

Université d'Abomey-Calavi

N° d'ordre : 10

Année : 2002

FACULTE DES SCIENCES ET TECHNIQUES
(FAST)



COLLEGE POLYTECHNIQUE UNIVERSITAIRE
(CPU)

FORMATION DOCTORALE SCIENCES POUR L'INGENIEUR

Thèse

Pour l'obtention du grade

DOCTEUR de l'Université d'Abomey-Calavi

Spécialité : Mécanique & Matériaux

présentée par

Gontrand Comlan BAGAN

Contribution à l'amélioration des tuiles en micro béton ó caractérisation des matériaux et des structures

Soutenue publiquement le 27 mars 2002 devant le jury d'examen composé de :

Président :

Professeur Daniel GUITARD (Rapporteur)

Université de Bordeaux 1-France

Membres :

Professeur Jean-Claude MOREL (Rapporteur)

ENTP, Vaulx-en-Velin, France

Professeur Amos FOUJNET (Examinateur)

Université de Dschang, Cameroun

Professeur Jean-François THIMUS (Examinateur)

UCL, Belgique

Professeur Jean-Claude ROTH (Examinateur)

Université de Metz, France

Professeur Antoine VIANOU (Examinateur)

Université d'Abomey-Calavi, Bénin

Professeur Alain VAUTRIN (Directeur de thèse)

ENSM-SE, France

Docteur Chakirou A. TOUKOUROU (Co-encadreur)

Université d'Abomey-Calavi, Bénin

DEDICACE

Je dédie le présent travail à :

- ✓ Mon père Germain BAGAN, dont la rigueur et la sévérité permettent de savourer ces bons résultats et d'œn être fier ;
- ✓ Ma mère Célestine KINMAKON, épouse BAGAN, qui a sacrifié toute sa vie pour mon éducation et celle de mes frères et s'ò urs ;
- ✓ Ma seconde mère ATTLOU, grâce à qui, j'œai appris à formuler les lettres alphabet ;
- ✓ Ma chérie bien-aimée Justine BAGAN, née AKPAGNONDE, dont le soutien moral permanent et le dévouement sans limite face à l'œéducation de nos enfants durant ces années de recherches ont été très appréciable ;
- ✓ Mes fleurs Steve Sèdjro et Carole Sénamie, qui ont su toujours procurer la joie autour de moi pendant les périodes de déclassement suite à d'œintenses activités de réflexion et d'œinvestigation.
- ✓ Mes frères Thomas et Théodule BAGAN pour leur assistance et soutien moral permanent ;
- ✓ Ma s'ò urs Justine et Cathérine pour toutes les sollicitudes dont elles ont été objet durant ces années de recherches ;
- ✓ Mes frères et amis Rustique ALIA GBAGUIDI et Bathélemy Cossi TAMEGNON, pour les précieux conseils et l'œassistance qu'œils ont toujours apportée aux moments opportuns.

Merci à toutes et à tous !!!!!!!

Préambule

Ce travail de thèse a été réalisé, en alternance entre :

- L'équipe de recherche en Energétique et Mécanique (EREM) de Laboratoire d'Études et de Recherches en Techniques Industrielles (LERTI), dirigée par le Professeur Antoine VIANOU d'une part ;
- Et le Département Mécanique et Matériaux de l'École Nationale Supérieure des Mines de Saint-Etienne (ENSM-SE), dirigée par le Professeur Alain VAUTRIN.

Le soutien financier de ce travail a été assuré par le Service de Coopération et d'Action Culturelle (SCAC) de l'Ambassade de France.

Le professeur Daniel GUITARD de l'Université Bordeaux 1, a accepté de se déplacer jusqu'au Bénin pour présider le Jury, et apporter une aide importante à la finition de ce travail. Je l'en remercie très sincèrement.

Je veux exprimer mes sincères gratitudees au Professeur Amos FOUJNET de l'Université de Dshang du Cameroun, pour avoir accepté non seulement d'être examinateur, mais d'apporter une contribution appréciable à la version finale de ce travail.

Je présente mes sincères gratitudees au Professeur Jean-Claude ROTH de l'Université de Metz et au Professeur Jean-François THIMUS de l'Université Catholique de Louvain, qui ont accepté de juger le présent document.

Je remercie le Professeur Jean-Claude MOREL de l'École Nationale des Travaux Publices de l'État pour avoir accepté d'être l'un des rapporteurs de ce travail.

Je remercie tout particulièrement mon Directeur de thèse, le Professeur Alain VAUTRIN, du Département Mécanique et Matériaux de l'École des Mines de Saint-Etienne, qui n'a ménagé aucun effort pour que ce travail soit mené à bien. Sa précision, sa rigueur font de lui un modèle de chercheur, dont la qualité scientifique ne peut qu'être enviée.

Je suis spécialement reconnaissant au Docteur Chakirou Akanho TOUKOUROU de l'Université Nationale du Bénin, qui a co-encadré ce travail et avec qui j'ai bénéficié des conseils et d'appuis de toutes sortes.

Mes remerciements vont à l'endroit du Professeur Antoine VIANOU, pour m'avoir accepté de travailler dans son équipe et pour la précieuse contribution qu'il a su apporter à la qualité scientifique de ce travail.

Je suis infiniment redevable au Professeur Jean BARRAL, ex-Directeur de LERTI, et à travers lui, le Service de Coopération et d'Action Culturelle (SCAC) de l'Ambassade de France, pour avoir mis à ma disposition d'importants moyens financiers pour réaliser ce travail.

Dr Claude MARTINEZ a apporté une contribution appréciable dans la mise en forme matérielle de ce document. Je lui présente mes sincères gratitude.

La réalisation des manipulations a été possible grâce à la collaboration effective des techniciens Robert PEYCELON, Olivier BREUIL, Joël MONATE, Gilles BLANC et mon cher ami Eric GARRIGOU du Centre des Sciences des Matériaux et Structures (SMS) de l'École Nationale Supérieure des Mines de Saint-Etienne (ENSM-SE) et Cyprien LAADE du département de Génie civil du CPU. Je leur suis reconnaissant ; merci à eux tous.

Je remercie spécialement les secrétaires Mme Bernadette DEGACHE de l'ENSM-SE d'une part, Mme Saratou G. FATOKE du LERTI d'autre part, pour le dévouement et la gentillesse avec lesquelles elles ont collaboré durant toutes les étapes de mon travail.

Une mention spéciale pour Thomas HAUG, directeur de l'entreprise "Toît Moderne" pour sa remarquable collaboration pour l'exécution de ce programme de recherche.

Enfin je ne saurais terminer sans adresser mes gratitude à tous mes camarades : David CHERUBIN-GRILLO, Stéphane AVRIL, Lionel LEOTOING, Florent BELNOU, Christophe REYNAUD du Centre Sciences des Matériaux et Structures de l'École Supérieure des Mines de Saint-Etienne d'une part ; et Sylvain GBOHAIDA, Dagbegnon SIMENOU et Mme Elisabeth ALLOGNON de LERTI du CPU, d'autre part, avec lesquels j'ai passé des moments précieux de convivialité et d'échanges.

SOMMAIRE

| | |
|--|----------|
| Dédicace | i |
| Préambule.. | ii |
| Liste des tableaux | v |
| Liste des figures | vi |
| INTRODUCTION GENERALE | 1 |
| Partie I : Le matériau | 4 |
| Chapitre 1 - Le béton hydraulique et ses composants | 5 |
| Introduction | 5 |
| 1.1- Le ciment | 5 |
| 1.1.1- Genèse du ciment Portland | 5 |
| 1.1.2- Classification des ciments | 6 |
| 1.1.3- Technologie de fabrication du ciment Portland | 8 |
| 1.1.4- Mécanique de prise de ciment | 9 |
| 1.2- Les granulats | 10 |
| 1.2.1- Définition et généralité | 10 |
| 1.2.2- Origine des granulats | 11 |
| 1.2.3- Propriété des granulats | 12 |
| 1.2.4- Les sables : Origine et généralité | 20 |
| 1.3- L'eau dans le béton | 23 |
| 1.3.1- La molécule d'eau et ses propriétés physico-chimiques | 23 |
| 1.3.2- Comportement de l'eau dans le béton | 28 |
| Conclusion | 33 |
| Chapitre 2 Présentation des tuiles en microbéton | 34 |
| Introduction | 34 |
| 2.1- Généralités | 34 |
| 2.2- Processus de fabrication | 35 |
| 2.3- Caractéristiques des tuiles | 37 |
| Conclusion | 38 |
| Chapitre 3 Les échantillons | 39 |
| Introduction | 39 |
| 3.1- Sables | 39 |
| 3.2- Echantillons | 41 |
| Conclusion | 41 |

| | |
|--|----|
| Partie : II- Caractérisation mécanique des éprouvettes | 42 |
| Chapitre 4 - Etude de la porosité par analyse microstructurale | 43 |
| Introduction | 43 |
| 4.1- Préparation des mini-échantillons | 43 |
| 4.1.1- Løusinage des échantillons | 44 |
| 4.1.2- Løenrobage des mini-échantillons | 44 |
| 4.1.3- Le pré-polissage des mini-échantillons enrobés | 44 |
| 4.1.4- Le polissage | 46 |
| 4.2- Moyens et méthode de caractérisation | 46 |
| 4.2.1- Principe de l'analyse qualitative | 47 |
| 4.2.2- Acquisition d'images | 49 |
| 4.3- Résultats et analyses | 49 |
| 4.3.1- Observation | 49 |
| 4.3.2- Définition de la procédure de traitement d'images | 50 |
| 4.3.3- Analyse et commentaires des résultats | 52 |
| Conclusion | 55 |
| Chapitre 5 - Etude d'absorption d'eau par le microbéton | 57 |
| Introduction | 57 |
| 5.1- Mécanique d'absorption d'eau | 57 |
| 5.2- Modèle de Kelvin | 58 |
| 5.3- Mise en évidence expérimentale | 60 |
| 5.3.1- Définition et hypothèses | 60 |
| 5.3.2- Moyens et méthodes | 61 |
| 5.3.3- Validation de la Kelvin | 62 |
| 5.4- Résultats et commentaires | 63 |
| Conclusion | 66 |
| Chapitre 6 - Etude d'absorption d'eau par le micro béton | 67 |
| Introduction | 67 |
| 6.1- Généralités sur les essais de flexion | 67 |
| 6.2- Mise en évidence expérimentale | 69 |
| 6.2.1- Préparation des éprouvettes | 69 |
| 6.2.2- Dispositif expérimental | 70 |
| 6.3- Résultats et commentaires | 73 |
| Conclusion | 75 |
| Chapitre 7 - Etude d'absorption d'eau par le micro béton | 76 |

| | |
|--|------------|
| Introduction | 76 |
| 7.1- Théorie de la rupture fragile | 76 |
| 7.1.1- Généralités et modes de rupture | 76 |
| 7.1.2- Condition énergétique | 79 |
| 7.1.3- Apport de Rowan | 83 |
| 7.1.4- Amélioration de la ténacité des matériaux fragiles | 83 |
| 7.1.5- champs de contraintes en tête de figure | 86 |
| 7.2- Détermination expérimental | 89 |
| 7.2.1- Moyens et méthodes | 89 |
| 7.2.2- Validation de la méthode | 93 |
| 7.3- Amélioration des éprouvettes : impact | 94 |
| 7.3.1- Modifications apportées à l'élaboration des éprouvettes | 94 |
| 7.3.2- Conséquence des modifications | 95 |
| 7.4- Résultats et analyses | 96 |
| Conclusion | 100 |
| Partie III : Modélisation des essais de flexion trois points sur tuiles par la méthode de calcul par éléments finis | 101 |
| Chapitre 8 - Etude du comportement des tuiles en flexion trois points | 102 |
| Introduction | 102 |
| 8.1- Généralités | 102 |
| 8.1.1- La configuration conventionnelle | 102 |
| 8.1.2- Les types de flexion de tuile | 104 |
| 8.1.3- Méthodes d'analyse de structures par éléments finis | 104 |
| 8.2- Moyens et mise en œuvre informatique | 111 |
| 8.2.1- Moyens | 111 |
| 8.2.2- Mise en œuvre informatique | 112 |
| 8.3- Analyse et commentaire des résultats | 115 |
| 8.3.1- Champs de déplacements | 115 |
| 8.3.2- Champs de contraintes | 116 |
| Conclusion | 120 |
| Partie : IV- Bilan et perspectives | 121 |
| Chapitre 9 - Bilan et perspectives | 122 |
| Introduction | 122 |
| 9.1- Optimisation du radio granulaire du micro béton | 122 |
| 9.1.1- Bilan sur le comportement hydrophile | 122 |

| | | |
|--------|---|------------|
| 9.1.2- | Bilan de l'étude de la résistance | 123 |
| 9.2- | Réflexion sur le test normatif de résistance en vigueur | 126 |
| 9.3- | Perspectives | 127 |
| | Conclusion générale | 129 |
| | Bibliographie | 132 |
| | Annexe | 140 |
| A- | Microstructure des échantillons du micro béton | 141 |
| B- | Enregistrement des résultats d'absorption d'eau | 146 |
| C- | Courbes contrainte-déformation | 149 |
| D- | Facteur géométrique associé à une fissure | 157 |
| E- | Comportement des structures en flexions | 159 |

Liste des tableaux

Chapitre 1

- 1.1- Spécifications mécaniques et physiques des ciments NFP 15-301[1]
- 1.2- Composition nominale de quelques types de ciment portland suivant la norme (ACNOR A-5)[7]
- 1.3- Résistance mécanique de quelques roches utilisées
- 1.4- Classification granulométrique du sable
- 1.5- Influence qualitative des paramètres d'état de surface
- 1.6- Répartition des électrons de l'oxygène et de l'hydrogène
- 1.7- Composition de l'eau interstitielle du béton

Chapitre 2

- 2.1- Granulométrie des agrégats du micro béton [4]
- 2.2- Caractéristique des tuiles en micro béton [3]

Chapitre 3

- 3.1- Répartition des granulats
- 3.2- Composition granulaire des échantillons

Chapitre 4

- 4.1- Comparaison des différentes méthodologies
- 4.2- Répartition des populations

Chapitre 5

- 5.1- Résultats de porosité ouverte des échantillons de micro béton

Chapitre 6

- 6.1- Récapitulation des résultats

Chapitre 7

- 7.1- Résultats d'analyse microstructurale des nouvelles éprouvettes
- 7.2- Détermination de la ténacité en fonction des échantillons
- 7.3- Détermination de K_{Ic} et validité des résultats

Chapitre 8

- 8.1- Valeur des flèches et déformations maximales
- 8.2- Récapitulation des valeurs de contraintes maximales suivant [z]

Chapitre 9

- 9.1- Résultats des essais mécaniques

Table des figures

Chapitre 1

- 1.1- Représentation schématique de l'évaluation de la prise des ciments Portland
- 1.2- Géométrie d'un grain
- 1.3- Structure de la molécule d'eau : Liaison covalente
- 1.4- Structure de la molécule d'eau
- 1.5- Eau inter lamellaire du C-S-H[73]
- 1.6- Eau inter foliaire du C-S-H[73]

Chapitre 3

- 3.1- Courbes granulométriques

Chapitre 4

- 4.1- Machines et accessoires pour préparation d'éprouvettes
- 4.2- Dispositif d'analyse et de traitement d'impact
- 4.3- Poste d'acquisition et de traitement d'impact
- 4.4- Comparaison des répartitions par rapport aux diamètres équivalentes
- 4.5- Microstructure de l'échantillon 2080
- 4.6- Microstructure de l'échantillon 3070
- 4.7- Microstructure de l'échantillon 4060
- 4.8- Microstructure de l'échantillon 5050
- 4.9- Microstructure de l'échantillon 6040
- 4.10- Microstructure de l'échantillon 7030
- 4.11- Microstructure de l'échantillon 8020
- 4.12- Evolution de la densité en fonction du taux granulaire

Chapitre 5

- 5.1- Représentation d'angle de mouillage
- 5.2- Validité du modèle de Kelvin
- 5.3- Variation de la porosité en fonction du taux de sable
- 5.4- Variation de la porosité en fonction de l'hydrométrie
- 5.5- Comparaison densité de pore (5 à 100 microns) et porosité ouverte

Chapitre 6

- 6.1- Configuration d'un essai de flexion trois points
- 6.2- Configuration d'un essai de flexion quatre points
- 6.3- Disposition expérimental
- 6.4- Répartition graphique contrainte-déformation (Ech2080)
- 6.5- Répartition graphique contrainte-déformation (Ech3070)
- 6.6- Répartition graphique contrainte-déformation (Ech4060)
- 6.7- Répartition graphique contrainte-déformation (Ech5050)
- 6.8- Répartition graphique contrainte-déformation (Ech6040)
- 6.9- Répartition graphique contrainte-déformation (Ech7030)
- 6.10- Répartition graphique contrainte-déformation (Ech8020)

Chapitre 7

- 7.1- Concentration locale de contraintes au voisinage d'une microfissure débouchant
- 7.2- Variation de la contrainte locale σ_y
- 7.3- Les différents modes élémentaires d'ouverture d'une fissure
- 7.4- Libération de l'énergie élastique par augmentation de dimension de fissure
- 7.5- Condition énergétique de Griffith
- 7.6- Amélioration de ténacité par création de contraintes internes
- 7.7- Variation de la contrainte locale dans le plan XY
- 7.8- Mécanisme d'arrêt d'une fissure dans un matériau fragile renfermant des interfaces à faible cohésion
- 7.9- Contrainte locales s'exerçant sur un élément de volume
- 7.10- Variation de la contrainte locale selon σ_y Orowan
- 7.11- Variation de K_{Ic} par rapport à l'état de sollicitation
- 7.12- Quelques types d'essais de ténacité sur matériaux fragiles
- 7.13- Choix de σ_c associé à une fissure
- 7.14- Configuration de l'essai de ténacité (ISO 13586)
- 7.15- Manipulation de flexion SENB
- 7.16- Similitude entre la variation de densité de pores des éprouvettes
- 7.17- Variation force-déplacement
- 7.18- Variation de K_{Ic} en fonction du taux de sable grossier

Chapitre 8

- 8.1- Configuration conventionnelle
- 8.2- Types de flexion
- 8.3- Élément structure type « Sold 45 »
- 8.4- Structures discrétisées et conditions limites de la flexion de type 1
- 8.5- Structures discrétisées et conditions limites de la flexion de type 2
- 8.6- Structures discrétisées et conditions limites de la flexion de type 3
- 8.7- Définition de vecteur-contrainte
- 8.8- Flexion trois points de type 1 sur une flamande
- 8.9- Flexion trois points de type 2 sur une romane
- 8.10- Champs de déplacements d'une romane pour les trois types de flexion
- 8.11- Champs de déplacements d'une flamande pour les trois types de flexion
- 8.12- Champs de contrainte d'une romane pour les trois types de flexion
- 8.13- Champs de contrainte d'une flamande pour les trois types de flexion
- 8.14- Evolution de la contrainte normale suivant (z) en fonction de y aux points A-Z pour une flexion de type 1
- 8.15- Evolution de la contrainte normale suivant (z) en fonction de y aux points A

Chapitre 9

- 9.1- Modèle de fissure fictive
- 9.2- Détermination de la zone optimale
- 9.3- Comportement de la structure des tuiles en test rigoureux.

Introduction Générale

Introduction générale

Depuis plus d'une dizaine d'années, de nombreux pays de l'Afrique occidentale, à l'instar du Bénin, ont connu l'avènement du transfert de technologie de fabrication des nouveaux produits, pour subvenir au besoin d'une habitation durable de coût modeste. Ces nouveaux produits que sont les tuiles fibro-mortier nommées TFM et les tuiles vibro-mortier nommées TVM, présentent de nombreux avantages qui sont:

- Une disponibilité de matières premières dans ces différents pays;
- Une technologie appropriée, permettant une production décentralisée;
- Une technologie nécessitant un faible coût d'investissement et une faible consommation d'énergie;
- Une bonne isolation thermique;
- Un excellent confort acoustique.

