton sans fibres, suivantes :

- pour la compression :

$$\sigma = \frac{4P}{\pi D^2}$$

- pour la flexion :

$$\sigma = \frac{1.8P}{a^2}$$

- pour le fendage :

$$\sigma = \frac{2P}{\pi DH}$$

Avec : P	Charge appliquée
D	Diamètre de l'éprouvette cylindrique
H	Hauteur de l'éprouvette cylindrique
a	Côté de l'éprouvette prismatique (a × a × 4a)

Lectures Charge-Déformation :

Légende :

BF15	Béton de fibres dosé à : 15 kg/m ³
BT15	Béton témoin (du BF15)
BF0.70	Béton de fibres dosé à : 0.70% du volume
BF0.35	Béton de fibres dosé à : 0.35% du volume
BO	Béton témoin (du BF0.70 et BF0.35)
ε_{t1} et ε_{t2}	Jauges transversales
ε_{l1} et ε_{l2}	Jauges longitudinales

Tableau 6.10

Eprouvette $\varnothing 16 \times 32$ cm : BT15

Poids : 15 kg 250

Essai : Compression à 14 jours

Forces lues sur cadran (KN)	Forces réelles (KN)	contraintes (MPa)	ε_{t1} (‰)	ε_{t2} (‰)	ε_{tmoy} (‰)	ε_{l1} (‰)	ε_{l2} (‰)	ε_{lmoy} (‰)
0	0	0	0	0	0	0	0	0
50	46.6	2.32	0.024	-	0.024	-	0.134	0.134
105	101.655	5.06	0.038	-	0.038	-	0.214	0.214
155	156.3	7.78	0.060	-	0.060	0.159	0.337	0.248
205	224.204	11.16	0.100	-	0.100	0.312	-	0.312
260	269.206	13.40	0.121	-	0.121	0.410	0.502	0.456
330	344.543	17.18	0.182	-	0.182	0.640	0.642	0.641
445	457.449	22.77	0.345	-	0.345	1.08	0.976	1.028
500	544.74	27.115	-	-	-	-	-	--

Tableau 6.11

Eprouvette $\varnothing 16 \times 32$ cm : BF15

Poids : 14 kg 700

Essai : Compression à 14 jours

Forces lues sur cadran (KN)	Forces réelles (KN)	Contraintes (MPa)	ε_{11} (‰)	ε_{12} (‰)	ε_{moy} (‰)	ε_{11} (‰)	ε_{12} (‰)	ε_{moy} (‰)
0	0	0	0	0	0	0	0	0
10	13.461	0.670	0.065	0.091	0.078	-	0.537	0.537
22	26.230	1.305	0.150	0.17	0.160	-	0.626	0.626
30	31.150	1.550	0.194	0.226	0.210	-	0.690	0.690
43	40.880	2.034	0.235	0.240	0.237	-	0.730	0.730
50	46.538	2.316	0.355	0.366	0.360	-	0.745	0.745
66	67.412	3.355	0.386	0.428	0.399	-	0.790	0.790
80	76.920	3.828	0.526	0.547	0.536	-	0.820	0.820
89	84.940	4.228	0.699	0.700	0.702	-	0.845	0.845
95	90.320	4.495	-	-	-	-	-	-

Tableau 6.12

Eprouvette $\varnothing 16 \times 32$ cm : BF15

Poids : 14 kg 720

Essai : Compression à 14 jours

Forces lues sur cadran (KN)	Forces réelles (KN)	contraintes (MPa)	ε_{t1} (‰)	ε_{t2} (‰)	ε_{tmoy} (‰)	ε_{l1} (‰)	ε_{l2} (‰)	ε_{lmoy} (‰)
0	0	0	0	0	0	0	0	0
10	13.461	0.673	0.094	0.071	0.082	1.013	0.376	0.694
20	25.000	1.250	0.166	0.135	0.150	0.924	0.395	0.659
30	31.150	1.550	0.188	0.208	0.198	0.955	0.385	0.670
40	38.46	1.920	0.210	0.251	0.230	0.908	0.404	0.656
50	46.538	2.320	0.286	0.396	0.341	0.964	0.416	0.690
60	66.53	3.320	0.288	0.475	0.381	0.997	0.430	0.713
70	68	3.400	0.388	0.642	0.515	0.996	0.402	0.699
80	76.92	3.864	0.473	0.900	0.686	0.946	0.454	0.700
85	81.380	4.050	-	-	-	-	-	-

Tableau 6.13

Eprouvette $\varnothing 16 \times 32$ cm : B0

Poids : 15 kg 000

Essai : Compression à 7 jours

Forces lues sur cadran (KN)	Forces réelles (KN)	contraintes (MPa)	ϵ_{11} (‰)	ϵ_{12} (‰)	ϵ_{moy} (‰)	ϵ_{11} (‰)	ϵ_{12} (‰)	ϵ_{moy} (‰)
0	0	0	0	-	0	0	0	0
21	25.615	1.275	0.010	-	0.010	0.017	0.012	0.014
38	36.998	1.841	0.016	-	0.016	0.072	0.048	0.060
58	62.531	3.112	0.024	-	0.024	0.089	0.092	0.090
81	77.812	3.873	0.038	-	0.038	0.131	0.153	0.142
100	94.800	4.718	0.042	-	0.042	0.175	0.213	0.194
120	117.380	5.842	0.064	-	0.064	0.208	0.224	0.218
143	148.873	7.410	0.071	-	0.071	0.256	0.250	0.253
163	171.534	8.538	0.090	-	0.090	0.278	0.280	0.279
180	206.486	10.274	0.105	-	0.105	0.298	0.300	0.299
204	209.486	10.427	0.124	-	0.124	0.300	0.348	0.324
220	238.460	11.869	0.128	-	0.128	0.340	0.360	0.350
240	266.150	13.247	0.142	-	0.142	0.380	0.420	0.400
270	296.875	14.777	0.155	-	0.155	-	0.480	0.480
300	326.000	16.226	0.176	-	0.176	0.736	0.765	0.750
360	361.160	17.977	0.228	-	0.228	0.914	0.936	0.925
385	375.810	18.706	0.299	-	0.299	0.988	1.053	1.020
418	412.986	20.556	-	-	-	-	-	-

Tableau 6.14

Eprouvette $\varnothing 16 \times 32$ cm : BF0.70

Poids : 14 kg 800

Essai : Compression à 7 jours

Forces lues sur cadran (KN)	Forces réelles (KN)	contraintes (MPa)	ϵ_{t1} (‰)	ϵ_{t2} (‰)	ϵ_{tmoy} (‰)	ϵ_{l1} (‰)	ϵ_{l2} (‰)	ϵ_{lmoy} (‰)
0	0	0	0	-	0	0	-	0
20	25.000	1.244	0.010	-	0.010	0.041	-	0.041
41	39.267	1.954	0.014	-	0.014	0.067	-	0.067
60	66.530	3.31	0.030	-	0.030	0.112	-	0.112
100	94.800	4.718	0.038	-	0.038	0.165	-	0.165
122	120.238	5.985	0.049	-	0.049	0.220	-	0.220
147	152.757	7.603	0.068	-	0.068	0.306	-	0.306
172	189.998	9.456	0.085	-	0.085	0.372	-	0.372
245	271.137	13.496	0.139	-	0.139	0.613	-	0.613
325	340.650	16.956	0.155	-	0.155	0.940	-	0.940
365	364.090	18.122	-	-	-	-	-	-

Tableau 6.15Eprouvette $\varnothing 16 \times 32$ cm : BF0.70

Poids : 14 kg 800

Essai : Compression à 7 jours

Forces lues sur cadran (KN)	Forces réelles (KN)	contraintes (MPa)	ϵ_{t1} (‰)	ϵ_{t2} (‰)	ϵ_{lmoy} (‰)	ϵ_{l1} (‰)	ϵ_{l2} (‰)	ϵ_{lmoy} (‰)
0	0	0	0	0	0	0	-	0
20	20	0.995	0.007	0.011	0.009	0.038	-	0.038
45	42.499	2.115	0.007	0.020	0.013	0.070	-	0.070
65	67.265	3.348	0.02	0.045	0.032	0.120	-	0.120
89	77.955	3.880	0.023	0.045	0.034	0.153	-	0.153
128	128.812	6.411	0.042	0.067	0.054	0.243	-	0.243
152	157.612	7.845	0.049	0.091	0.070	0.325	-	0.325
185	210.576	10.481	0.071	0.111	0.091	0.398	-	0.398
250	276.125	13.744	0.117	0.170	0.143	0.606	-	0.606
382	374.052	18.618	-	-	-	-	-	-