Cependant, les tuiles TFM sont de plus en plus délaissées à cause de la vulnérabilité des fibres végétales encastrées dans sa matrice cimentaire.

Bien que la technologie soit bien développée, parce que, basée sur des recherches scientifiques de laboratoire, ainsi que sur une longue expérience pratique d'experts internationaux [4], il importe de porter une attention toute particulière à la qualité du produit TVM, afin de préciser les données exactes spécifiques à la région. La qualité du matériau est une fonction à variables multiples, qui dépend de la nature et de la quantité des matières premières, puis des soins apportés lors de la mise en œuvre [3].

La promotion et la vulgarisation de cette technologie sont rendues effectives grâce à l'organisation des artisans-fabricants des tuiles TVM, en association, qui bénéficie des appuis venant d'institutions tant nationales qu'internationales. Au nombre de celles-ci on peut citer le Bureau International de Travail (BIT), l'Ecole Nationale Supérieure des Travaux Publics (ENSTP) de la Côte d'Ivoire, l'Ecole de Techniciens Supérieurs d'Hydraulique et d'Equipement Rural d'ETASHER du Burkina-Faso et le Laboratoire d'Etudes et de Recherches en Techniques Industrielles (LERTI) du Collège Polytechnique Universitaire, sis à l'Université Nationale du Bénin.

Malgré l'application stricte des normes et recommandations en vigueur, il n'est pas rare de constater que la qualité du produit fini soit douteuse voire médiocre, au vue des taux élevés des casses enregistrées au cours de leur pose en toiture. Dans ce contexte, le groupe POTEMAT (Pôle Technologique de Promotion des Matériaux Locaux) du laboratoire LERTI a décidé de procéder à des investigations sur ce matériau pour améliorer sa qualité.

L'objet de ce travail est d'étudier le comportement en fonction du taux de sable grossier contenu dans les tuiles, pour l'amélioration de leur qualité. L'ossature de ce mémoire se repose sur deux composantes intervenant dans la réponse mécanique des produits:

- Une première composante que nous allons dénommer matérielle, en ce sens qu'elle penche non seulement sur l'étude qualitative et quantitative des matières premières, mais aussi sur le comportement mécanique des différents échantillons du matériau. C'est dans ce cadre que nous allons observer l'effet du taux de sable grossier sur l'hydrophilie, la porosité, et la résistance mécanique d'un matériau aussi hétérogène que fragile, qu'est le mortier vibré, appelé encore micro béton;
- Une seconde composante que nous appellerons structurale, en ce sens qu'intervient la géométrie des tuiles. Dans ce cadre une modélisation par la méthode de calcul par éléments finis nous permettra d'étudier l'impact de cette dernière sur le comportement des tuiles sous différentes sollicitations de flexion trois points.

Ce travail a été déroulé dans deux laboratoires complémentaires: d'un côté le Laboratoire d'Etudes et de Recherches en Techniques Industrielles (LERTI) du Collège Polytechnique Universitaire, spécialisé dans la mise en œuvre des matériaux locaux, et le laboratoire Mécanique et Matériaux de l'Ecole Nationale Supérieure des Mines de Saint-Etienne (ENSM-SE), spécialisé dans les essais mécaniques appliquées aux matériaux composites.

Le programme de recherche a bénéficié du soutien du gouvernement français, sous forme d'une bourse qui a permis un séjour de 3x6mois à l'ENSM-SE.

Première partie:

Le matériau

1- Le béton hydraulique et ses composants

Introduction

Bien qu'utilisé depuis très longtemps, le béton a fait l'objet de nos importantes recherches depuis une cinquantaine d'années dans le but d'en faire un matériau de qualité constante satisfaisant aux exigences de la technologie moderne. Matériau fortement hétérogène et fragile, c'est un mélange endurci de ciment, granulats et eau dans des proportions bien définies.

Les propriétés issues du béton dépendent essentiellement de la qualité et de la quantité de chacun de ces composants.

L'objectif du présent chapitre est de présenter le matériau béton, en partant de ses constituants, avant de définir les principales caractéristiques du microbéton, matériau d'excellence pour la fabrication des tuiles dans de nombreux pays du tiers-monde.

1.1- Le ciment

Le ciment est un liant hydraulique c'est à dire, une matière minérale finement moulue qui, gâchée avec de l'eau, forme une pâte qui fait prise et durcit par suite de réactions et processus d'hydratation. Après durcissement, ce processus d'hydratation conserve sa résistance et sa stabilité même dans l'eau.

1.1.1- Genèse du ciment Portland [14]

Né il y a deux mille ans environ, du constat de durcissement du mortier obtenu par mélange fortuit à l'eau de la chaux, résultant de la décarbonisation des calcaires, puis de pouzzolanes

(terres volcaniques, faites de silices et d'alumines), le ciment a été l'objet d'investigations, qui ont fait de lui un élément absolument essentiel pour la construction et les habitats du fait des qualités acquises.

Au dix-huitième siècle, LAVOISIER a pu interpréter les résistances remarquables obtenues avec des chaux provenant de la cuisson.

BOGUE obtint en 1947, à partir de la décarbonation et de la déshydratation des rocs, une poussière, qui, en présence d'une légère pluie agglomérait les pierres, auxquelles elle se trouvait en contact.

L'anglais SMEATON découvrit en 1756 que seul du calcaire contenant 20 à 25 % de matière argileuse pouvait jouer le rôle de meilleur liant hydraulique. Ces types de calcaire étaient semblables aux pierres de Portland d'où le nom du ciment portland attribué à une bonne partie de liants hydrauliques.

Le français VICAT en 1818 démontra qu'on pouvait fabriquer artificiellement des chaux hydrauliques par un mélange convenable de calcaire et d'argile. Ainsi ASPAIN obtint en 1824, après six années de recherche, le premier brevet de fabrication du ciment portland, mais garda secrètes la composition et la température de cuisson. Ce ne fut qu'en 1845 que JOHNSON fixa la proportion et la température convenables, et marqua ainsi le début de l'industrie du ciment portland artificiel (CPA).

1.1.2- Classification des ciments

La norme française NF P 301, en fonction de leur nature et de la quantité des constituants, classe les ciments courants en cinq grandes catégories [1]:

- Le ciment portland artificiel, noté CPA-CEM I, contenant plus de 95% de clinker ;
- Le ciment portland composé, noté CPJ-CEM II, contenant plus de 65% de clinker;
- Le ciment de haut fourneau ou de laitier, notés CHF-CEM III ou CLK-CEM III, contenant 36% de cendre de laitier ou de haut fourneau;

- Le ciment pouzzolanique, noté CPZ-CEM IV, contenant de la pouzzolane ou de la silice en quantité variant entre 20 et 55%;
- Le ciment au laitier et aux cendres, noté CLC-CEM V, contenant plus de 18% de cendre et de laitier.

Toutes ces catégories de ciment sont caractérisées par des classes, qui désignent leur résistance mécanique à la compression déterminée conformément à la norme NF EN 196-1 après 28 jours. Il existe trois classes: classe 32.5; classe 42.5; classe 52.5. Les spécifications mécaniques et physiques des différentes classes sont illustrées dans le tableau 1.1.

On rencontre par ailleurs d'autres types de ciment présentant des caractéristiques complémentaires. Il s'agit: du ciment de laitier à la chaux (CLX); du ciment à maçonner (CM); du ciment naturel (CN); des chaux hydrauliques naturelles (XHN); des chaux hydrauliques artificielles (XHA); du ciment prompt naturel (CNP); et du ciment alumineux fondu (CA).

La composition des ciments portland est réglementée par des normes. Le tableau 1.2- présente par exemple la composition nominale de quelques types de ce ciment d'après la norme canadienne ACNOR A-5 [7].

| Classe | Résistance à la compression N/mm ² | | Retrait des CPA et CPJ après 28 jrs µm/m | Temps de début de prise en min | Stabilité en mm |
|--------|--|------------------------|---|--------------------------------------|--------------------|
| | Résistance 2 jours | Résistance 28 jours | | | |
| 32.5 | - | de 32.5 à 52.5 | 800 | ≥ 90 | ≤ 10 |
| 42.5 | ≥ 12.5 | De 42.5 à 62.5 | 1000 | ≥ 60 | ≤ 10 |
| 52.5 | ≥ 20 | ≥ 52.5 | | ≥ 60 | ≤ 10 |

Tableau 1.1-: Spécifications mécaniques et physiques des ciments NF P 15-301 [1]

| Types de ciment | Composition nominale en % | | | | Résistance nominale à la compression en MPa | |
|---------------------------------|---------------------------|------------------|------------------|-------------------|---|---------------------|
| | C ₂ S | C ₃ S | C ₃ A | C ₄ AF | Au bout de 3 jours | Au bout de 28 jours |
| 10 Normal | 25 | 49 | 11 | 8 | 12.5 | 26.5 |
| 20 Modifié | 31 | 44 | 5 | 13 | 10 | 26.5 |
| 30 Durcissement rapide | 14 | 58 | 11 | 8 | 22 | - |
| 40 Faible dégagement de chaleur | 46 | 28 | 5 | 13 | 8.5 | 25.5 |
| 50 Résistant aux sulfates | 38 | 41 | 4 | 10 | 10.5 | 26.5 |

Tableau 1.2-: Composition nominale de quelques types de ciment portland suivant la norme (ACNOR A-5) [7].

1.1.3- Technologie de fabrication du ciment portland

Le ciment portland est un mélange de silicates et d'aluminates de calcium résultant de la combinaison de la chaux CaO avec la silice SiO₂, l'alumine Al₂O₃ et l'oxyde de fer Fe₂O₃, issus de calcaire et d'argile.

Les calcaires et les argiles sont extraits le plus souvent des carrières. Ils sont ensuite concassés, homogénéisés, cuits à haute température, trempés et enfin broyés. Le principe consiste à chauffer dans un four, le mélange intime de calcaire et d'argile, pour décarbonater le calcaire et faire réagir la chaux ainsi libérée sur les éléments argileux en vue d'obtenir les silicates, les aluminates et les alumino-ferrites de chaux.

La perfection de la réaction exige une température de cuisson allant jusqu'à 1450°C avec l'obtention au terme, du clinker. Le clinker refroidi est ensuite broyé et mélangé à d'autres matières premières, telles que le gypse (3%), le laitier, la pouzzolane, ou les cendres volantes, selon le type de ciment à obtenir. Le broyage du clinker, dont le but est de réduire les granules de ce dernier à l'état de poudre fine est effectué à l'aide de broyeurs à boulets. Pour obtenir une bonne résistance, le broyage continue jusqu'à l'obtention des grains de 100 microns.

Le clinker est essentiellement composé du silicate tricalcique C_3S , du silicate bicalcique C_2S et une phase interstitielle formée d'aluminat tricalcique C_3A et d'aluminoferrite qui, par réaction avec l'eau, produisent des liaisons C-S-H responsable de la prise du ciment.

1.1.4- Mécanisme de prise du ciment

Le ciment est un liant hydraulique en ce sens qu'il fait prise et durcit lorsqu'on le mélange à l'eau. Le durcissement est dû au seul effet de l'eau par la formation de composés stables. Les réactions d'hydratation qui se produisent sont exothermiques. Les phénomènes qui se déroulent au cours de la prise du ciment se résument en quatre phases [7] :

- a- Au moment du gâchage, les grains de ciment sont mouillés et dispersés dans l'eau; en effet à cause de la présence de l'eau, des forces de répulsion s'exerçant entre ces grains les empêchent d'entrer en contact les uns avec les autres. La pâte est alors visqueuse et prête à être mise en place (figure.1.1- a);
- b- A la périphérie des grains, et grâce à la réaction avec l'eau, un gel colloïdal formé de composés hydratés se crée (fig. 1.1-b);
- c- Le gel s'épaissit au fur et à mesure que les particules de composés réagissent avec l'eau; le début de la prise correspond au moment où les zones de gel qui entourent les grains se rejoignent pour former des ponts;
- d- En même temps que le gel se développe, la réaction ralentit à cause des phénomènes de diffusion de l'eau à travers le gel. Il y a alors formation de cristaux de composés hydratés: silicates calciques hydratés et hydroxyde de calcium.

La structure du ciment durci est poreuse. Les pores varient de 1 à 1000 nm et contiennent de l'eau de type liée. Il existe également des pores plus gros formés de bulles d'air emprisonnées ou entraînées au cours du gâchage.

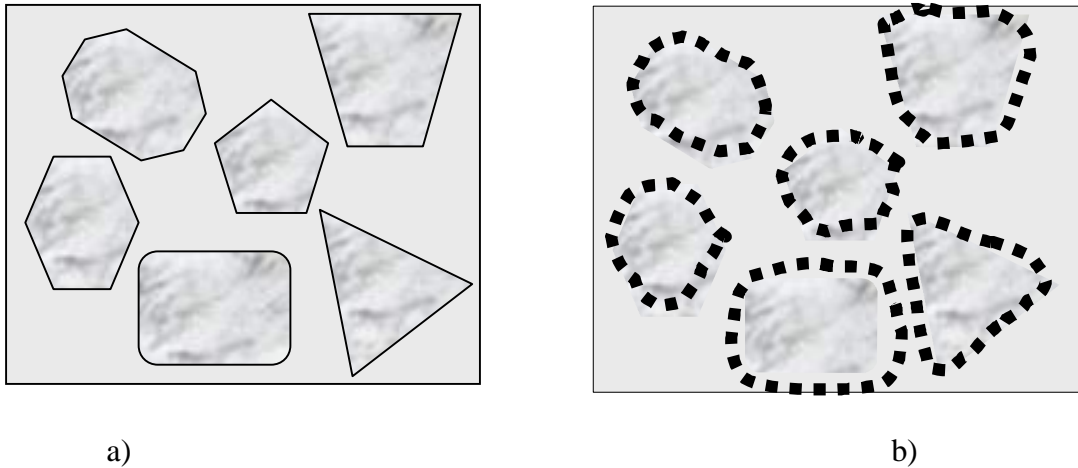


Figure.1.1 : Représentation schématique de l'évolution de la prise du ciment Portland

1.2- Les granulats

1.2.1- Définition et généralités

On appelle granulats inertes, un ensemble de grains de dimensions généralement comprises entre 0 et 125 mm [2] qui, agglomérés par un liant hydraulique, constituent l'ossature du béton obtenu. Le qualificatif inerte signifie que les granulats ne réagissent pas avec le liant et ne participent à la résistance du béton que par la compacité qu'ils confèrent à celui-ci [14]. Cependant il faut noter, que cette idée de la participation des granulats, uniquement comme « produit de remplissage » n'est plus admise de nos jours, car selon MATHER (1975), [14] « tous les granulats sont réactifs, ils diffèrent seulement par la nature des réactions auxquelles ils participent, par l'intensité et la vitesse de ces réactions et leurs effets. ».

Si certains granulats comme le calcaire adhèrent mieux à la pâte de ciment d'autres, créent des zones mécaniquement faibles dans le béton susceptible de perturber le durcissement du ciment ou même de créer des désordres graves dans la construction. Le choix des granulats destinés au béton est donc très critique.

Ainsi, après avoir pris connaissance de l'origine des granulats, nous verrons les conditions que doivent remplir ces derniers pour être de bons constituants du béton.

1.2.2- Origine des granulats

Les granulats destinés au béton proviennent de trois sources qui sont : les carrières des roches massives, des gisements alluvionnaires, des productions artificielles.

Dans la nature, il existe trois grandes catégories de roches [30] : les roches éruptives, métamorphiques et sédimentaires.

a) Les roches éruptives

Ce sont des roches qui proviennent des profondeurs de l'écorce terrestre; il s'agit des :

- Granites (granite, pegmatite, granulite, microgranite, porphyre, variolite, tuf volcanique);
- Diorites (diorite, diorite quartzique, microdiorite, épidiorite.);
- Gabbros (gabbro, dolérite, diabase, basalte, péridotite).

b) Les roches métamorphiques

Ce sont les roches, qui sont partiellement ou totalement recristallisées sous l'effet de pressions et de températures élevées, leur conférant une structure orientée; il s'agit des métamorphiques schisteuses (schiste, micaschiste, ardoise, calcschiste, gneiss, amphibolite).

c) Les roches sédimentaires

Ce sont des roches, qui proviennent de la consolidation des sédiments ou de la précipitation de minéraux en solution. Elles ont une origine détritico-chimique. Il s'agit des :

- Sédimentaires siliceuses (silex, grès, quartzite, psaumite);
- Sédimentaires carbonatées (calcaire, tuf, dolomie).

Suivant l'ordre de grandeur de la dimension des cristaux de chacune des roches, on distingue cinq structures de base : macrogrenue (10 mm) ; grenue (1 mm) ; microgrenue (0.1 mm) ; crypto-cristalline (< 0,01 mm) ; puis vitreuses.

Une structure peut présenter différentes particularités. Elle est dite :

- Porphyrique, lorsqu'elle est composée de cristaux millimétriques ou centimétriques, enrobés dans une matrice fine ;
- Orientée, lorsqu'elle est anisotrope à cause de l'orientation préférentielle des cristaux ;
- Schisteuse, lorsqu'elle est très orientée ;
- Litée, lorsqu'elle présente des alternances de couches minéralogiquement différentes ;
- Fissurée, lorsqu'elle est parcourue par un réseau de fissures.

1-2-3- Propriétés des granulats

L'étude minéralogique et pétrographique permet d'estimer le degré d'altération des roches, leur porosité et leur indice de continuité. Cette étude n'est, généralement pas suffisante pour caractériser un granulat.

Le granulat étant un ensemble de grains, il est caractérisé géométriquement par la dimension des grains, leur forme, leur angularité. Ces caractéristiques sont estimées par des méthodes qui, en l'état actuel de la connaissance, restent largement empiriques et dont la corrélation avec le comportement du produit fini n'est parfois pas très claire. Les caractéristiques physiques sont essentiellement la masse volumique apparente, la porosité et la propreté des grains.

1.2.3.1- Caractéristiques géométriques des granulats

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 tamiser 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.

La norme NF P. 18-304 «granulométrie des granulats» [13] exclut de son domaine d'application les moellons et galets, plus gros que 80 mm; et les fines, plus petites que 80 micromètres. Elle désigne un granulat par un rapport d/D , où d et D sont respectivement deux dimensions de maille carrée (avec $d < D$), telles que :

- Le refus sur le tamis de maille D soit compris entre 1 et 15%, si $D > 1,56d$; entre 1 et 20% dans le contraire ;
- Le passant du tamis de maille d soit compris entre 1 et 15%, si $D < 1,56d$; entre 1 et 20% dans le cas contraire ;
- Le refus sur le tamis de maille $1,56d$ ne soit pas nul ;
- Le passant à $0.63d$ soit inférieur à 3% (à 5% si $D \leq 5$ mm).

La norme P 18.304 définit également les granulats O/D , comme étant des granulats pour lesquels d est inférieur à 0,5 mm, le refus sur le tamis de maille D étant compris entre 1 et 15% et le refus étant nul sur le tamis de maille $1,56d$.

Pour caractériser la granularité des sables, on peut se servir du module de finesse définit également par la même norme. Selon celle-ci, le module de finesse d'un granulat est représenté par un seul chiffre, qui est le centième 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.

Compte tenu de la variabilité de la forme des grains, on peut caractériser un granulat soit par la forme «moyenne» de ses grains, soit par la quantité des grains dont la forme s'éloigne de celle du cube ou de sphère. Ainsi sont utilisés divers procédés parmi lesquels : le coefficient volumétrique moyen et le coefficient d'aplatissement.

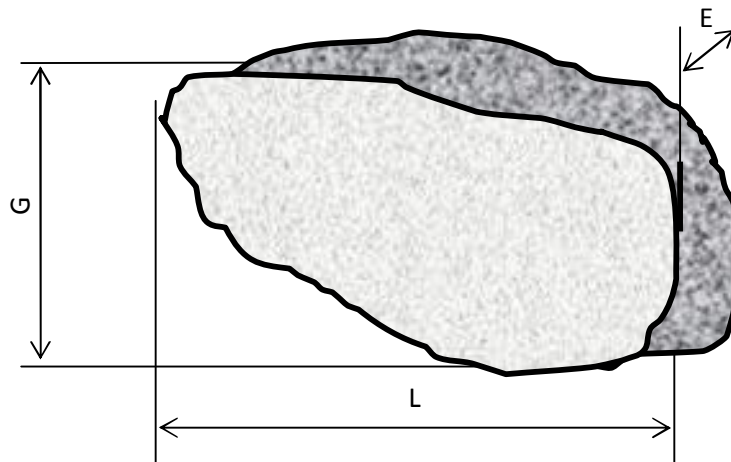


Figure 1.2: Géométrie d'un grain

Le coefficient volumétrique est défini par la norme NF P.18-301, il est le rapport du volume absolu d'un granulat à son volume absolu, si tous les grains, qui le composent étaient des sphères [13]. La détermination de ce coefficient est très peu pratiquée en raison du fait que les granulats alluvionnaires les plus utilisés sont de forme convenable et que cet essai est très long et très fastidieux.

Le coefficient d'aplatissement est le pourcentage de grains dont la grosseur excède 1,56 fois l'épaisseur. On détermine l'épaisseur E , sur des tamis à fentes, et la grosseur G (figure.1.2), sur des tamis à mailles carrées.

Pour des raisons pratiques il faut noter qu'aucune caractérisation de la morphologie n'est applicable aux sables de nos jours dans le cadre de la fabrication du béton [14].

1.2.3.2- Résistance mécanique des granulats

Outre les essais typiques, simulant les sollicitations que subit un granulat dans un ouvrage, les granulats sont caractérisés également par divers autres coefficients, notamment : le coefficient Deval ; le coefficient Los Angeles ; et le coefficient de friabilité.

- Le coefficient Deval est obtenu à partir de l'essai d'attrition de Deval, au cours duquel, un échantillon de 5 kg de granulats, composés de 44 pierres du même calibre, cubiques et à arêtes vives, est placé dans un cylindre tournant autour d'une diagonale du plan diamétral. Après un nombre de tours à une vitesse précisée par le mode opératoire, on tamise sur le tamis de 2 mm. On obtient le coefficient Deval, D par la formule par :

$$D = \frac{400}{U} \quad (1.1)$$

Où U désigne le passant à 2 mm.

Plus faible est le coefficient D, plus mauvais est le granulat.

Pour les gravillons 4/6.3 ; 6.3/10 ; 10/14, on détermine le coefficient micro-Deval par l'expression :

$$MD = \frac{80}{D} \quad (1.2)$$

Où D est le coefficient Deval, déterminé avec 500 grammes de gravillons, auxquels sont ajoutés 2 à 5 kilogrammes d'acier de 10 millimètres de diamètre dans une jarre cylindrique remplie d'eau, et tournée pendant 15 minutes.

- Le coefficient Los Angeles est déterminé à partir d'un essai au cours duquel on 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 ; 6.3/10 ; 10/14. Cet essai consiste à placer 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 retombe ensuite.

Le coefficient Los Angeles, LA est déterminé par l'expression :

$$LA = 100P/5000 \quad (1.3)$$

Où P est le passant au tamis de 1,6 mm.

Le LA d'un granulat est d'autant plus élevé que ce dernier est moins bon.

- Le coefficient de gélivité est l'aboutissement d'un essai, qui consiste à faire subir 25 cycles de gel-dégel (-25°C et +25°C en atmosphère saturante), à un échantillon de

gravillon dont on a déterminé le coefficient Los Angeles. On détermine à nouveau ce coefficient noté LA' après les cycles. La gélivité s'exprime par :

$$G = \frac{LA - LA'}{LA} \times 100 \quad (1.4)$$

- Le coefficient de friabilité est déterminé à partir d'un essai semblable à celui réalisé par le coefficient de micro-Deval, avec la différence qu'à la place des gravillons, on met 500g de sable. Après 15 minutes de rotation de la jarre, on récupère le passant P au tamis de 50 microns. Le coefficient de friabilité s'exprime par :

$$FS = \frac{100 \times P}{500} \quad (1.5)$$

Le coefficient de friabilité est d'autant plus élevé que le sable est plus friable.

Le tableau 1.2.1 suivant donne la résistance mécanique de quelques roches utilisées.

| Nature | Micro-Deval en présence d'eau | Deval | Los Angeles |
|--------------|-------------------------------|---------|-------------|
| Microgranite | 5 à 10 | 11 à 28 | 15 à 25 |
| Granite | 10 à 15 | 13 à 22 | 15 à 20 |
| Diorite | 8 à 25 | 10 à 20 | 10 à 30 |
| Basalte | 5 à 25 | 14 à 23 | 18 à 28 |
| Calcaire | 15 à 80 | 7 à 25 | 20 à 80 |

Tableau 1.3 : Résistance mécanique de quelques roches utilisées

1.2.3.3- Caractéristiques physiques des granulats

Parmi les caractéristiques physiques des granulats, il existe celles qui concernent les granulats eux-mêmes, comme la masse volumique apparente, la masse des grains et la porosité, et celles qui concernent la teneur en substances étrangères et nocives, comme les matières organiques, les sels solubles (sulfates, sulfures, fines argileuses).

i- Masse volumique apparente

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

ii- Masse volumique des grains

La masse volumique des grains est la masse du granulat sec occupant une unité de volume, les vides inter granulaires étant exclus.

iii- Porosité

Exprimée en pourcentage, la porosité est le rapport du volume des vides contenus dans les grains au volume absolu des grains. Pratiquement, on la détermine en multipliant par 100 la différence entre les masses volumiques des grains à l'état saturé sous vide et à l'état sec [12]. Il existe de porosité ouverte et de porosité fermée.

iv- La teneur en matières organiques

Elle doit être aussi faible que possible. En effet, certaines matières organiques (par exemples les acides humiques et fulviques) peuvent perturber gravement et même stopper la prise et le durcissement de la pâte de ciment. Faute de pouvoir identifier ces matières organiques nocives autrement que par des méthodes lourdes et coûteuses, on limite la teneur globale en matières organiques. Ainsi il faut qu'une solution aqueuse à 3 % de soude dans laquelle un échantillon de granulat a été plongé pendant 24 heures soit moins foncée qu'une solution-type [14].

v- Teneur en gypse et en pyrite

La teneur en gypse et en pyrite est susceptible d'altérer et d'attaquer le ciment du béton. Elle peut être déterminée par analyse minéralogique, ou analyse chimique [14].

vi- Teneur en fines argileuses ou propreté [14]

Dans le cas des cailloux et gravillons, l'échantillon est lavé sur le tamis de 500 microns. Le pourcentage de passant à ce tamis constitue la teneur en fines argileuses.

Dans le cas des sables, on procède à l'essai de l'équivalence de sable qui 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 plus floculant H_2 . Le résultat est exprimé sous la forme suivante :

$$Es = 100 (H_1/H_2) \quad (1.6)$$

Où Es est appelé équivalent de sable, il est d'autant plus élevé que la teneur en l'argile est plus faible.

Les sables sont caractérisés aussi par une granulométrie. L'analyse granulométrique du sable est une caractéristique qui permet aux différents granulats d'être classés suivant des classes granulométriques par tamisage. Les tamisages s'effectuent à l'aide des tamis de toiles métalliques dont les côtés inférieurs des mailles s'échelonnent de 0,040 mm à 5 mm, suivant la série Renard, qui est une série de progression géométrique de raison $^{10}\sqrt{10}$ (= 1,25).

Concurremment avec les tamis, on utilise des passoires perforées de trous circulaires. La série de passoires normalisée correspond à des diamètres croissant en progression géométrique de même raison que celle des tamis. Le tableau 1.4 suivant représente la classification granulométrique du sable selon la norme française NF P18. 304.

1.2.3.4- Etat de surface des granulats

Dans l'état actuel de nos connaissances, l'état de surface d'un granulat peut être défini par : la rugosité, l'angularité et la propreté. Il influence de façon remarquable la qualité de béton. Le tableau 1.5 suivant illustre l'influence qualitative des paramètres d'état de surface sur la facilité de mise en œuvre du béton et l'adhérence pâte-granulat.

| Différents granulats | Mailles des tamis (mm) | Diamètre des passoires (mm) |
|--|-----------------------------------|--|
| Particules fines (farines minérales) | 0,08 | |
| Sables | fins 0,08 à 0,315 | < 1,6 |
| | moyens 0,315 à 1,25 | 1,6 à 6,3 |
| | gros 1,25 à 5 | |
| Gravillons et graviers | petits | 6,3 à 10 |
| | moyens | 10 à 16 |
| | gros | 16 à 25 |
| Pierres cassées (ou cailloux) Matériaux roulés | petits | 25 à 40 |
| | moyens | 40 à 63 |
| | gros | 63 à 100 |
| Moellons ou galets | | > 100 |

Tableau 1.4 : Classification granulométrique du sable.

1.2.4- Les sables : origine et généralités

1.2.4.1- Origine et granulométrie des sables

Les sables proviennent de quatre sources principales :

- Sables de rivière et de ballastière ;
- Sables de broyage ou de concassage provenant de roches naturelles, ou accessoirement de matériaux artificiels tels que le laitier de haut fourneau, les briques, les tuiles, etc. ;
- Sables de laitier granulé, obtenus par action d'un courant d'eau froide sur du laitier de haut fourneau en fusion, utilisé brut ou concassé ;
- Sables éoliens, qui sont des sables naturels déposés suivant un processus particulier de transport éolien ; il s'agit ici des sables de dunes.

La forme des grains de sable est essentielle pour des propriétés telles que la compacité des mélanges, l'angle de frottement interne, la maniabilité des mortiers, la résistance au broyage, à l'attrition ou à la fragmentation par écrasement.

Les grains de sable naturel, qui ont subi une attrition leur donnant une forme arrondie, ont la meilleure résistance à la fragmentation et donnent la meilleure maniabilité aux mortiers et bétons. Enfin ils présentent une moindre tendance à la fissuration [14] .

Les sables de concassage ou de broyage (sables de carrière) sont, au contraire des sables roulés, de forme anguleuse avec arêtes vives, contenant une forte proportion de plaquettes et d'aiguilles. Dans un mortier ils présentent une très forte tendance à la fissuration.

Les sables re-broyés ou préparés spécialement dans des broyeurs à tubes, à boulets ou à cônes, sont à ce point de vue, meilleurs que les déchets de concassage des pierres et des gravillons.

| Caractéristique du granulat | Mise en œuvre | Adhérence |
|---|---------------|------------------|
| Pollution du granulat | Défavorable | Très défavorable |
| Granulat roulé (angularité faible ou nulle) | Favorable | Défavorable |
| Granulat concassé (angularité maximale) | Défavorable | Favorable |
| Rugosité des faces des grains | - | Très favorable |

Tableau 1.5 : Influence qualitative des paramètres d'état de surface sur la facilité de mise en œuvre du béton et l'adhérence pâte-granulat [57].

1.2.4.2- Propriétés des sables

La propriété d'un sable est en rapport avec le pourcentage de matière de nature étrangère qu'il contient. Les plus dangereuses de ces matières sont les plus fines et étrangères. En effet le lavage élimine les limons, et la majeure partie des argiles. Avec un sable bien lavé, on gagne aisément de 20 à 30 % sur la résistance à la compression et à la flexion d'un béton, par rapport à ce qui serait obtenu avec un sable impur argileux [14].

La norme NFP 18-301 concernant les granulats pour bétons de construction, définit les impuretés admissibles en général [12]. D'après celle-ci on distingue deux classes d'impuretés : impuretés prohibées, et impuretés tolérées.

Les impuretés prohibées sont : le coke, les cendres, les mâchefers, les braises, c'est à dire toutes les particules de charbon, de bois et de leurs résidus.

Les impuretés tolérées sont : les sulfates et sulfures les matières organiques, les éléments très fins mais en proportions bien définies (1 à 2 % en poids).

L'équivalence de sable permet de déterminer le pourcentage de sable réel contenu dans la masse. L'expérience a montré [14] que pour les bétons de ciment, les meilleurs résultats sont obtenus avec des équivalents de sable E_s supérieurs à 80.

Les courbes granulométriques des grains de sables sont établies en coordonnées rectangulaires. Elles s'obtiennent en portant sur l'axe des ordonnées gradué de 0 à 100, pour chaque point d'abscisse correspondant au tamisât effectué, le pourcentage en masse de matière, qui passe par tamisage à travers le tamis utilisé. Le tamisât est repéré sur l'axe des abscisses par son module et éventuellement par les dimensions correspondantes des passoires et des tamis en millimètre.

Les passoires et tamis sont désignés par un nombre repéré, appelé module, qui est le nombre le plus voisin du multiple par 10 du Log_{10} du diamètre de la passoire, ou par le côté de la maille du tamis exprimé en microns. Ainsi un module identique s'applique donc à la passoire de diamètre D et au tamis de côté de maille C, tel que [14]:

$$D = C \sqrt[10]{10} \quad \text{ou} \quad D = C * 1,25$$

La valeur et l'importance du sable dans un béton ne dépendent pas que de la propreté, de la forme et de la granulométrie, mais de la nature chimique, de l'altérabilité, de la dureté et de la fragilité des grains de la roche d'origine. Les meilleurs sables naturels sont les sables siliceux, exempts de calcaire tendre.

Le sable de mer est souvent bien siliceux, parfois mêlé de débris de coquillages, ou de calcaire, il ne doit pas être argileux ; il est souvent salé et il peut être préférable de le laver.

Les sables constituent un matériau pulvérulent, sans cohésion propre à l'état sec. Humidifié, il y apparaît trois phases : sable, air, eau.

Les forces capillaires, par mouillage des éléments solides en contact de l'élément liquide et formation de ménisque à l'intérieur des capillaires, donnent un système cohérent capable de supporter des efforts de cisaillement. Mais si le sable est gorgé d'eau, il n'y a plus que deux phases et le système n'a plus de cohésion.

Un sable sec occupe un volume moindre qu'un sable légèrement humide. Un sable qui contient 1 à 2 % d'humidité peut foisonner. Ce foisonnement du sable est dû à la cohésion d'ordre capillaire entre grains, ce qui empêche ces derniers de glisser les uns par rapport aux

autres et de se mettre en place pour occuper un volume minimal. Ainsi il est conseillé que le dosage en sable des mortiers et bétons soit effectué en poids.

1.3- L'eau dans le béton

Dans le béton l'eau influe non seulement sur l'hydratation du ciment, et la structuration progressive du matériau mais et surtout sur sa résistance à long terme. Elle provient de deux origines différentes. Il s'agit de l'eau de gâchage et celle contenue dans le milieu ambiant [12]. Bien qu'elle soit un constituant important, intervenant dans les propriétés mécaniques et physico-chimiques à toutes les étapes de la vie du matériau béton, l'eau peut devenir un élément importun, ultérieurement responsable du ressuage, du retrait, de dessiccation et de gel. Elle peut constituer un facteur de dégradation si elle contient des ions agressifs.

Une étude détaillée de la structure de la molécule d'eau et les propriétés qui en découlent nous permettront d'observer de plus près le rôle de celle-ci et les transformations, qu'elle subit au cours de l'évolution du béton.

1.3.1- Structure de la molécule d'eau et ses propriétés physico-chimiques

La chimie structurale classe en deux groupes les principaux types de liaisons rencontrées dans les édifices moléculaires d'eau: les liaisons intramoléculaires et les liaisons intermoléculaires.

Les liaisons intramoléculaires ou liaisons chimiques de type ionique et covalente s'exercent à courte distance (inférieure à $0,5 \text{ \AA}$). Les liaisons intermoléculaires ou liaisons physiques mettent en jeu des énergies beaucoup plus faibles et assurent plutôt une cohésion entre molécules, s'exerçant à distance relativement grande ($3 \text{ à } 5 \text{ \AA}$). On y rencontre la liaison hydrogène et les forces de Van der Waals.

1.3.1.1- Structure de la molécule d'eau

La molécule d'eau, de formule H_2O , est constituée d'un atome d'oxygène et de deux atomes d'hydrogène. Les liaisons O-H de la molécule isolée est de type covalent [38]:

- L'oxygène a six électrons sur sa couche périphérique L,
- Chaque atome d'hydrogène a un électron sur la couche k.

La molécule H_2O se forme par mise en commun des électrons de 2 atomes d'hydrogène et des deux électrons non appariés de l'oxygène. La couche externe de la molécule d'eau est donc saturée à 8 électrons suivant la règle de l'octet de Lewis illustrée à la figure 1.3.

Les deux électrons qui ont servi à établir la liaison covalente et qui appartiennent à deux atomes d'hydrogène séparés, sur deux orbitales atomiques (OA) de la figure 1.4, se partagent maintenant entre deux atomes O et H, et se trouvent sur une orbite moléculaire (OM) obtenue par recouvrement maximal des deux orbitales (OA).

L'orbitale représente en mécanique ondulatoire la distribution spatiale de la densité électronique, qui est un nuage de points dont la concentration est proportionnelle à la probabilité de présence de l'électron. Les orbitales S sont de symétrie sphérique. Les orbitales P, de symétrie orthogonale, ont des directions privilégiées définies par le nombre quantique magnétique m.

Les liaisons de covalence, obtenues par recouvrement des orbitales atomiques, permettent la construction des orbitales moléculaires, dont le maximum de densité électronique implique la direction des liaisons covalentes.

| Atome | Nombre d'électrons | Couche K | | Couche L | | |
|-----------|--------------------|----------------|----------------|----------------|-----|-----|
| | | Sous-couche 1S | Sous-couche 2S | Sous-couche 2P | | |
| | | | | 2Pz | 2Py | 2Px |
| Hydrogène | 1 | 1 | | | | |
| Oxygène | 8 | 2 | 2 | 2 | 1 | 1 |

Tableau 1.6: Répartition des électrons de l'Oxygène et de l'Hydrogène.

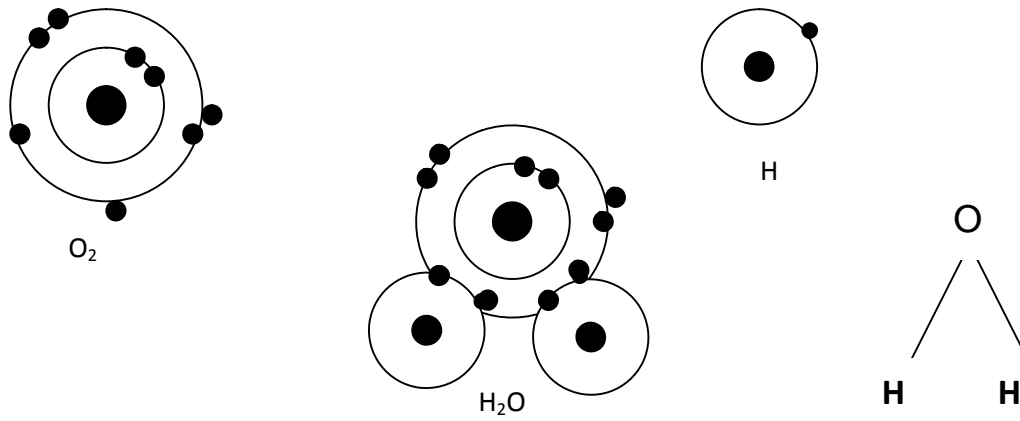


Figure 1.3: Structure de la molécule d'eau : liaison covalente [38]

Dans la molécule H_2O , l'hybridation affecte les quatre orbitales atomiques de la couche L, soit $2S^2$ et $2Pz^2$, toutes deux saturées, et les $2Px$ et $2Py$, dont chacune ne contient qu'un électron. L'hybridation entraîne une structure « tronquée ».

L'oxygène est placé au centre d'un tétraèdre, dont deux côtés correspondent aux liaisons O-H de longueur 0,97 Å. Les deux autres sont les axes des hybrides d'orbitales de $2S^2$ et $2Pz^2$ de l'oxygène (doublets solitaires ou non liants). L'hybridation donne un caractère dirigé à l'orbitale $2S^2$ et modifie l'orientation de $2Pz^2$. L'hybridation des orbitales atomiques et l'absence de centre de symétrie de la molécule H_2O montrent que la liaison H-O-H n'est pas covalente pure.