Tableau 6.16

Eprouvette $\varnothing 16 \times 32$ cm : BF0.35

Poids : 15 kg 000

Essai : Compression à 7 jours

Forces lues sur cadran (KN)	Forces réelles (KN)	contraintes (MPa)	ε_{11} (‰)	ε_{12} (‰)	ε_{moy} (‰)	ε_{11} (‰)	ε_{12} (‰)	ε_{moy} (‰)
0	0	0	0	-	0	0	0	0
20	25	1.244	0.027	-	0.027	-	0.013	0.013
40	38.46	1.914	0.038	-	0.038	0.070	0.061	0.0655
70	68	3.384	0.050	-	0.050	0.114	0.112	0.113
90	78.07	3.886	0.051	-	0.051	0.164	0.182	0.173
122	120.238	5.985	0.072	-	0.072	0.238	0.257	0.247
145	150.815	7.507	0.082	-	0.082	0.309	0.306	0.307
180	206.41	10.274	0.109	-	0.109	0.432	0.410	0.421
218	236.921	11.793	0.136	-	0.136	0.531	-	0.531
260	306.05	15.233	0.458	-	0.458	-	0.781	0.781
358	359.988	17.910	-	-	-	-	-	-

Tableau 6.17

Eprouvette $\varnothing 16 \times 32$ cm : BF0.35

Poids : 14 kg 750

Essai : Compression à 7 jours

Forces lues sur cadran (KN)	Forces réelles (KN)	contraintes (MPa)	ε_{t1} (‰)	ε_{t2} (‰)	ε_{tmoy} (‰)	ε_{l1} (‰)	ε_{l2} (‰)	ε_{lmoy} (‰)
0	0	0	0	-	0	0	-	0
20	25	1.244	0.015	-	0.015	0.023	-	0.023
42	40.075	1.994	0.035	-	0.035	0.059	-	0.059
60	66.530	3.311	0.043	-	0.043	0.095	-	0.095
80	76.920	3.820	0.044	-	0.044	0.137	-	0.137
100	94.800	4.718	0.057	-	0.057	0.200	-	0.200
126	125.950	6.269	0.066	-	0.066	0.254	-	0.254
140	145.960	7.265	0.076	-	0.076	0.301	-	0.301
163	171.530	8.538	0.092	-	0.092	0.311	-	0.311
180	206.410	10.274	0.106	-	0.106	0.340	-	0.340
203	225.380	11.218	0.120	-	0.120	0.394	-	0.394
237	261.990	13.040	0.141	-	0.141	0.534	-	0.534
275	301.062	14.985	0.515	-	0.515	0.797	-	0.797
343	351.198	17.481	-	-	-	-	-	-

Tableau 6.18

Eprouvette $\varnothing 16 \times 32$ cm : B0

Poids : 15 kg 000

Essai : Compression à 14 jours

Forces lues sur cadran (KN)	Forces réelles (KN)	contraintes (MPa)	ε_{11} (‰)	ε_{12} (‰)	ε_{moy} (‰)	ε_{11} (‰)	ε_{12} (‰)	ε_{moy} (‰)
0	0	0	0	0	0	0	-	0
22	26.230	1.305	0.007	0.004	0.005	0.009	-	0.009
40	38.460	1.914	0.018	0.010	0.014	0.064	-	0.064
59	64.530	3.212	0.028	0.016	0.022	0.087	-	0.087
80	76.920	3.828	0.040	0.028	0.034	0.134	-	0.134
101	96.089	4.782	0.044	0.32	0.038	0.190	-	0.190
120	117.380	5.842	0.060	0.057	0.058	0.213	-	0.213
143	148.873	7.410	0.070	0.061	0.065	0.245	-	0.245
160	165.380	8.232	0.090	0.079	0.084	0.269	-	0.269
180	206.410	10.274	0.101	0.095	0.098	0.287	-	0.287
199	222.242	11.062	0.120	0.107	0.113	0.316	-	0.316
220	238.460	11.869	0.130	0.118	0.124	0.356	-	0.356
240	266.150	13.247	0.141	0.134	0.137	0.412	-	0.412
265	271.137	13.496	0.149	0.138	0.143	0.465	-	0.465
280	306.050	15.233	0.154	0.150	0.152	0.547	-	0.547
300	326.000	16.226	0.160	0.161	0.160	0.708	-	0.708
360	361.160	17.977	0.224	0.217	0.220	0.898	-	0.898
406	394.062	19.614	0.293	0.286	0.289	0.956	-	0.956
452	466.604	23.225	0.307	0.302	0.304	1.003	-	1.003
500	542.300	26.993	-	-	-	-	-	-