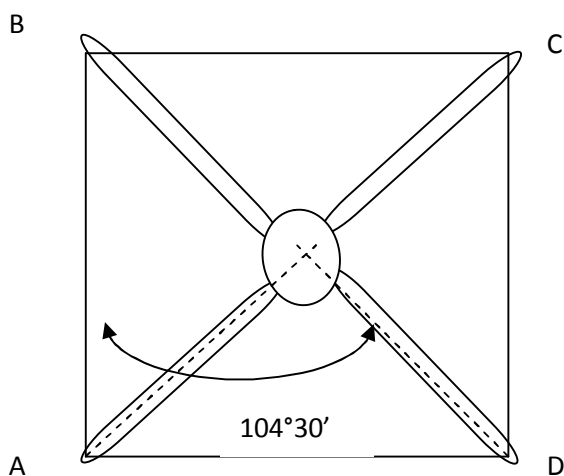


Figure 1.4: Structure de la molécule d'eau

A, D : orbitales moléculaires des liaisons O-H ;

B : hybride de l'orbitale $2S^2$ de l'oxygène ;

C : hybride de l'orbitale $2P^2$ de l'oxygène.

Elle présente un caractère ionique partiel faisant intervenir des forces de Coulomb. Ce pourcentage ionique de la liaison dépend du coefficient d'électronégativité E des éléments.

En effet :

$$E_{\text{H-H}} = 104 \text{ kcal/mole} \quad ; \quad E_{\text{O-H}} = 105 \text{ kcal/mole} \quad ; \quad E_{\text{O-O}} = 33 \text{ kcal/mole.}$$

1.3.1.2- Liaisons intermoléculaires dans l'eau

Les liaisons intermoléculaires dans l'eau sont caractérisées par les forces de Van der Waals et les liaisons hydrogène, responsables des propriétés physiques de l'eau à savoir: température d'ébullition, viscosité, tension superficielle. Elles expliquent l'association des molécules d'eau entre elles et la cohésion de la glace, cristal moléculaire.

i- Les forces de Van der Waals

Les forces de Van der Waals sont de trois types : les forces d'orientation et d'induction qui prédominent dans le cas d'une molécule très polarisée comme l'eau et la force de dispersion, qui joue un rôle non négligeable avec des molécules non ou faiblement polarisées.

La force d'orientation ou force de Keesom est une fonction du moment dipolaire permanent p de l'eau, de la distance d , qui sépare deux molécules, et de la température absolue T . Elle est sous la forme :

$$F_k = k \times p^4 \times d^{-7} / T \quad (1.7)$$

Où k est une constante.

La force d'induction, ou force de Debye, appelée encore interaction entre molécule polaire et molécule polarisable agit de manière à ce qu'une molécule A de moment dipolaire p_A crée un champ électrique E , et une molécule B en présence de ce champ acquiert un moment induit p_i tel que $p_i = \alpha E$. Cette interaction est traduite par une énergie de liaison f_D , qui s'exprime selon la formule:

$$f_D = D_\alpha \cdot p_A \cdot d^{-7} \quad (1.8)$$

où α est la polarisabilité de la molécule B.

L'effet de dispersion, ou force de London, f_L fait appel à la mécanique quantique. Il est fonction de la distance d , qui sépare les deux molécules, et de la polarisabilité α .

$$f_L = L \cdot \alpha^2 \cdot d^{-7} \quad (1.9)$$

Où L est la constante de London.

L'énergie totale des forces de Van der Waals est évaluée à : $E_T = 11,3 \text{ kcal}$, et se décompose de la manière suivante :

$$E_K = 8,69 \text{ kcal} ; \quad E_D = 0,46 \text{ kcal} ; \quad \text{et} \quad E_T = 2,15 \text{ kcal}.$$

ii- La liaison hydrogène

La liaison, qui unit à un atome très électronégatif (oxygène) un atome d'hydrogène déjà lié à un autre atome très électronégatif s'appelle la liaison hydrogène. Elle explique la formation de molécules d'eau dans la phase liquide et la cohésion cristalline.

Dans la glace, chaque atome d'oxygène est tétracoordonné à quatre atomes identiques par l'intermédiaire d'un atome d'hydrogène.

Le réseau cristallin hexagonal de la glace présente une structure tétraédrique. C'est un édifice poreux moins compact que celui de la phase liquide.

A 0°C , température de fusion par définition, le réseau se disloque, permettant un rapprochement des molécules d'eau. Jusqu'à 4°C , la compacité de la structure est prépondérante par rapport à l'agitation thermique puis à 4°C , le processus s'inverse et la masse volumique de l'eau augmente. La liaison H, intermoléculaire, est d'origine électrostatique et de faible énergie (6 kcal/mole) par rapport à la liaison covalente (116 kcal/mole). Elle peut être facilement rompue, par vaporisation par exemple.

iii- L'ionisation de l'eau pure

L'eau est une structure amphotère, c'est à dire possédant des propriétés tant acides que basiques. Elle est à la fois un acide très faible et une base très faible, mais l'ion H_3O^+ , acide conjugué de H_2O base, est un acide fort. De même l'ion OH^- , base conjuguée de H_2O acide, est une base très forte.

La concentration en ions H_3O^+ dans 1 litre d'eau, identique à celle des ions OH^- est égale à 10^{-7} . Ainsi le pH de l'eau, solution neutre est égale 7; son produit ionique $K_{\text{H}_2\text{O}}$ est égale à 10^{-14} à 23°C .

iv- Le pouvoir solvant de l'eau : dissolution et solvation

A l'état solide, les électrolytes à structures cristallines sont composés d'anions et de cations unis par une force électrostatique leur permettant de se constituer en un réseau tridimensionnel de façon à réduire au maximum les forces de répulsion et à favoriser les forces d'attraction. La fixité des ions explique les propriétés d'isolant électrique d'un cristal ionique.

Cette force de liaison électrostatique est fonction de la distance séparant cation et anion, de leur charge et de leur permittivité ϵ , appelé encore constante diélectrique du milieu. Elle s'exprime par :

$$f = (1/4\pi\epsilon) (q_c q_a / d^2) \quad (1.10)$$

La dissolution dans l'eau d'un cristal ionique a pour effet de diminuer fortement les forces de liaison car la permittivité de l'eau est élevée ($\epsilon = 80$). Les ions se dispersent ainsi dans l'eau après dislocation du réseau cristallin et se trouvent entourés de molécules d'eau : c'est le phénomène de la solvation.

1.3. 2- Comportement de l'eau dans le béton

Le comportement de l'eau après gâchage du béton est complexe. L'eau se présente sous plusieurs forme dans le béton: libre, adsorbée à la surface des constituants solides, combinée dans les hydrates, et absorbée par des granulats à porosité ouverte.

1.3.2.1 - L'eau libre

Fortement ionisée aux dépens des constituants minéraux du ciment dès le mélange, l'eau libre est une eau interstitielle. C'est l'élément défavorable dans lequel se effectuent les écoulements et les cisaillements lors de la mise en œuvre du béton. La composition de cette eau en fonction de temps d'hydratation est récapitulée dans le tableau 1.7.

L'eau libre est la première à migrer et à s'éliminer lors du ressuage de l'évaporation et de la dessiccation, laissant derrière elle une structure poreuse.

1.3.2.2 - L'eau adsorbée

Si dans un réseau cristallin, l'arrangement interne des particules qui définit le réseau est la résultante d'un système de forces qui s'équilibrent; il n'en est pas de même en surface où il existe des liaisons libres, créant une tension superficielle du solide et un effet de champ électrique, dont l'énergie est réduite par la fixation de molécules ou d'ions du milieu extérieur liquide ou gazeux. Le phénomène résultant de ce qui tend à réduire cette énergie superficielle est appelé l'adsorption. Suivant l'importance des énergies mises en jeu, on distingue l'adsorption physique et la chimisorption [72].

L'adsorption physique se traduit par une condensation instantanée d'atomes de molécules ou d'ions à la surface du solide, mettant en jeu des énergies faibles des forces de Van der Waals. Elle intervient dans le "mouillage" des grains de ciment où elle est favorisée par la grande surface spécifique du solide à l'état pulvérulent. L'énergie mise en jeu est de quelques kilocalories par mole.

| Eléments sous forme d'oxyde | Temps d'hydratation (minutes) | | | |
|-----------------------------------|-------------------------------|--------|--------|--------|
| | 10 | 15 | 30 | 60 |
| SiO ₂ | 0.15 | 0.20 | 0.23 | 0.27 |
| Al ₂ O ₃ | absent | absent | absent | absent |
| SO ₃ | 96.7 | 96.9 | 94.0 | 83.5 |
| CaO | 18.8 | 17.1 | 16.5 | 17.1 |
| Na ₂ O | 12.2 | 12.3 | 14.3 | 14.5 |
| K ₂ O | 118.8 | 123.6 | 127.4 | 119.8 |
| OH ⁻ | 99.2 | 107.3 | 121 | 130 |

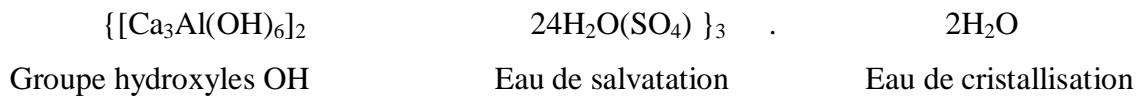
Tableau 1.7 : Composition de l'eau interstitielle du béton e/c = 0.40. Teneur en millimole par kilogramme de solution, sauf OH⁻ en milliéquivalent par kilogramme de solution [60].

La chimisorption correspond à la formation d'une liaison chimique entre atomes de la surface du solide et les molécules de l'adsorbât. L'énergie mise en jeu est de quelques dizaines de kilocalories par mole, donc plusieurs fois supérieure à la précédente.

1.3.2.3- L'eau combinée

Elle entre dans la composition des hydrates de ciment sous forme de solvataion et d'eau de cristallisation [72]. Elle peut aussi apparaître sous forme de groupements hydroxyles. Deux types de structure peuvent être donnés en exemple: l'ettringite et le silicate de calcium noté C-S-H.

L'ettringite ou le trisulfoaluminate de calcium ($C_3A \cdot 3CaSO_4 \cdot 32H_2O$) provient de l'hydratation de l'aluminate tricalcique du ciment portland et présente la formule développée suivante [75]:



L'ettringite cristallise en aiguilles de base hexagonale. Les ions $[Ca_3Al(OH)_6 \cdot 12H_2O]^{3+}$ forment des colonnes parallèles au grand axe des aiguilles entre lesquelles se placent quatre canaux dont un contient de molécules d'eau de cristallisation et trois - les ions $(SO_4)^{2-}$.

Le nombre de molécules d'eau de cristallisation est variable. L'élimination de ces molécules s'effectue sans destruction de la structure. Au contraire, le départ des molécules d'eau de solvataion entourant les ions Al^{3+} entraîne la disparition de l'arrangement cristallin.

Le C-S-H ($3CaO \cdot SiO_2 \cdot 3H_2O \cdot 3H_2O$) est l'hydrate principal du ciment portland responsable de la structuration de la pâte durcie. Une des réactions se produisant au cours de l'hydratation est:



Il se présente en fibres formées de lamelles enroulées sur elles-mêmes. Chaque lamelle est constituée de deux ou trois feuillets [73]. Chaque feuillet est composé d'une couche centrale d'octaèdres de chaux insérés entre deux couches de tétraèdres de silice.

Dans cette structure on peut rencontrer [73]:

- L'eau hydroxylique, où les hydroxyles OH liés aux atomes Si et Ca se trouvent sur les faces interne et externe des feuillets;

- L'eau interlamellaire est l'eau des micropores, adsorbée à la surface des lamelles. C'est une eau "structurée", soit fixée sur un hydroxyle, soit liée à d'autres molécules d'eau (figure 1.5). Elle est soumise au champ de forces créé par les lamelles.
- L'eau interfeuillet, qui est une eau moléculaire de très faible degré de liberté. Les quatre molécules H_2O interfoliaires seraient chacune triplement liées par des points hydrogènes (figure 1.6). Elle intervient dans la cohésion intrinsèque de la lamelle;

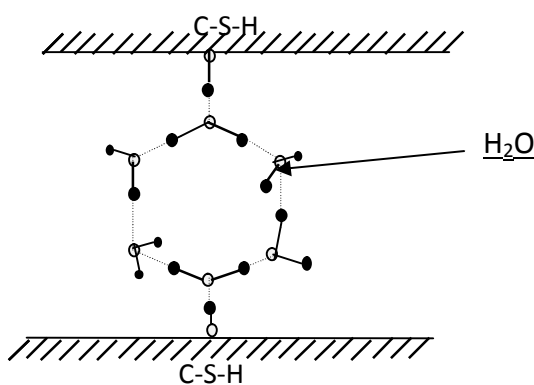


Figure 1.5: Eau inter lamellaire du C-S-H [73]

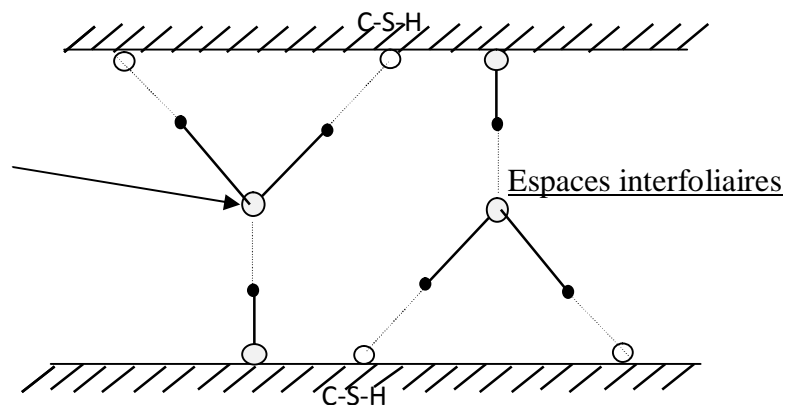


Figure 1.6 : Eau inter foliaire du C-S-H [73]

Le contrôle de qualité de l'eau utilisée pour le gâchage est d'une importance capitale dans la mesure où certaine eau regorge d'éléments susceptibles soit de gêner la prise, soit de corroder le béton dans le temps. Parmi les éléments ou substances nocives, on peut citer: l'anhydride carbonique libre, les sulfates, la magnésie libre, les chlorures, les tensio-actifs et les acides humiques et fulviques.

Les déterminations du pH et du TAC (Titre Alcalimétrique Complet), correspondant à la teneur de l'eau en alcalis libres, en carbonates, et en bicarbonates sur l'eau initiale (pHo et TACo) et sur la même eau après un contact de 48 heures avec la poudre de marbre (pHs et TACs) permettent de déterminer si l'eau est agressive ou non [72]. A cet effet, les trois cas peuvent se présenter:

- Si $pH_s > pH_o$ et $TAC_s > TAC_o$ alors l'eau est agressive;
- Si $pH_s = pH_o$ et $TAC_s = TAC_o$ alors l'eau est neutre;

- Si $pH_s < pH_o$ et $TAC_s < TAC_o$ alors l'eau est incrustante.

Le pH des eaux utilisées ne devra jamais être inférieur à 5, car en dessous de ce seuil les eaux peuvent être considérées comme acides vis à vis du béton [72].

Les sulfates présents à des teneurs supérieures à celles tolérées pour les eaux potables (250 à 350 mg/l), risquent d'entraîner avec certains ciments la formation de sulfo-aluminate tricalcique dit sel de Candlot, susceptible de se cristalliser avec 32 molécules d'eau et de provoquer des gonflements. Ils sont déterminés par insolubilisation sous forme de sulfate de baryum et par gravimétrie [75].

L'excès de magnésie libre présente le danger de sa substitution possible au calcium dans les cristaux qui se forment au cours de la prise. Ainsi, la brucite $Mg(OH)_2$ peut se substituer à la portlandite $Ca(OH)_2$ et le silicate de magnésium (M-S-H) - au silicate de calcium C-S-H. Ces composés magnésiens n'ont pas de propriétés liantes. La magnésie peut-être dosée, soit par complexométrie à l'EDTA, soit par SAA [72].

Les matières organiques telles que les acides humiques et fulviques ont un effet de ralentisseur ou inhibiteur de prise. La présence de ces hydrocarbures est mise en évidence par spectrométrie infrarouge et par chromatographie en phase gazeuse après extraction par un solvant approprié [72].

Conclusion

Utilisé depuis des siècles, le béton est le matériau le plus utilisé dans le monde. Sa qualité est de plus en plus améliorée grâce aux progrès de la science et de la technique. Le microbéton en est un exemple révélateur, qui est utilisé pour la mise en œuvre de tuiles dans de nombreux pays. Cependant la spécificité de ses granulats fait de ce dernier une structure particulière, qu'il convient d'optimiser pour mieux en tirer profit.

La prise de connaissance du microbéton à partir de ses composants et son comportement mécanique en fonction de sa morphologie seront un facteur déterminant pour améliorer la qualité des produits, qui en sont ouverts.

2- Présentation des tuiles en microbéton

Introduction

Appelé "tuile" en 1170, puis "tiulle" en 1290, le nom tuile est issu du latin "tegere", qui veut dire couvrir. La tuile se définit alors comme étant un matériau servant pour la couverture de toitures des bâtiments. On distingue suivant le matériau de base, des tuiles en pierre taillée, en argile cuite, en fibro-mortier, en mortier vibré, puis en béton.

Le mortier vibré, matériau précurseur du microbéton, est un mélange cimentaire contenant une faible quantité de granulats de dimensions supérieures à 2 mm. Le microbéton est une alternative entre le béton et le mortier vibré.

A travers le présent chapitre, après avoir défini les caractéristiques du microbéton nous allons présenter les tuiles qui en sont obtenues.

2.1- Généralités

Si le béton est un mélange hétérogène de granulats, du ciment et d'eau dans des proportions variable, le microbéton a la particularité d'être constitué à plus de 50% de granulats de dimensions comprises entre 2 mm et 5 mm [14]. En effet le ciment durci possède une cohésion et une résistance qui permet de l'utiliser tel quel. Cependant, pour des raisons économiques, on lui ajoute toujours du sable et des graviers de diverses dimensions. Dans le cas du microbéton, l'épaisseur du produit fini est fonction de la dimension maximale et la

proportion des granulats. De toute manière, la dimension maximale des granulats ne peut dépasser l'épaisseur du produit fini moins 1 mm [4].

Le tableau 2.1 présente la granulométrie des agrégats du mortier vibré suivant l'épaisseur des tuiles. Il est recommandé [4] que les granulats soient d'origine siliceuse ou minérale aux caractéristiques compatibles avec la réaction d'hydratation du ciment.

La teneur en argile ne doit pas excéder 10%, soit un équivalent de sable supérieur à 90 [36].

| Epaisseur des tuiles | 6 mm | 8 mm | 10 mm |
|--|-------------|-------------|--------------|
| Dimension maximale des grains | 4 mm | 5.5 mm | 7 mm |
| Grains de diamètre supérieur à 2 mm | 25 - 45% | 30 - 50% | 35 - 55% |
| Grains de diamètre compris entre 0.5 et 2 mm | 20 - 50% | 15 - 40% | 15 - 40% |
| Grains de diamètre inférieur à 0.5 mm | 15 - 45% | 15 - 40% | 15 - 40% |

Tableau 2.1: Granulométrie des agrégats du micro béton [4].

2.2- Processus de fabrication des tuiles en micro béton

Les tuiles en micro béton sont obtenues à partir d'un mélange de sable, de gravillon, de ciment, éventuellement de colorant et d'eau.

La production de ce matériau de couverture nécessite, de pelle, de pelle-doseur, de bétonnière, de table vibrante, des bacs des interfaces de polyéthylène et des moules.

La technologie de fabrication peut se décomposer en 9 phases:

- Phase 1:

Les agrégats et le ciment sont mélangés à sec dans un bac ou dans une bétonnière; la proportion ciment/agrégat en poids est de 1/3 [4]. Le colorant est utilisé en proportion massique du ciment variant entre 3 et 10 pour-cent.

- Phase 2 :

A ce mélange est ajoutée une quantité d'eau, laissée en général à l'appréciation du fabricant. Cependant à titre indicatif, le ratio d'eau par rapport au ciment est compris entre 0.50 et 0.65.

- Phase 3:

Le mélange homogène obtenu à l'aide de la bétonnière est versé dans un bac et posé à proximité de la table vibrante.

- Phase 4:

Dosé sur le plateau de la table vibrante, le mélange subit une vibration qui dure 20 à 50 secondes [4].

- Phase 5:

Sur le mortier vibré, un petit cube qui servira de talon est moulé, puis vibré pour assurer sa liaison avec le reste de la tuile molle.

- Phase 6:

La tuile molle est transférée par léger glissement sur un moule, grâce à l'interface préalablement posée sur le plateau de la table vibrante.

- Phase 7:

Laisse dans une pièce à ambiance naturelle, le mortier durcit après 12 à 18 heures et subit par suite un ébavurage avant d'être conditionné en atmosphère humide (supérieure à 95%).

- Phase 8:

Dans l'atmosphère humide, les tuiles mûrissent pendant au moins 5 jours à une température ambiante de 20°C [4]. Ensuite elles subissent une maturation à l'air ambiant. Cette dernière dure 20 jours à la température ambiante de 15°C [4].

- Phase 9:

Après les deux maturations, les tuiles sont prêtes à être utilisées et peuvent être stockées.

2.3- Caractéristiques des tuiles

Les tuiles en micro béton peuvent être caractérisées par leur forme, leur couleur et leur dimension.

Selon la forme on rencontre en général des tuiles romane et flamande. Suivant la couleur on peut distinguer des tuiles de couleur rouge, gris, jaune et vert [4].

Les caractéristiques physiques des tuiles sont variables. Mais en général on rencontre des tuiles dont les caractéristiques sont celles récapitulées dans le tableau 2.2. La tendance est de réduire dans la mesure du possible le poids des tuiles.

| Caractéristiques | Tuile romane | Tuile flamande |
|-----------------------------|---------------------|-----------------------|
| Longueur en mm | 490±3 | 490±3 |
| Largeur en mm | 245±3 | 245±3 |
| Epaisseur en mm | 8±0.5 | 8±0.5 |
| Masse en kg | 1.7 à 1.9 | 1.7 à 1.9 |
| Masse en kg.m ⁻² | 20.4 à 22.6 | 20.4 à 22.6 |

Tableau 2.2: Caractéristiques des tuiles en micro béton [3].

Conclusion

Dans ce chapitre, une attention particulière a été portée au béton adaptée à la fabrication des tuiles. Dénommé micro béton, celui-ci a fait ces preuves dans de nombreux pays d'Afrique, d'Asie et d'Amérique au cours de la campagne de transfert et de vulgarisation de technologie.

Cependant, la diversité des matières premières de base entrant dans la mise en œuvre du micro béton, impose la nécessité de procéder à des études de caractérisation de ce matériau dans chaque pays en vue d'optimiser les ratios technologiques.

3- Les échantillons d'expérimentation

Introduction

Fabriqué à partir du sable du ciment et d'eau, le microbéton a des propriétés qui varient en fonction non seulement de par la qualité des matières premières de base, mais aussi de par leur quantité et proportions. L'objectif de ce chapitre est de présenter la nature et les ratios des matières premières qui ont servi à fabriquer les échantillons de ce matériau particulièrement intéressant pour la fabrication des tuiles au Bénin.

3.1- Sables

Le microbéton est fabriqué à partir des agrégats issus de deux sables distincts de nature siliceuse. On distingue pour sa préparation: le sable moyen, noté s et le sable grossier noté g.

Tenant compte des possibilités et suivant les recommandations en vigueur pour la fabrication des tuiles en microbéton, nous allons limiter la caractérisation des sables à l'analyse granulométrique et à l'équivalence de sable.

- Le sable moyen est composé de grains, de dimension allant de 0,4 à 1,6 mm.
- Le sable grossier est composé de grains, de dimension allant de 1,6 à 6,3 mm.

Dans le cadre des présentes investigations, le sable moyen utilisé est d'origine marine et le sable grossier - d'origine alluvionnaire. Les deux sables sont préalablement lessivés pour les débarrasser du sel qu'ils contiennent.

La répartition des grains présentée dans le tableau 3.1, est illustrée par les courbes granulométriques de la figure 3.1.

| | | | | | | | | | | |
|---|------|------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-----|-----|
| Diamètres granulats mm | 0.08 | 0.16 | 0.315 | 0.63 | 1 | 1.25 | 2 | 2.5 | 5 | 8 |
| Module AFNOR X11- 501 et P18-304 | 20 | 23 | 26 | 29 | 31 | 32 | 34 | 35 | 38 | 41 |
| Tamisât (sable) en % cumulé | 0.07 | 0.81 | 11.1 | 66.65 | 97.53 | 99.89 | 100 | 100 | 100 | 100 |
| Tamisât (gravillon) en % cumul. | 0.1 | 0.62 | 3.52 | 9.1 | 17.1 | 22.97 | 49.72 | 66.07 | 96 | 100 |

Tableau 3.1: Répartition des granulats

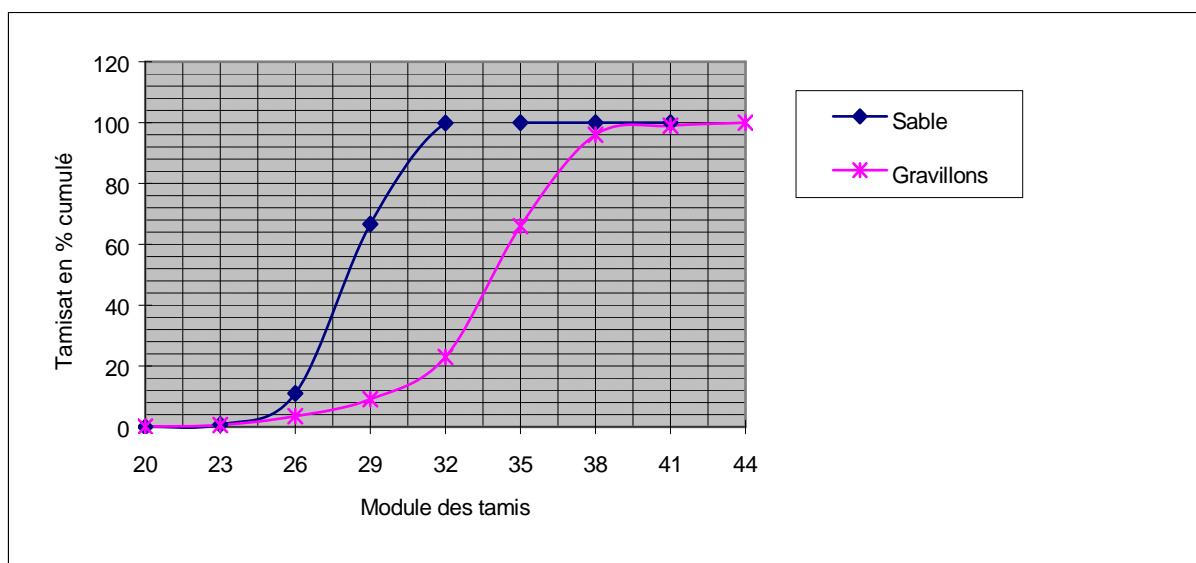


Figure 3.1: Courbes granulométriques

L'équivalent de sable Es de chacun des sables est supérieur à 0,90. Nous rappelons que la norme en vigueur exige un minimum de 0,85.

3.2- Echantillons

Confectionnés selon le processus présenté plus haut, les échantillons sont au nombre de sept. Ils se différencient essentiellement par leur composition granulaire, présentés dans le tableau 3.2 suivant.

| Echantillons | 2080 | 3070 | 4060 | 5050 | 6040 | 7030 | 8020 |
|---|-------------|-------------|-------------|-------------|-------------|-------------|-------------|
| Proportion de sable grossier [g/(s+g)] en % | 20 | 30 | 40 | 50 | 60 | 70 | 80 |

Tableau 3.2: Composition granulaire des échantillons

Conclusion

Pour permettre une optimisation du micro béton, sept échantillons ont été confectionnés. Ces échantillons se différencient essentiellement par leur composition granulaire.

Une étude de caractérisation mécanique permettra d'optimiser les compositions en mettant en évidence les qualités ou/et les défauts de chacun des échantillons.

Deuxième partie:

Caractérisation mécanique des éprouvettes

4- Etude de la porosité par analyse microstructurale

Introduction

Les propriétés mécaniques dépendent dans une très large mesure de la constitution des matériaux, c'est-à-dire non seulement de sa composition chimique, mais aussi de sa microstructure. La microstructure d'un matériau se définit comme l'organisation de diverses phases présentes dans le matériau à savoir: taille, forme, distribution. Pour bien comprendre les comportements des matériaux et pour pouvoir maîtriser leurs propriétés, il est nécessaire de décrire et de quantifier leur microstructure. Plusieurs types d'instruments permettent d'observer la microstructure des matériaux; chacun à un domaine d'application particulier selon le grossissement qu'il permet d'atteindre et selon le genre d'observation que l'on peut faire.

Le présent chapitre a pour but non seulement de présenter la préparation des mini-échantillons destinés à l'observation, mais aussi de décrire les moyens et les méthodes d'analyse, dont nous sommes disposés pour y parvenir aux résultats.

4.1- Préparation des mini-échantillons

Les mini-échantillons sont recueillis à partir des échantillons qui se différencient essentiellement par leur composition granulaire. Le tableau 3.2 présente les différents mini-échantillons et leur ratio.

La préparation des mini-échantillons s'opère en quatre étapes (Figure 4.1):

- l'usinage des échantillons;
- l'enrobage des mini-échantillons;
- le repolissage des mini-échantillons enrobés;

- le polissage des mini-échantillons enrobés.
De la qualité des opérations effectuées au cours de chacune de ces étapes dépendra la représentativité correcte de l'image à observer.

4.1.1- L'usinage des échantillons

Les surfaces que l'on souhaite observer, sont découpées à partir des échantillons présentés en chapitre 3. Ce découpage est effectué à l'aide d'une tronçonneuse munie de scie diamantée de manière à ce que la structure du matériau ne soit pas modifiée. En effet les perturbations mécaniques engendrées par la découpe peuvent donner naissance à des microfissures superficielles et induire une erreur supposée négligeable lors des observations.

4.1.2- L'enrobage des mini-échantillons

Pour faciliter le polissage, les mini-échantillons tronçonnés sont enrobés. A cet effet on dépose le matériau découpé dans un petit moule conique, la face à observer étant posée sur le fond, on y coule de la résine époxy. La nature de la résine est telle que sa dureté soit proche de celle du matériau afin que la résine ne soit pas privilégiée par rapport au matériau durant le polissage.

4.1.3- Le pré-polissage des mini-échantillons enrobés

Le pré-polissage et le polissage constituent les opérations les plus importantes de cette préparation car de leur qualité dépend ensuite la qualité des observations au microscope. La finesse du polissage, c'est à dire la micro géométrie de surface est liée à la dimension des éléments de surfaces à détecter.

Le polissage des mini-échantillons enrobés est réalisé par un dispositif mécanique constitué d'un disque tournant, les mini-échantillons étant maintenus par un bras tournant. Les échantillons sont disposés dans un porte-échantillon de telle sorte qu'il faudra éviter des irrégularités de polissage.

On commence le polissage d'abord avec des abrasifs gros puis des abrasifs de plus en plus fins. A cet effet le laboratoire dispose des abrasifs collés sur papier ou sur toile pour des

granulométries comprises entre 100 microns à 10 microns. La micro géométrie souhaitée est ainsi obtenue par prélèvements mécaniques de micro copeaux avec les abrasifs.



Figure 4.1: Machines et accessoires pour préparation d'éprouvettes

4.1.4- Le polissage

Le polissage s'effectue avec des abrasifs plus fins, libres sous forme de poudres de diamant en suspension dans un liquide. Il est exécuté sur deux grades en générale avec des poudres 6 microns et 3 microns réparties sur des feutres ou des tissus dont le tissage est plus ou moins serré. Ces feutres sont tendus sur le disque tournant à 200 ou 300 trs/mn, garnis de pâte abrasive et humectés de liquide lubrifiant. Leur rôle est d'assurer le maintien des poudres abrasives qui ont tendance à rouler. De la qualité du polissage dépend en partie l'analyse et la détermination des caractéristiques physiques du matériau.

Il faut remarquer que de part leur composition, les échantillons et les mini-échantillons sont identiques. Ainsi dans la suite les mots échantillons et mini-échantillons seront confondus.

4.2- Moyens et méthodes de caractérisation

L'analyse quantitative est la méthode essentielle qui permet de décrire une microstructure par une série de paramètres géométriques, de contrôler ou de valider un modèle, de comparer et d'étudier les comportements d'une structure dans diverses conditions expérimentales.

L'analyse quantitative d'images concerne l'étude morphologique des structures ainsi que la quantification de cette morphologie par la mesure de paramètres. Sur les images à analyser, les objets à identifier sont traités pour pouvoir ensuite les sélectionner et définir des grandeurs mesurables permettant de connaître leur teneur, leur taille, leur forme.

L'analyse d'images est faite simultanément au microscope optique et à la loupe binoculaire, l'un, muni d'un dispositif d'acquisition et de traitement d'image le tout piloté par un ordinateur, l'autre- d'une imprimante thermique.

Le dispositif d'acquisition et de traitement d'images, muni du logiciel CUE-2 Olympus et pouvant être relié à un rétroprojecteur est illustré à les figures 4.2.

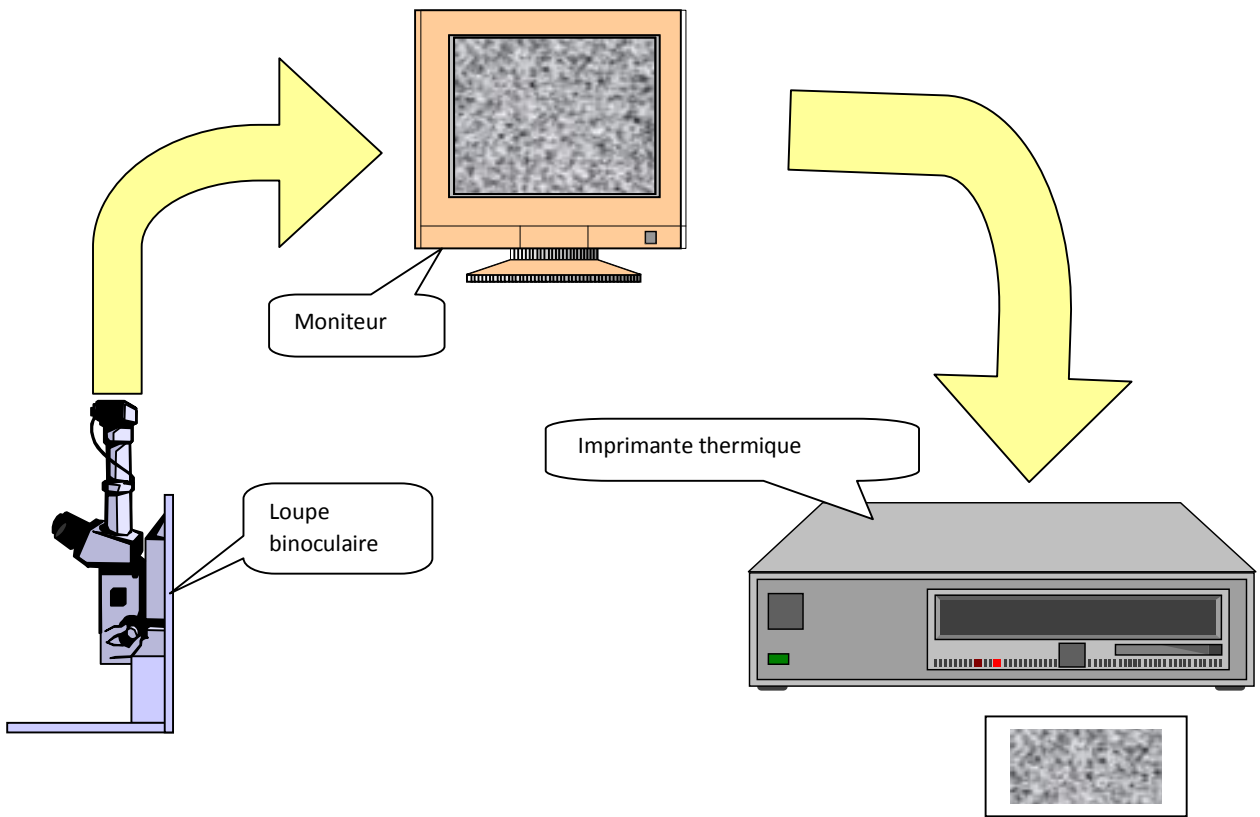
4.2.1- Principe de l'analyse quantitative

Trois différents types d'analyse peuvent être réalisés: l'analyse de type global, local et individuelle.

- L'analyse globale porte sur la structure dans son ensemble, comme par exemple l'évolution des différents composants;
- L'analyse locale, par opposition à l'analyse globale, ne porte pas sur une image qui représente la structure, mais sur une fraction de son ensemble. Dans ce cas la fenêtre d'analyse restreint l'étude à une partie de l'échantillon, et donc il faut tenir compte de ce paramètre et faire intervenir des méthodes statistiques pour étendre les résultats à l'ensemble de la structure. En effet la probabilité pour un élément d'être complètement inclus dans la fenêtre dépend de sa taille.
- L'analyse individuelle au contraire s'effectue particule par particule, par exemple la détermination de la forme ou de la taille d'un constituant est une analyse individuelle;

Toute analyse d'images correspond à un programme constitué d'un enchaînement d'instructions que l'on visualise sur l'écran de l'analyseur. Elle se décompose en quatre étapes essentielles:

- l'acquisition de l'image,
- la sélection des zones d'intérêt,
- le traitement de l'image et les mesures,
- l'interprétation des résultats.



a) Dispositif d'impression d'image

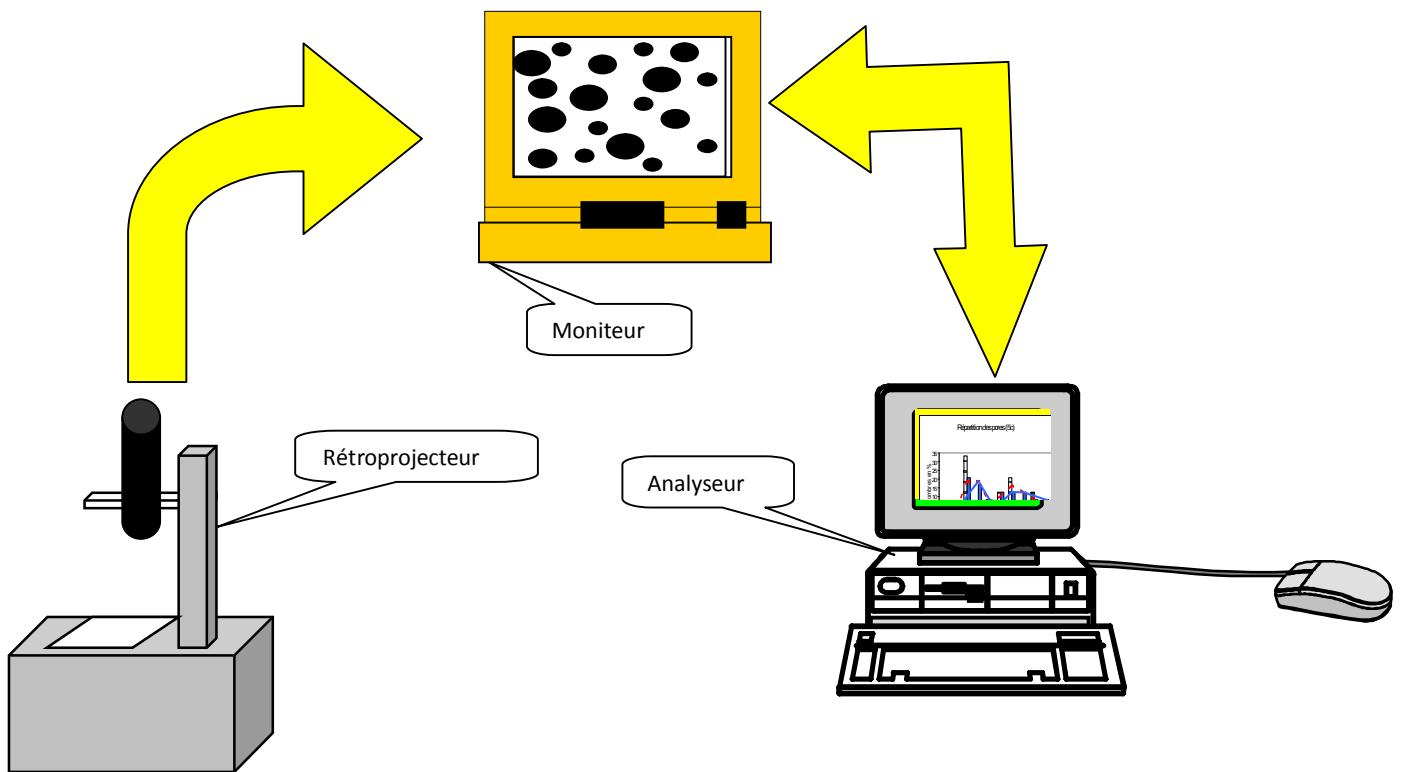


Figure 4.2: Dispositif d'analyse et de traitement d'image

b) Analyse d'image

4.2.2- Acquisition d'images

La première étape de toute analyse est la mise au point et l'acquisition de l'image. Celle-ci est réalisée au moyen d'un système d'entrée choisi en fonction de l'échantillon à analyser, des paramètres étudiés et du milieu.