Tableau 6.19

Eprouvette $\varnothing 16 \times 32$ cm : BF0.70

Poids : 14 kg 750

Essai : Compression à 14 jours

Forces lues Sur cadran (KN)	Forces réelles (KN)	contraintes (MPa)	ε_{11} (‰)	ε_{12} (‰)	ε_{tmoy} (‰)	ε_{11} (‰)	ε_{12} (‰)	ε_{lmoy} (‰)
0	0	0	0	-	0	0	-	0
20	25	1.244	0.022	-	0.022	0.029	-	0.029
40	38.460	1.914	0.038	-	0.038	0.092	-	0.092
60	66.530	3.311	0.051	-	0.051	0.119	-	0.119
82	78.704	3.917	0.067	-	0.067	0.154	-	0.154
100	94.800	4.718	0.085	-	0.085	0.221	-	0.221
120	117.380	5.842	0.091	-	0.091	0.269	-	0.269
143	150.247	7.478	0.115	-	0.115	0.318	-	0.318
160	165.380	8.231	0.139	-	0.139	0.371	-	0.371
180	206.410	10.274	0.147	-	0.147	0.427	-	0.427
202	208.076	10.357	0.171	-	0.171	0.453	-	0.453
220	238.460	11.869	0.186	-	0.186	0.517	-	0.517
246	272.135	13.545	0.188	-	0.188	0.621	-	0.621
260	286.100	14.240	0.213	-	0.213	0.680	-	0.680
280	306.046	15.233	0.240	-	0.240	0.783	-	0.783
302	327.172	16.285	0.270	-	0.270	0.904	-	0.904
320	337.720	16.810	0.330	-	0.330	1.094	-	1.094
340	349.440	17.393	0.340	-	0.340	1.134	-	1.134
360	361.160	17.977	0.350	-	0.350	1.154	-	1.154
380	372.880	18.560	0.359	-	0.359	1.168	-	1.168
400	384.600	19.143	0.370	-	0.370	1.174	-	1.174
459	477.643	23.775	-	-	-	-	-	-

Tableau 6.20

Eprouvette $\varnothing 16 \times 32$ cm : BF0.70

Poids : 14 kg 700

Essai : Compression à 14 jours

Forces lues sur cadran (KN)	Forces réelles (KN)	contraintes (MPa)	ϵ_{t1} (‰)	ϵ_{t2} (‰)	ϵ_{tmoy} (‰)	ϵ_{11} (‰)	ϵ_{12} (‰)	ϵ_{lmoy} (‰)
0	0	0	0	-	0	0	-	0
18	22.692	1.129	0.030	-	0.030	0.037	-	0.037
38	36.998	1.841	0.048	-	0.048	0.094	-	0.094
60	66.530	3.311	0.057	-	0.057	0.129	-	0.129
80	76.920	3.828	0.077	-	0.077	0.166	-	0.166
103	98.667	4.911	0.093	-	0.093	0.227	-	0.227
120	117.380	5.842	0.105	-	0.105	0.275	-	0.275
140	145.960	7.265	0.119	-	0.119	0.332	-	0.332
166	177.689	8.844	0.145	-	0.145	0.385	-	0.385
182	208.076	10.357	0.159	-	0.159	0.431	-	0.431
200	223.076	11.103	0.173	-	0.173	0.467	-	0.467
220	238.460	11.869	0.188	-	0.188	0.523	-	0.523
243	269.142	13.396	0.208	-	0.208	0.633	-	0.633
259	285.102	14.191	0.227	-	0.227	0.386	-	0.386
281	307.040	15.283	0.258	-	0.258	0.811	-	0.811
300	326.000	16.226	0.278	-	0.278	0.924	-	0.924
319	337.134	16.781	0.336		0.336	1.107	-	1.107
360	361.160	17.977	0.352	-	0.352	1.163	-	1.163
381	373.466	18.589	0.369	-	0.369	1.174	-	1.174
434	438.218	21.812	-	-	-	-	-	-