Le logiciel d'analyse est relié à un microscope optique à réflexion (Figure 4.2), qui est associé à une caméra. La caméra fournit un signal analogique correspondant à l'image de l'objet observée qui est transmise au logiciel d'analyse, ainsi qu'à l'écran de contrôle. Ce système d'entrée permet d'acquérir, de stocker, et de restaurer l'image de l'objet, qui devient une représentation bidimensionnelle de l'objet à un instant donné avec un grossissement précis.

L'image enregistrée est définie par un ensemble de points images (souvent 512 x 512) appelés pixels. A chacun d'eux est associée une valeur représentative du niveau de gris de l'image en ce point. Il existe 256 niveaux de gris qui varient entre la valeur 0 correspondant au noir et la valeur 255 - au blanc [6].

Au cas où le contraste ne permettrait pas une acquisition directe de l'image de l'objet, on procède d'abord par une impression, grâce à la caméra fixée sur la loupe binoculaire. C'est le calque de l'image imprimée qui permet de réaliser l'acquisition par l'intermédiaire d'un rétroprojecteur (figure 4.2).

4.3- Résultats et analyse

4.3.1- Observations

Vue au microscope optique ou à la loupe binoculaire, avec un facteur d'agrandissement égal à 20, les échantillons se présentent sous forme d'un réseau cristallin parsemé de pores de tailles variables, qui enrobe les différents granulats. Si la plupart des granulats apparaît brillant, le réseau, quant à lui ne laisse pas distinguer correctement les petits

pores, qui s'y logent. Ainsi par rapport à la taille des pores, apparaît un grand problème de contraste qui impose la définition d'un procédé délicat de traitement et d'analyse.

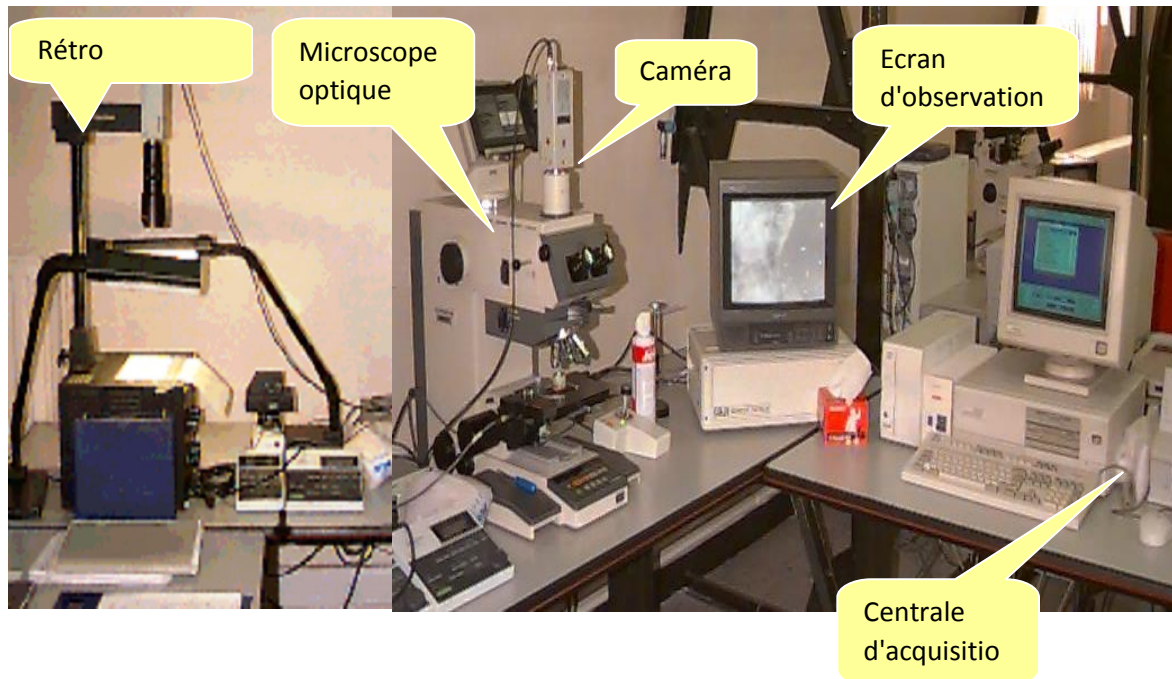


Figure 4.3 : Poste d'acquisition et de traitement d'image

4.3.2- Définition de procédure de traitement d'image

Compte tenu des difficultés d'acquisition du matériau et dans le souci de définir une procédure fiable de traitement pouvant révéler la bonne distribution des pores, trois méthodologies ont été mises au point:

- La première consiste à calquer d'abord l'imprimé de l'image, obtenu avec le dispositif illustré sur la figure 4.2a sur un transparent, avant de passer à l'acquisition par l'intermédiaire d'un rétroprojecteur.
- La seconde consiste à passer l'image de l'échantillon directement à l'acquisition à l'aide du dispositif représenté sur la figure 4.2b.

- La troisième consiste à déposer à la surface de l'échantillon, une mince couche aurifère avant de passer directement à l'acquisition avec le microscope optique et accessoire figure.4.2b.

Appliqués à un échantillon pris au hasard (6040 par exemple), les trois méthodes ont donné des résultats, qui sont récapitulés au tableau 4.1, pour une population de pores de diamètre allant de 5 à 50 microns.

| Méthodologie | Première | Deuxième | Troisième |
|------------------------------------|----------------------|----------------------|----------------------|
| Principe d'analyse | global | Local (48 zones) | Local (48 zones) |
| Nombre de pores | 684 | 3919 | 1206 |
| Densité de pores.cm ⁻² | 1.93.10 ⁴ | 1.02.10 ⁴ | 3.13.10 ³ |
| Diamètre moyen de Férêt en microns | 16.8 | 13.5 | 17.8 |
| Erreur en microns | ± 10.9 | ± 11.5 | ± 10 |
| Diamètre équivalent en microns | 13.2 | 12 | 14.4 |
| Erreur en microns | ± 9 | ± 8.18 | ± 9.17 |

Tableau 4.1 : Comparaison des différentes méthodologies.

L'écart d'erreur enregistré dans les différentes répartitions des pores par rapport au diamètre équivalent est plus faible quelque soit la méthode. Alors il apparaît plus juste d'étudier la répartition par rapport à ce paramètre.

La courbe de répartition des pores pour chacune des méthodes est illustrée sur la figure 4.4

Au vue des résultats, il est à noter que les trois méthodologies aboutissent à des résultats approximativement identiques. Cependant la deuxième méthode qui consiste à procéder au

traitement direct d'image paraît plus simple, et sera retenue pour l'analyse de la microstructure des échantillons de micro béton.

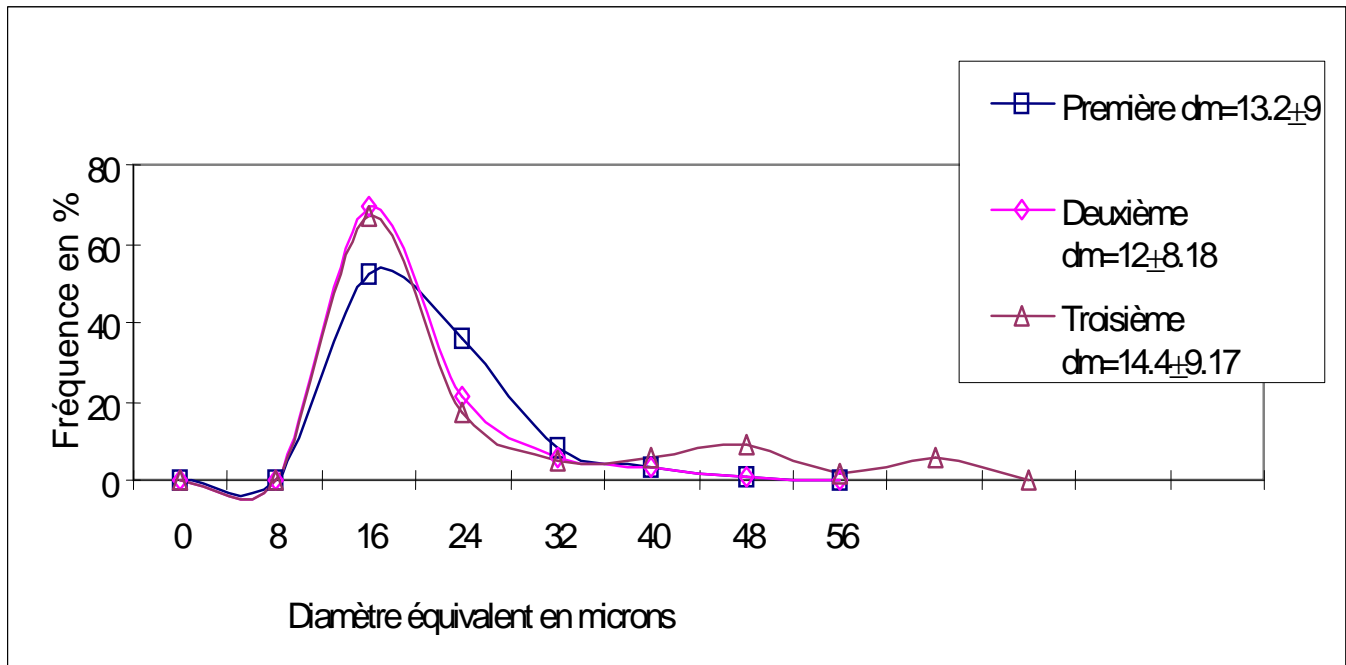


Figure 4.4: Comparaison des répartitions par rapport aux diamètres équivalents

4.3.3- Analyse et commentaire des résultats

Au cours de l'observation au microscope optique apparaissent des pores de couleur noire, et de distribution aléatoire de taille, allant de 5 à 550 microns pour certains échantillons. Ce résultat est présenté dans le tableau 4.2. Les figures 4.5 - 4.11, en annexes, donnent une illustration pour chacun des échantillons.

| Diam.Equ. des pores | Répartition de pores par échantillons | | | | | | |
|---------------------|---------------------------------------|----------|----------|----------|----------|----------|---------|
| | Ech 2080 | Ech 3070 | Ech 4060 | Ech 5050 | Ech 6040 | Ech 7030 | Ech8020 |
| 0-5 microns | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| 05--50 | 57 | 42 | 3 | 4 | 7 | 14 | 7 |
| 50-100 | 32 | 2 | 28 | 33 | 39 | 21 | 13 |
| 100-150 | 11 | 26 | 28 | 4 | 39 | 21 | 12 |
| 150-200 | 0 | 23 | 22 | 8 | 15 | 7 | 13 |
| 200-250 | | 2 | 10 | 13 | 0 | 7 | 12 |
| 250-300 | | 5 | 3 | 21 | | 0 | 6 |
| 300-350 | | 0 | 3 | 4 | | 7 | 5 |
| 350-400 | | 0 | 3 | 13 | | 14 | 8 |
| 400-450 | | | 0 | 0 | | 7 | 6 |
| 450-500 | | | | | | 0 | 5 |
| 500-550 | | | | | | 0 | 2 |
| 550-600 | | | | | | | 0 |

Tableau 4.2: Répartition des pores

La répartition des pores de chacun des échantillons de microbéton est illustrée sur la figure 4.5.

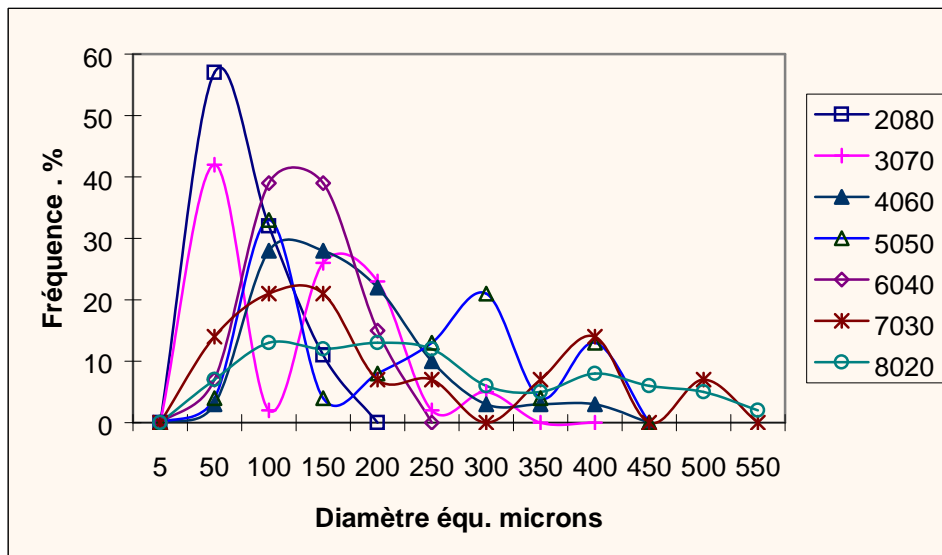


Fig.4.5: Courbes de répartition des pores des différents échantillons

De celle-ci on peut constater que la présence de plusieurs populations:

- Echantillon 2080: une population de pores de diamètre équivalent allant de 5 à 150 microns;
- Echantillon 3070: une première population de pores de 5 à 100 microns de diamètre, une deuxième population de pores de 100 à 250 microns de diamètre et une troisième population de pores de 250 à 300 microns de diamètre;
- Echantillon 4060: une population de pores très étalée de 5 à 300 microns de diamètre;
- Echantillon 5050: une première population de pores de 5 à 150 microns de diamètre, une seconde de 150 à 350 microns, et une troisième de 350 à 450 microns de diamètre;
- Echantillon 6040: une population de pores de 5 à 200 microns de diamètres;
- Echantillon 7030: une première population de pores de 5 à 250 microns de diamètre, une seconde de 300 à 450 microns de diamètre;
- Echantillon 8020: Un mélange de population de pores allant de 5 à 550 microns de diamètres.

Etant donné que les pores de diamètre allant de 5 à 100 microns constituent une population partielle ou totale présente dans l'ensemble des échantillons, il paraît nécessaire de connaître sa densité.

Ainsi le traitement des images est repris et centré sur la population de pores dont les dimensions sont comprises entre 5 et 100 microns.

Les résultats sont représentés au tableau 4.2. Les courbes de la figure 4.5 illustrent la répartition des pores suivant le diamètre équivalent. D'après ces dernières, on constate que les populations de pores de dimension comprise entre 5 et 100 microns ont une distribution quasi-normale. Le tableau 4.3 suivant en donne les paramètres caractéristiques.

| Echantillons | $\bar{\Phi} = \sum \Phi_i n_i / N$ | Densité de pores .10⁴/cm² | Ecart-type σ | Intervalle de confiance |
|---------------------|------------------------------------|--|---------------------------------------|--------------------------------|
| Ech 2080 | 11.90 | 2.88 | 7.83 | 11.90 ± 7.83 |
| Ech 3070 | 12.67 | 2.77 | 5.55 | 12.67 ± 5.55 |
| Ech 4060 | 12.09 | 2.07 | 5.35 | 12.09 ± 5.35 |
| Ech 5050 | 12.58 | 2.28 | 6.25 | 12.58 ± 6.25 |
| Ech 6040 | 13.20 | 1.93 | 6.63 | 13.20 ± 6.63 |
| Ech 7030 | 13.85 | 1.93 | 5.42 | 13.85 ± 5.42 |
| Ech 8020 | 13.85 | 1.38 | 6.30 | 13.08 ± 6.3 |

Tableau 4.3: Paramètres de répartition des pores.

Avec un coefficient de confiance égal à 1, la fonction de répartition de chacune des distributions concernées est donnée par la formule de Laplace-Gauss [65] .

$$F(\Phi) = \frac{1}{\sigma\sqrt{2\pi}} e^{-1/2(\Phi-\bar{\Phi})^2/\sigma^2}$$

Une représentation de la densité des pores en fonction du taux de sable grossier est illustrée à la figure 4.12. On remarque également d'après cette courbe que plus le taux de sable grossier augmente moins élevée est la densité de la population ciblée.

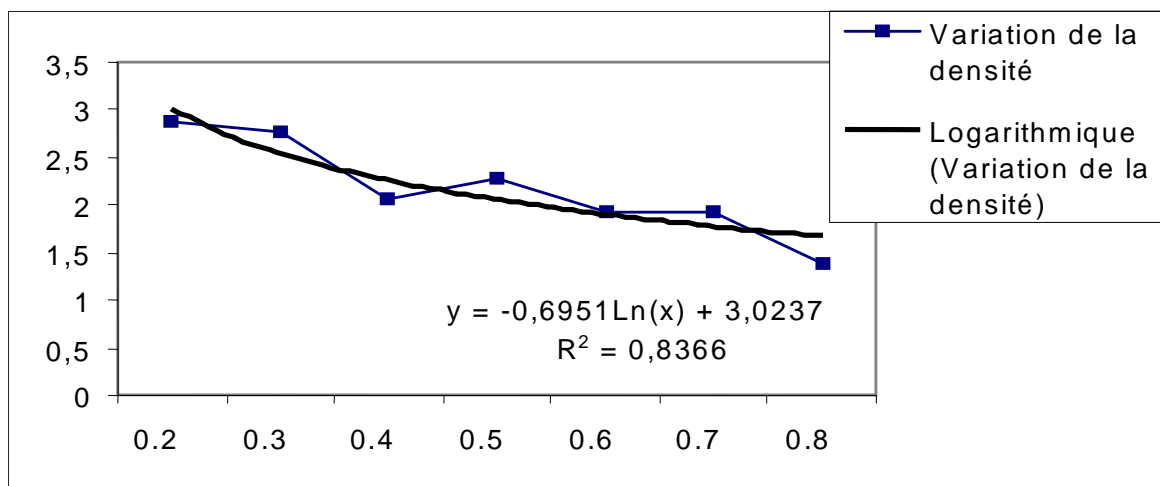


Figure 4.12: Variation de la densité par rapport au taux de sable grossier

Conclusion

L'analyse de la microstructure des différents échantillons de microbéton montre que ce matériau est un enchevêtrement de réseaux cristallins, qui, non seulement bloquent les agrégats, mais aussi et surtout emprisonnent des pores de taille très variable.

La technique d'analyse utilisée a permis de constater qu'en fonction de leur taille, ces pores se regroupent en populations, dont la densité varie selon les échantillons. La densité de la population de pores de dimension est comprise entre 5 et 100 microns, présente dans tous les échantillons, est d'une monotonie décroissante.

Pour s'assurer de l'exploitation des résultats, faudrait-il que le comportement des échantillons par rapport à l'eau soit identique à celui de la densité de pores.

5- Etude d'absorption d'eau par le microbéton

Introduction

L'absorption d'eau est une propriété fondamentale de nombreux matériaux. Dans le cas des microbétons destinés à la fabrication des tuiles, il paraît évident que cette propriété n'est pas très avantageuse surtout pour les zones, qui connaissent des pluies ininterrompues de trois jours successives.

Ainsi cette étude a pour objectif: de présenter une théorie sur le mécanisme d'absorption, de déterminer le comportement du microbéton par rapport à l'eau, en fonction de son contenu granulaire, puis de comparer les résultats à ceux de densité de pores de dimension compris entre 5 et 100 microns,

5.1- Mécanisme d'absorption d'eau

L'absorption d'eau se fait essentiellement par remplissage non seulement des pores, micropores et capillaires, mais aussi des microfissures observables çà et là dans la matrice. Elle dépend de la température, de l'humidité, et de la granulométrie des constituants [14].

Si la pénétration d'eau dans les pores s'opère par phénomène d'absorption physique et capillaire, alors au niveau des microfissures, c'est un phénomène de transport couplé avec une condensation capillaire qui est observé. A l'intérieur d'un matériau en microbéton précédemment immergé, outre l'eau de constitution, qui entre dans la composition chimique de réseau cristallin, on peut observer de l'eau liée ou adsorbée, et de l'eau interstitielle constituée d'eau capillaire et d'eau libre [13].

L'eau libre, rencontrée dans les fissures et microfissures, est celle soumise aux lois d'écoulements hydrauliques. L'eau capillaire est celle située dans les pores, et tractée par les forces de tensions superficielles. L'eau liée quant à elle, est un film retenu par un ou plusieurs grains grâce à leur attraction.

La porosité des matériaux est l'ensemble des vides et espaces occupé par les eaux liées et interstitielles [21].

Les pores sont classés en quatre groupes [61]:

- les macropores de diamètres supérieurs à 1000 Amgstrons;
- les pores "traditionnels" de diamètres compris entre 15 et 1000 Amgstrons,
- les micropores, dont les diamètres sont compris entre 7 à 15 Amgstrons;
- les sous-micropores, dont les diamètres sont inférieurs à 7 Amgstrons.

5.2- Modèle de Kelvin

L'équation de Kelvin permet d'étudier le phénomène d'absorption, en vue de mesurer les dimensions et la distribution des pores. Il exprime l'équilibre de la pression de vapeur d'une surface couverte, semblable à un liquide dans un capillaire ou pore. Cette équilibre est traduite mathématiquement par [14]:

$$(P-P_o) = RT/Mv. LnH \quad (5.1)$$

Où :

P - pression de l'eau capillaire ;

P_o - pression atmosphérique ;

R - constant des gaz parfaits, $R=8,3 \text{ J/mole/}^\circ\text{K}$;

T - Température ambiante ;

M - masse molaire ;

v - volume massique ;

H - hygrométrie relative à l'atmosphère ambiante.

Une conséquence de cette équation est [61]:

$$\ln \frac{P}{P_0} = -\frac{2v\bar{V}}{rRT} \cos \theta \quad (5.2)$$

où:

P - la pression de liquide dans le pore de rayon r ;

P_0 - la pression du même liquide sur une surface plane;

v - la tension surfacique ;

V - le volume molaire;

θ l'angle de mouillage (fig. 5.1)



Figure 5.1: représentation d'angle de mouillage

Dans le sens thermodynamique, Kelvin considère que pendant l'absorption, une quantité dn de moles de vapeur est transférée avec la masse liquide à la pression P_0 dans un pore où la pression d'équilibre est P [61]. Ce processus de transport s'est effectué en trois étapes:

- évaporation à partir de la masse liquide;
- expansion de la vapeur de P_0 à P ;
- condensation dans le pore.

Seul au troisième étape il y a d'échange d'énergie libre dG décrit par l'équation suivante [13]:

$$dG = [RT \ln(\frac{P}{P_0})]dn \quad (5.3)$$

La condensation dans les pores s'effectue grâce aux forces attractives des parois des pores.

L'énergie libre peut s'exprimer par:

$$dG = -(\nu \cos \theta)ds \quad (5.4)$$

En considérant l'angle θ initialement nul, (5.2) et (5.3) impliquent :

$$\frac{dn}{ds} = -\frac{\nu \cos \theta}{RT \ln \frac{P}{P_0}} \quad (5.5)$$

En d'autre terme la densité surfacique de pores est inversement proportionnelle à l'humidité.

Par ailleurs puisque la masse d'eau absorbée M est proportionnelle à dn/ds , alors pour deux conditions hygrométriques H_1 et H_2 on a:

$$\frac{M_1}{M_2} = \frac{\ln(H_2)}{\ln(H_1)} \quad (5.6)$$

Où, M_1 et M_2 sont respectivement la masse d'eau absorbée dans les conditions hygrométriques H_1 et H_2

5.3- Mise en évidence expérimentale

5.3.1- Définition et hypothèses

On peut caractériser la porosité d'un matériau par la quantité d'eau qu'il peut retenir à l'état saturé [15]. La porosité ouverte est le rapport du volume total des pores dans un corps poreux à son volume apparent [3]. On désigne par pores ouverts, les pores qui sont pénétrés par l'eau, une fois l'éprouvette plongée. Le volume apparent est la somme des

volumes de matières solides, puis des pores ouverts et fermés. La porosité ouverte est exprimée ici en pourcentage de volume apparent.

Dans cette expérimentation, on ne tient pas compte du volume occupé par l'eau adsorbée et celle échappée des pores ou capillaires à cause des conditions hygrothermiques.

Les essais d'absorption d'eau sont effectués dans des conditions définies par l'hygrométrie seule, la température étant supposée constante et égale à 22°C. L'humidité des éprouvettes juste à la sortie de l'eau est supposée très proche de 100%. Les essais sont conduits dans deux conditions initiales hygrométriques différentes qui sont: 50% et 60%.

Ces conditions hygrothermiques influent sur les forces de rétention capillaires de manière que l'eau reste toujours présente en quantité variable dans le matériau. Ainsi une partie des capillaires ou pores absorbe l'eau et permet ainsi de définir la porosité ouverte. Cette quantité relative d'eau absorbée est d'autant plus grande que l'hygrométrie est moins élevée.

5.3.2- Moyens et méthode

Le matériel d'investigation est composé de:

- une balance de précision 0.01;
- un récipient permettant l'immersion des éprouvettes;
- un liquide d'imbibition (eau potable);
- un chiffon hydrophile.

Les éprouvettes sont des parallélépipèdes de dimensions (250x50x8mm), découpées en nombre de 8 par échantillon.

Le mode opératoire consiste à immerger complètement les éprouvettes dans l'eau pendant 24 heures, à température ambiante, puis à procéder à leur pesage après les avoir essuyées.

Si on désigne par m_1 et m_2 respectivement la masse initiale de l'éprouvette et celle saturée d'eau en grammes; la porosité ouverte, notée P est déterminée par l'expression [19]:

$$P = \frac{m_2 - m_1}{m_1} * 100 \quad (5.7)$$

5.3.3- Validation de la loi de Kelvin

Le modèle de Kelvin peut être validé si en réalisant des séries de mesures sur différents échantillons de microbéton dans deux différentes conditions hygrométriques (60%; 50%), on constate que le rapport de la masse d'eau absorbée à 60% d'hygrométrie sur celle absorbée à 50% d'hygrométrie [$M(60\%)/M(50\%)$] est constant et égal à $[(\ln 0.5)/(\ln 0.6)]$.

Dans le cas présent d'essai, on peut constater sur la figure 5.3, que le modèle de Kelvin est tout à fait acceptable pour le microbéton.

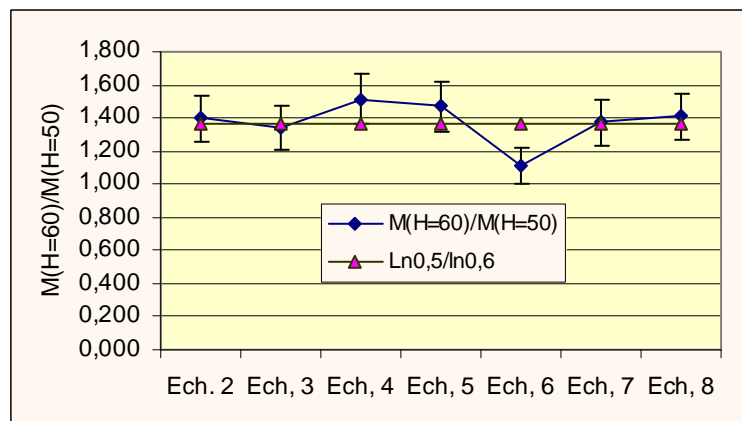


Figure 5.2-: Validité du modèle de Kelvin

5.4- Résultats et commentaire

Les résultats sont présentés dans les tableaux 5.1 et 5.2 en annexes.

La porosité de chacun des échantillons de microbéton obtenue dans les conditions hygrométriques de 50% et 60%, est indiquée dans le tableau 5.3 Les représentations graphiques de porosités dernières sont illustrées par les courbes de la figure 5.3

| Echantillons | 2080 | 3070 | 4060 | 5050 | 6040 | 7030 | 8020 |
|---|----------|-----------|----------|----------|----------|-----------|-----------|
| Absorption H=60%. .10 ⁻³ | 54 ± 9.6 | 41 ± 10.1 | 39 ± 9.7 | 32 ± 9.9 | 36 ± 9.8 | 32 ± 10.5 | 27 ± 10.8 |
| Porosité relative | 1 | 0.759 | 0.722 | 0.593 | 0.667 | 0.593 | 0.5 |
| Absorption H=50% .10 ⁻³ | 74 ± 9.6 | 55 ± 9.6 | 59 ± 9.6 | 47 ± 9.8 | 44 ± 9.8 | 44 ± 9.8 | 38 ± 9.4 |
| Porosité relative | 1 | 0.743 | 0.797 | 0.635 | 0.595 | 0.595 | 0.514 |

Tableau 5.3: Résultats de porosité ouverte des échantillons de micro béton

On observe d'après les représentations graphiques que la porosité ouverte décroît avec l'hygrométrie, ce qui justifie l'équation (5.4).

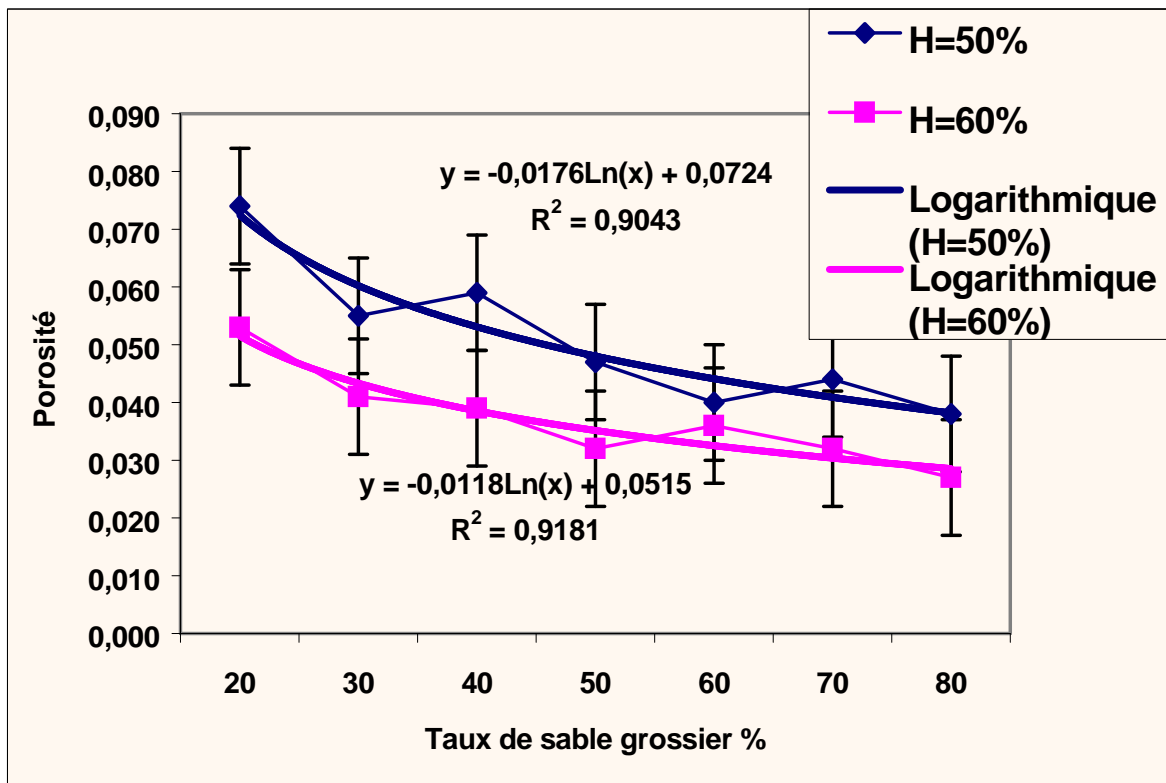


Figure : 5.3 Variation de la porosité en fonction du taux de sable grossier

Les variations de la porosité relative des éprouvettes de micro béton en fonction du taux de sable grossier dans les deux conditions hygrométriques ci-dessus indiquées sont représentées graphiquement sur la figure 5.4. On peut constater que les deux variations sont identiques.

Donc la variation de la porosité ouverte par rapport à la quantité de gravier contenue dans le micro béton évolue de manière identique quelle que soit l'hygrométrie.

En comparaison avec la courbe de variation de la densité de pores de dimension comprise entre 5 et 100 microns, on peut remarquer suivant la figure 5.5, qui donne une illustration, la similitude entre les deux paramètres: densité de pores et absorption d'eau.

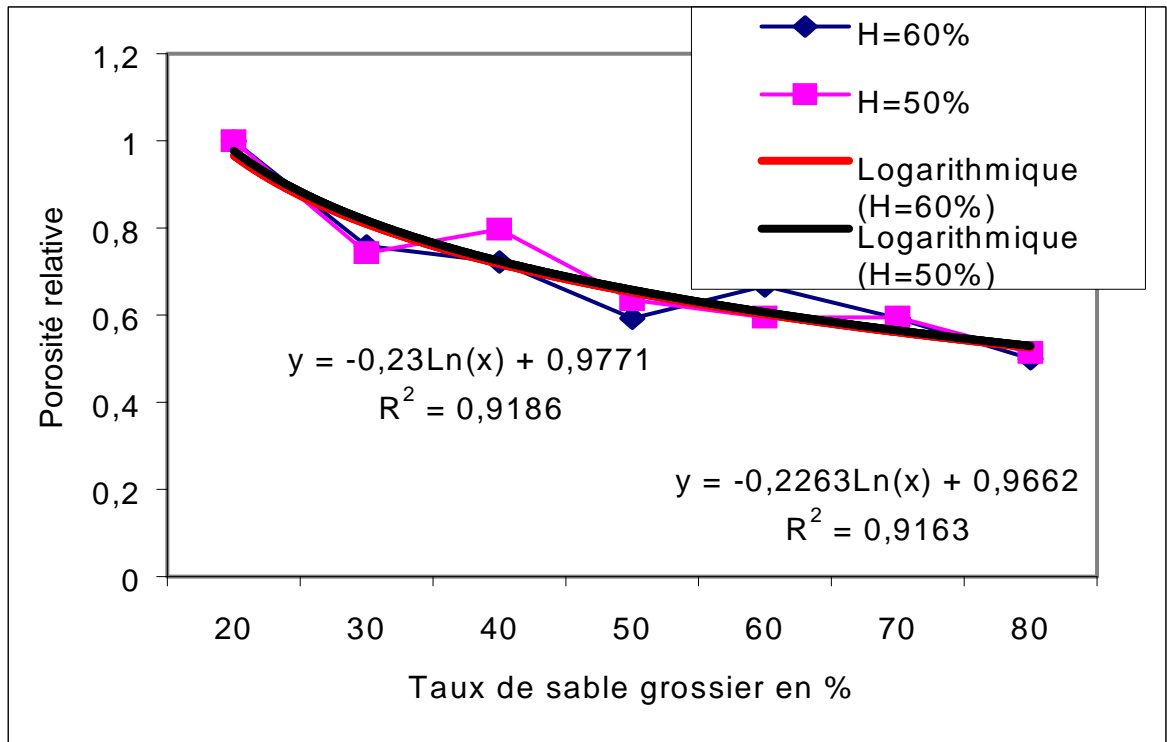


Figure : 5.4 Variation de la porosité en fonction de l'hygrométrie

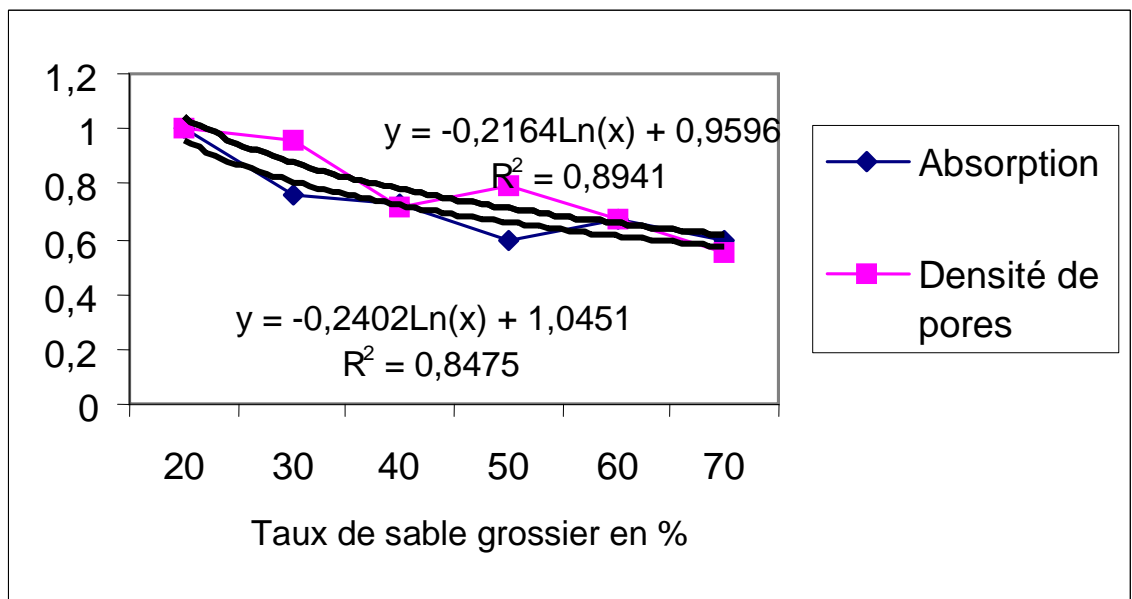


Figure 5.5 Comparaison de densité de pores (5 à 50 microns) et porosité ouverte

Conclusion

L'étude d'hydrophilie du micro béton montre que:

- la capacité d'absorption d'eau des différents types de ce matériau est inversement proportionnelle au taux de sable grossier contenu dans sa matrice, et à l'ambiance hygrométrique;
- La variation de la quantité d'eau absorbée par rapport au taux de sable grossier est indépendante de l'hygrométrie.

Elle met également en évidence la similitude qui existe entre cette propriété du micro béton et la densité de pores de dimension comprise entre 5 et 100 microns en présence dans sa matrice.

6- Etude de résistance à la flexion

Introduction

La connaissance des propriétés de résistance du microbéton s'avère nécessaire pour mieux apprécier sa qualité. Cette nécessité se justifie par une certaine garantie de sécurité des ouvrages et ouvrages qu'on en fait.

En effet, posées en toiture, les tuiles issues du moulage du microbéton doivent pouvoir supporter au moins le poids de l'ouvrier qui doit y monter, pour effectuer des interventions techniques. D'où l'exigence du matériau, d'une résistance adéquate la plus grande possible.