Tableau 6.21

Eprouvette $\varnothing 16 \times 32$ cm : BF0.35

Poids : 14 kg 950

Essai : Compression à 14 jours

Forces lues sur cadran (KN)	Forces réelles (KN)	contraintes (MPa)	ε_{t1} (‰)	ε_{t2} (‰)	ε_{tmoy} (‰)	ε_{l1} (‰)	ε_{l2} (‰)	ε_{lmoy} (‰)
0	0	0	0	-	0	0	0	0
20	25	1.244	29	-	29	15	47	31
44	41.690	2.075	49	-	49	62	123	92.5
73	70.676	3.518	67	-	67	109	181	145
98	93.008	4.629	93	-	93	184	246	215
119	116.411	5.794	95	-	95	229	288	258.5
141	146.931	7.313	119	-	119	295	342	318.5
160	165.380	8.231	137	-	137	350	389	369.5
189	213.909	10.647	160	-	160	438	450	444
212	232.306	11.563	179	-	179	524	514	519
231	253.689	12.627	191	-	191	597	576	586.5
256	282.110	14.042	219	-	219	697	653	675
302	327.172	16.288	269	-	269	883	915	899
315	334.790	16.664	327	-	327	1048	975	1011.5
438	444.526	22.126	-	-	-	-	-	-

Tableau 6.22

Eprouvette $\varnothing 16 \times 32$ cm : BF0.35

Poids : 14 kg 800

Essai : Compression à 14 jours

Forces lues sur cadran (KN)	Forces réelles (KN)	contraintes (MPa)	ε_{t1} (‰)	ε_{t2} (‰)	ε_{tmoy} (‰)	ε_{11} (‰)	ε_{12} (‰)	ε_{lmoy} (‰)
0	0	0	0	0	0	0	-	0
19	23.846	1.187	0.020	0.034	0.027	0.045	-	0.045
42	40.075	1.994	0.038	0.054	0.046	0.090	-	0.090
60	66.530	3.311	0.057	0.060	0.058	0.134	-	0.134
83	79.596	3.962	0.083	0.090	0.086	0.193	-	0.193
100	94.800	4.718	0.093	0.092	0.092	0.220	-	0.220
120	117.380	5.842	0.096	0.097	0.096	0.261	-	0.261
144	149.844	7.458	0.114	0.127	0.120	0.321	-	0.321
160	165.380	8.231	0.133	0.140	0.136	0.368	-	0.368
180	206.410	10.274	0.156	0.157	0.156	0.437	-	0.437
206	227.691	11.330	0.165	0.176	0.170	0.516	-	0.516
220	238.460	11.869	0.183	0.186	0.185	0.562	-	0.562
240	266.150	13.247	0.211	0.204	0.207	0.643	-	0.643
262	288.095	14.340	0.226	0.223	0.224	0.678	-	0.678
280	306.050	15.234	0.238	0.257	0.247	0.777	-	0.777
298	324.005	16.127	0.272	0.271	0.271	0.907	-	0.907
320	337.720	16.810	0.328	0.336	0.332	0.921	-	0.921
338	348.268	17.335	0.337	0.348	0.341	0.948	-	0.948
426	425.602	21.184	-	-	-	-	-	-

ANNEXE 7 :

PHOTOS



Photo 1 : Défibrage manuel

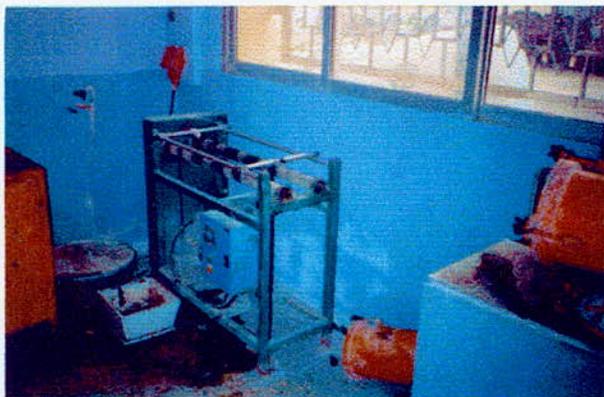


Photo 2 : Micro-Deval
(SONATRO)



Photo 3 : Los Angeles
(SONATRO)

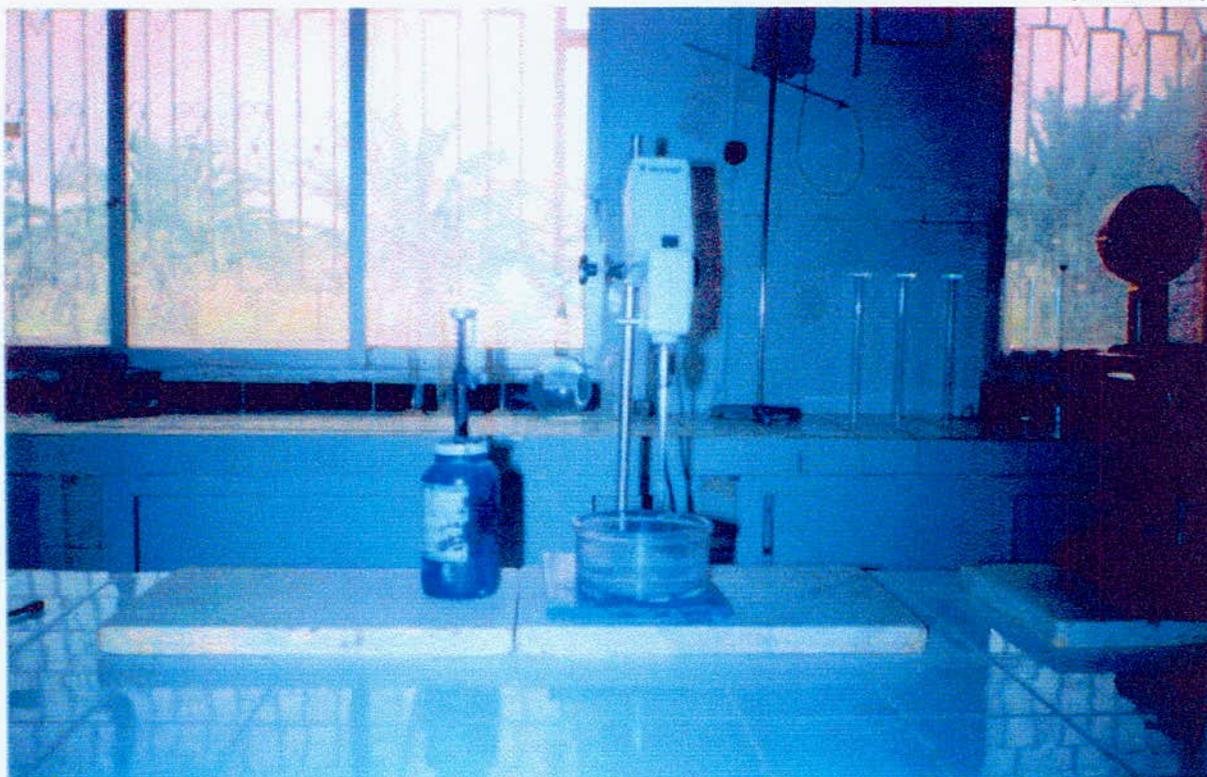


Photo 4 :Valeur au bleu de méthylène
(SONATRO)



Photo 5 : Capteur inductif
(CNERIB)



Photo 6 : Extensiomètre

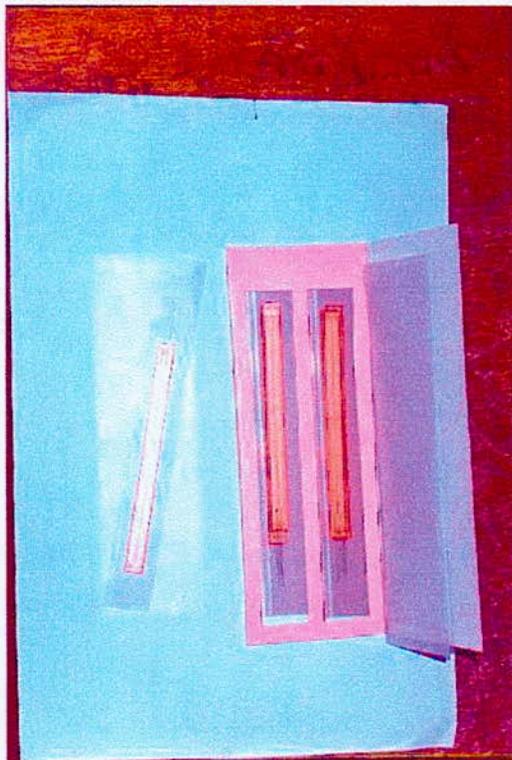


Photo 7 : Jauges utilisées



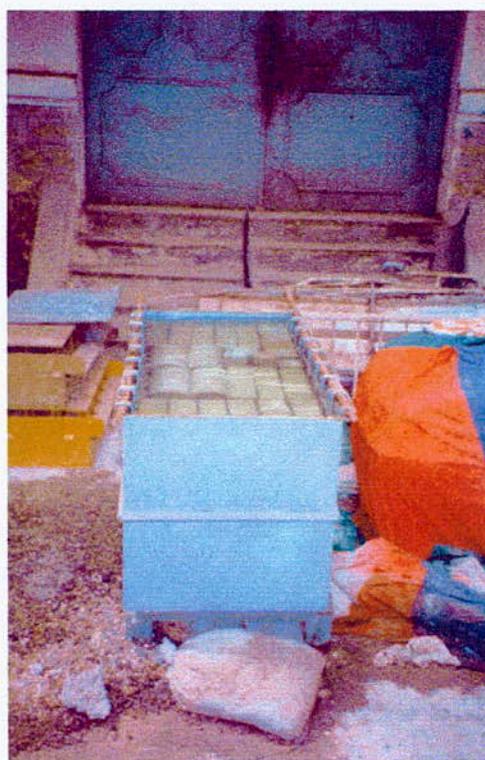
(ENP)

Photo 8 : Malaxeur



(ENP)

Photo 9 : Cône d'Abrams



(ENP)

Photo 10 : Bac à eau



Photo 11 : 12 éprouvettes cylindriques (06 renforcées de fibres et 06 autres témoins)

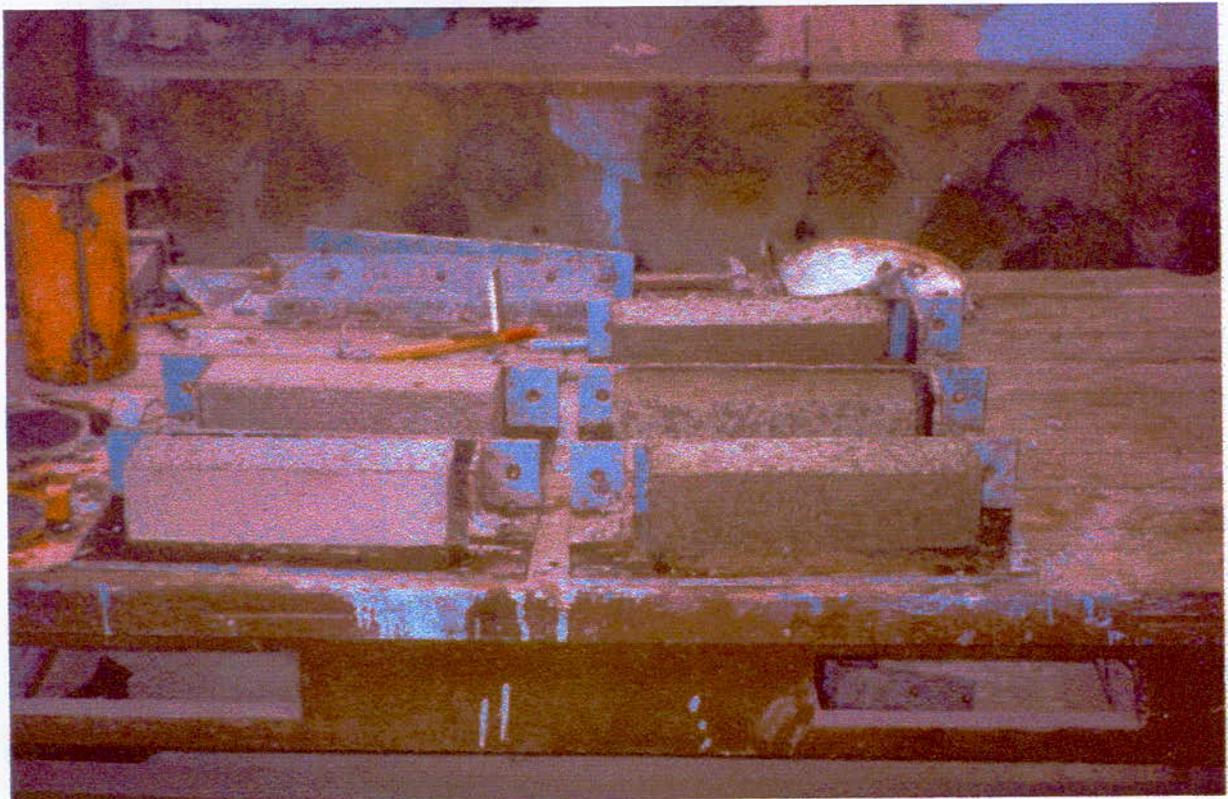


Photo 12 : 05 éprouvettes prismatiques (03 renforcées de fibres et 02 autres témoins)

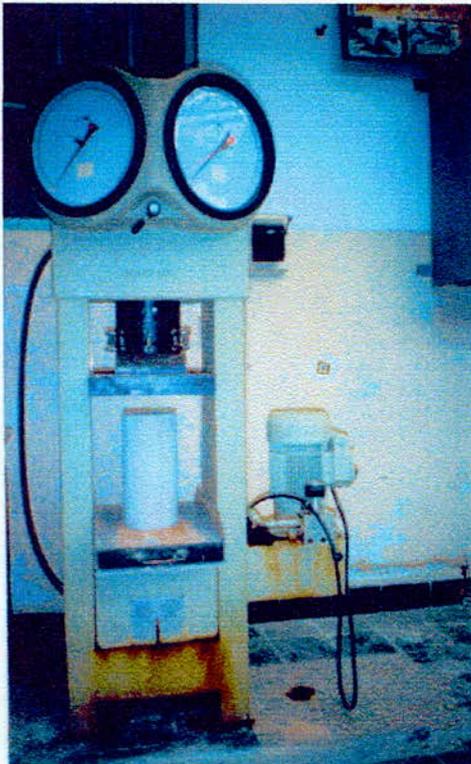


Photo 15 : Presse (ENP)



Photo 16 : Machine de traction (ENP)



Photo 17 : Essai de compression avec lecture des déformations (ENP)

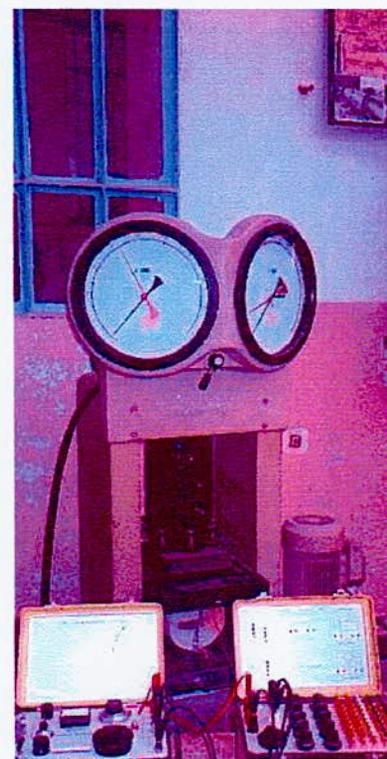


Photo 18 : Essai de fendage avec lecture des déformations (ENP)



Photo 19 : Surfaçage au ciment rouge



Photo 20 : Type de fissures



Photo 21 : Rupture en forme de cône

BIBLIOGRAPHIE

- H.H. Abdel-Rahman, R. Al Juruft, F. Ahmed, I. Alam : « Physical, mechanical and durability characteristics of date palm frond staks as reinforement in structural concrete ».
ED : The international journal of cement composite and lightweight concrete volume 10 N°3
- Annales de l'institut technique du batiment et des travaux publics : « Le béton de fibre mettaliques. Etat actuel des connaissances ».
ED : N°515 juillet-aout 1993 serie béton 302.
- J. Barron, R. Santerey : « Le béton hydraulique ».
ED : Presse de l'école des ponts et chaussées 19982 Paris
- Bulletin de liaison des réseau arbres tropicaux
ED : N°28 décembre 1993
- R. Cbrillac : «Etude comparative des bétons de fibres métalliques, de verre et de bambou ».
ED : Annales de l'institut technique du batiment et des travaux publics N°504 juin 1992 serie béton 290.
- G. Chanvillard : « Analyse expérimentale et modélisation do comportement des fibres d'acier tréfilées ancrées dans une matrice cimentaire ».
ED : L.C.P.C 4^{eme} trimestre 1993.
- MM. Cubaud, Prunier, Pera, Tuset : « Les composants du béton armé ».
ED : L'institut national des sciences appliquées département génie civil et urbanisme.
- G. Dreux : « Nouveau guide du béton ».
ED : Edition Eyrolle 1985 Paris.
- C.K. Kankam : « The influence of palm stalk fiber reinforcement on strinkage stresses in concrete ».
ED : Journal of ferrocement vol 24 N°3 july 1994.
- A.R.BO.LOR école d'hiver sur le bois
ED : 24 janvier 1983 au 29 janvier 1983.
- M. Mimoun : « Les renforts fibreux utilisés dans les matériaux de constructions ».
ED : Algérie équipement .
- PHYWE : « Systeme d'équipement pour la technique de mesure avec extensomètres ».
ED : PHYWE AG.
- P. Rossi, S. Renwez, A. Belloc : « Les bétons de fibres a ultra-haute performances ».
ED : Bulletin de liaison des ponts et chaussées N°198 mars avril 1995 Réf 3897.