Le but de ce chapitre est de présenter dans un premier temps les types d'essai de flexion puis dans un second temps, de déterminer, à partir d'un type d'essai, les propriétés mécaniques telles que: le module de young et la contrainte de rupture des différents échantillons, pour enfin tenter d'analyser la résistance du microbéton en fonction du taux de sable grossier.

6.1- Généralités sur les essais de flexion

Les essais de flexion sont couramment utilisés pour effectuer des contrôles de qualité ou pour tout simplement caractériser certains matériaux. La simplicité du montage des éprouvettes et celle de sa géométrie constituent des avantages certains pour cette méthode de caractérisation.

Il existe deux types de flexion: la flexion trois points, et la flexion quatre points.

D'après la flexion trois points les contraintes varient de façon continue de part et d'autre de l'axe neutre, sur lequel elles sont nulles: du côté concave de l'éprouvette, elles sont en compression alors que du côté convexe, elles sont en tension.

La configuration de ce type de flexion est schématisée à la figure 6.1, qui illustre également la distribution des contraintes dans le plan où le moment fléchissant est maximal.

La valeur maximale de la contrainte sur les faces extérieures d'une éprouvette à section rectangulaire est donnée par la relation [7] :

$$|\sigma_{\max}| = \frac{3 FL}{2 bh^2} \quad (6.1)$$

où F eskt la charge appliquée en son centre,

b - la largeur de l'éprouvette,

h - la hauteur de l'éprouvette,

L - la distance entre les appuis.

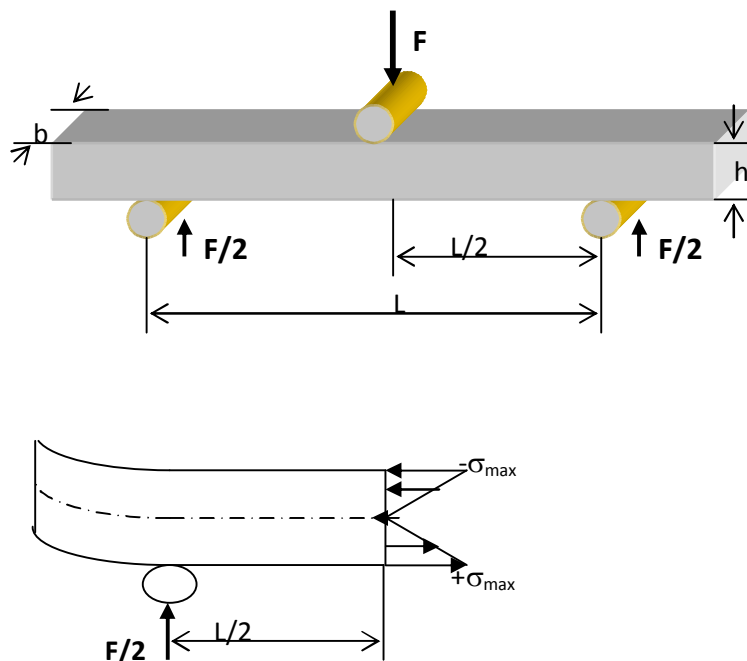


Figure. 6.1: Configuration d'un essai de flexion trois points

L'essai de flexion quatre points (figure 6.2) permet d'avoir, entre les appuis du centre, distants de l , une répartition uniforme des contraintes de flexion.

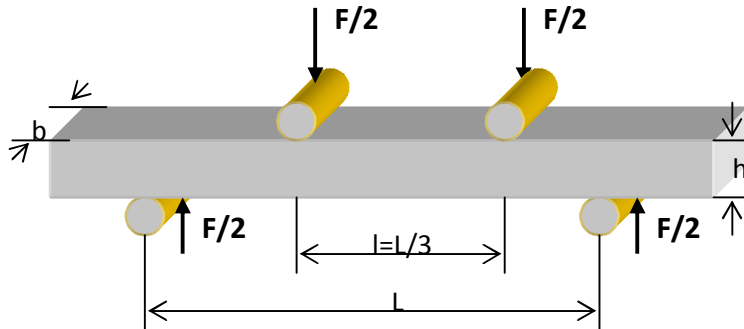


Figure 6.2: Configuration d'un essai de flexion quatre points

La valeur maximale de la contrainte sur les faces de l'éprouvette est alors donnée par l'équation suivante [7]:

$$|\sigma_{\max}| = \frac{3}{2} \left[\frac{F(L-l)}{bh^2} \right] \quad (6.2)$$

Dans le cadre de ce travail, il a paru utile de faire usage de la configuration d'essai de flexion quatre points représentée à la figure 6.2.

6.2- Mise en œuvre expérimentale

6.2.1- Préparation des éprouvettes

Les éprouvettes d'expérimentation sont élaborées à partir des échantillons identiques à ceux présentés dans le deuxième chapitre, au tableau 3.2 plus haut.

En effet après la fabrication du micro béton frais, celui est posé sur un moule plan. La division de cette pâte molle en éprouvettes parallélépipédiques de dimensions $250 \times 50 \times 8 \text{ mm}^3$, est effectuée juste après la prise du ciment. La face inférieure en contact avec le moule est relativement plus lisse que la supérieure.

Sur une face rendue lisse et bien dégraissée de chaque échantillon est collée une jauge de type PFL-30-11, qui est liée à un pont extenso métrique par l'intermédiaire des câbles de connexion.

6.2.2- Dispositif expérimental

Composé d'une machine électromécanique de type MTS ADAMEL (Figure 6.3) admettant une charge statique inférieure ou égale à 20 kN, d'un système de commande électrique, d'un système informatisé d'enregistrement et de gestion des signaux, le montage de flexion est étudié pour répondre aux exigences des normes et recommandations suivantes:

- la norme ASTM C 947-81;
- la norme du BSI BS-6432:1984;
- les recommandations faites à la RILEM* comité 49 (1984).

Le système informatique est composé:

- d'un ordinateur IBM PC-AT d'une fréquence de 100 Hz et d'une mémoire vive avec 32 Mo;
- d'une carte de conversion analogique-numérique et numérique-analogique 6024 E-PCI;
- d'un logiciel de Labview version 5, basé sur un langage graphique.

6.2.2.1- Mise en œuvre de l'essai

La machine d'essai (Figure 6.3) est commandée pour chaque type d'essai par l'intermédiaire d'un programme informatique, qui permet le déplacement monotone de la

rampe pour laquelle sont fixées la valeur maximale et la vitesse, respectivement à 40 mm et 1 mm/mn; avec bien entendu la possibilité de stopper le déplacement sitôt souhaiter.

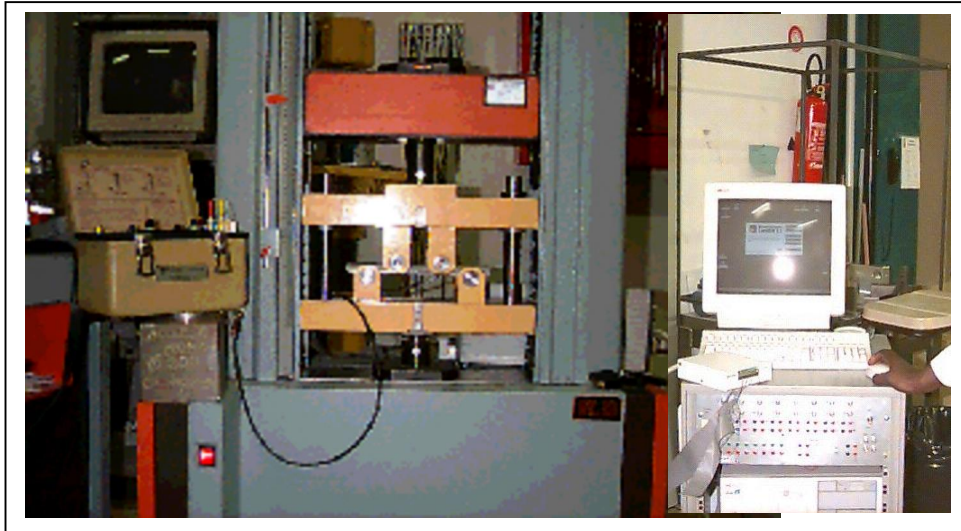


Figure 6.3: Dispositif d'essai de flexion quatre points

6.2.2.2- Acquisition informatique

Les programmes d'acquisition d'information numérique travaillent en temps réel et en multitâches.

En tâche avant, ils permettent la surveillance du bon déroulement du test sur l'écran par un tracé graphique de la courbe représentant la variation de la force en fonction du déplacement des points d'appui et/ou de la flèche de l'échantillon à sa mi-longueur.

En tâche arrière et à intervalles de temps réguliers, ils procèdent à l'acquisition des tensions qu'ils convertissent automatiquement et constamment en valeurs de forces et de déplacement à raison de 3 par seconde. Après chaque test ils réalisent une sauvegarde des données numériques sur disquette informatique.

6.2.2.3- Précision des signaux acquis

Présenté à l'origine comme une tension comprise entre +10 volts et -10 volts, chaque signal est filtré au niveau de la carte d'interfaçage située entre la machine d'essai et

l'ordinateur compatible, ce qui divise par deux la valeur de sa tension. La carte de conversion analogique-numérique et numérique -analogique est réglée pour convertir des signaux compris entre +5 volts et -5 volts sur 12 bits. Les précisions sont les suivantes:

- Signal de la cellule de force
MTS (adamel): gamme $\pm 20\ 000$ N pour ± 10 volts;
Filtre: $\pm 20\ 000$ N pour ± 5 volts
Carte de conversion: $\pm 20\ 000$ N pour 12 bits;
La précision du signal de force est de 10 N.

Les essais de flexion quatre points sont réalisés sur des éprouvettes porteuses des jauges de déformation PFL-30-11, dont les caractéristiques sont les suivantes:

- longueur = 30 mm;
- résistance = 120 Ω ;
- facteur = 2.13;
- Echelle d'étalonnage: 1 Ω correspond à 798 millivolts;
- Compensation en température $11.10 \cdot 10^{-6}/^{\circ}\text{C}$;
- Sensibilité transverse -0.2%.

Les déformations que subissent les éprouvettes sont déterminées par l'expression [19]:

$$\varepsilon = v / (0.798 * 120 * 2.13) \quad (6.3)$$

Où v est la valeur affichée sur l'écran, par le canal correspondant aux déformations.

Les contraintes sont déterminées par l'expression [19]:

$$\sigma = FL/bh^2 \quad (6.4)$$

Où F , L , b , h désignent respectivement charge, longueur, largeur, épaisseur de l'éprouvette.

6.3- Résultats et commentaire

Les résultats sont représentés graphiquement par les courbes contraintes-déformations des figures 6.4-6.10 en annexes.

Le tableau 6.1 suivant illustre pour chacun des échantillons expérimentés, les valeurs du module de Young et de la contrainte maximale. Nous rappelons que le module de Young est la pente de la droite (contrainte-déformation) caractéristique du comportement élastique d'un matériau.

D'après ce tableau le module de Young est constant et égal à 30 GPa pour tous les échantillons. La contrainte de rupture des échantillons varie en moyenne entre 7.1 et 12 MPa, la valeur maximale est obtenue pour l'échantillon 5050.

| N° d'échantillon | 2080 | 3070 | 4060 | 5050 | 6040 | 7030 | 8020 |
|---|------|------|------|------|------|------|------|
| Taux de sable grossier. % | 20 | 30 | 40 | 50 | 60 | 70 | 80 |
| Taux de sable normal. % | 80 | 70 | 60 | 50 | 40 | 30 | 20 |
| Module de Young Emoy. GPa | 30 | 30 | 30 | 30 | 30 | 30 | 30 |
| Moyenne des contraintes max. σ_{\max} en MPa | 10.2 | 10.7 | 10.2 | 12 | 7.1 | 10.7 | 8.3 |

Tableau 6.1- Récapitulation des résultats

Au cours de l'essai on remarque que:

- Au démarrage, il y a accroissement de la contrainte pendant qu'il ne se produit aucune déformation;
- que la rupture a lieu aux points de contact des appuis (figure 6.11).

Ces phénomènes de mécanique non-linéaire peuvent être justifiés par un emmagasinage d'énergie ou densification du matériau aux points de contact. Lorsque cette densification atteint une valeur maximale, une ou plusieurs fissures apparaissent et se propagent d'autant plus vite que la vitesse de chargement est élevée et qu'il a moins d'obstacle sur leur trajectoire. Ceci signifie que les inclusions de la matrice influent sur la résistance à la flexion de ces matériaux. Un tel comportement des échantillons du microbéton est semblable à celui des matériaux fragiles [7].

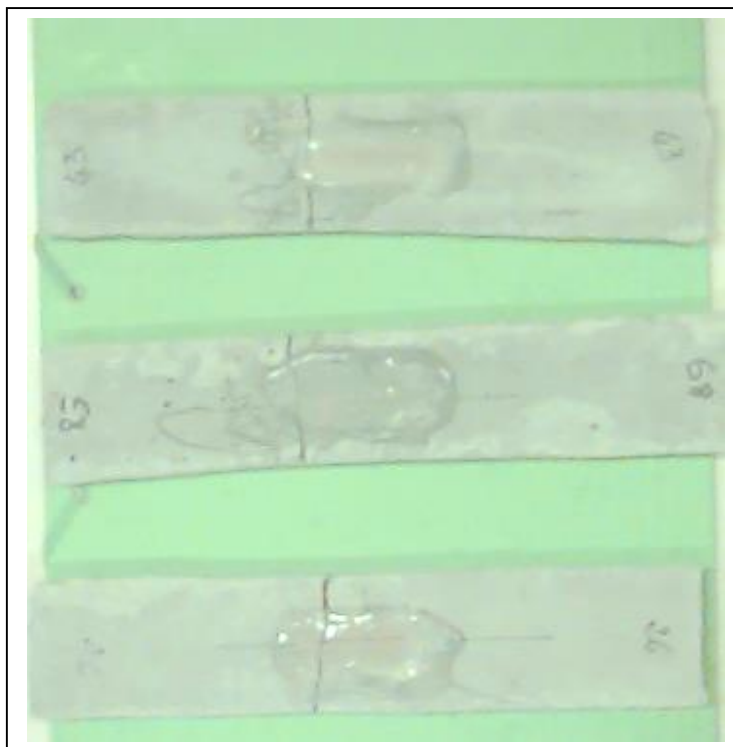


Figure 6.11- Fissure aux points d'appui

Par ailleurs la technique d'élaboration des éprouvettes est telle que les chants de ces dernières sont accidentés (figure 6.12), et peuvent être la source de rupture rapide.

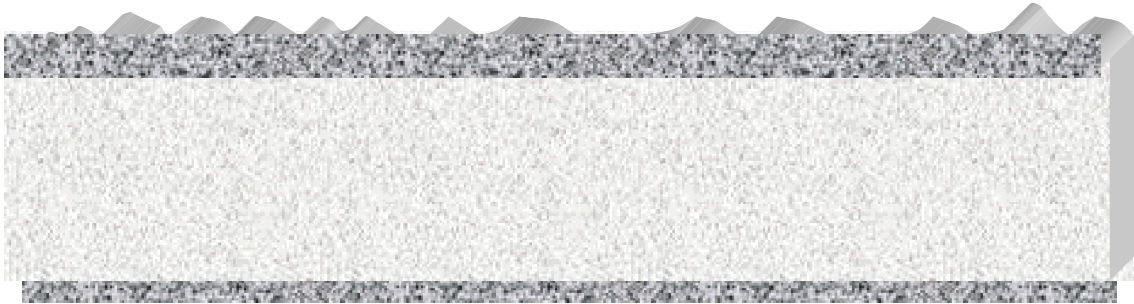


Figure 6.12: Chants accidentés d'éprouvettes

Par conséquent, si la qualité des chants des éprouvettes et les défauts ou inclusions présents dans la matrice influent sur la résistance, les résultats du présent essai sont loin d'être suffisants pour caractériser des matériaux aussi hétérogènes que fragiles. Il apparaît alors nécessaire d'avoir recours à une méthode de caractérisation de résistance mécanique prenant en compte les inclusions ou imperfections présentes dans les matériaux.

Conclusion

Les résultats des essais par la méthode traditionnelle de flexion quatre points ne permettent pas d'appréhender le comportement des différents types du micro béton expérimentés, en vue d'une caractérisation mécanique. La théorie de la mécanique élastique linéaire paraît mal adaptée au microbéton, puisqu'elle ne prend pas en compte les inclusions et imperfections présentes dans les matériaux. Le recours à une méthode moins conventionnelle prenant en compte les vides, fissures et les granulats nous paraît nécessaire.

Dans le chapitre suivant, nous allons essayer d'améliorer les éprouvettes de microbéton avant de procéder à une nouvelle caractérisation mécanique de ces échantillons, mais en sur la base de la théorie de la mécanique de rupture.

7- Etude de la ténacité du matériau

Introduction

Le microbéton est un matériau d'une grande hétérogénéité; il contient non seulement d'innombrables variétés de pores, mais aussi d'autres inclusions, qui sans doute influent sur son comportement mécanique. Une caractérisation de ce matériau sans la prise en compte des inclusions serait entachée d'erreurs non négligeables. Les méthodes traditionnelles d'essai de résistance se sont avérées ainsi inefficaces.

La mécanique de rupture en tenant compte de tous ses défauts peut permettre la caractérisation de ce matériau. Le paramètre de caractéristique sera dans ce cas la ténacité, appelée encore résistance à la fissuration.

Le but de ce chapitre est d'étudier la ténacité du microbéton par le facteur d'intensité de contrainte en fonction de sa constitution granulaire sur des éprouvettes améliorées. Mais avant une présentation de la théorie de la rupture fragile nous paraît opportune.

7.1- Théorie de la rupture fragile

7.1.1- Généralités et modes de rupture

Dans la recherche de l'explication de phénomène de rupture fragile A. A. Griffith a constaté, en faisant des expériences sur le verre, que les fils de verres fraîchement fabriqués et soumis immédiatement à un essai de traction pouvaient atteindre une résistance à la traction voisine de la résistance théorique. Mais s'ils étaient rayés superficiellement, même par des grains de poussière, la résistance à la traction mesurée expérimentalement diminuait considérablement.

Alors il en conclut que tout défaut superficiel comme les rayures, ou tout défaut interne comme les porosités constituaient des zones privilégiées où la valeur de contrainte locale pouvait atteindre celle de la résistance théorique du matériau à la traction.

En effet par analogie à ce qui se passe avec les lignes d'écoulement d'un fluide, on peut représenter schématiquement la répartition de la contrainte locale au voisinage d'une microfissure débouchante ou rayure (figure.7.1).

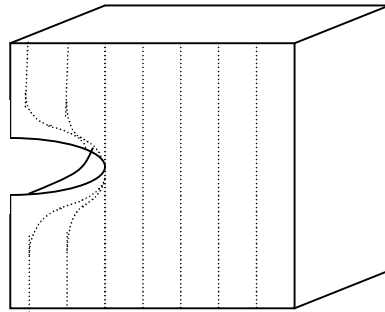


Figure 7..1: Concentration locale de contraintes au voisinage d'une microfissure débouchante

Il est admis qu'à la racine de la fissure se produit une concentration locale de contrainte σ_y , qui est plus élevée que celle appliquée à l'extérieur σ_{nom} [7]. La figure 7.2 illustre la variation en fonction de la distance x mesurée à partir du fond de la fissure, de la composante locale σ_y parallèle à contrainte appliquée σ_{nom} .

En première approximation, on estime en tête de la fissure que [7]:

$$\sigma_y = \sigma_{nom} \left(1 + 2\sqrt{\frac{a}{r}}\right) \quad (7.1)$$

où:

σ_{nom} est la contrainte nominale extérieure appliquée;

a est la profondeur de la fissure;

r est le rayon de courbure à la racine de la fissure.

L'expression $(1 + 2\sqrt{a/r})$ notée K , est le facteur de concentration associé à la fissure, déterminée par les paramètres géométriques a et r .

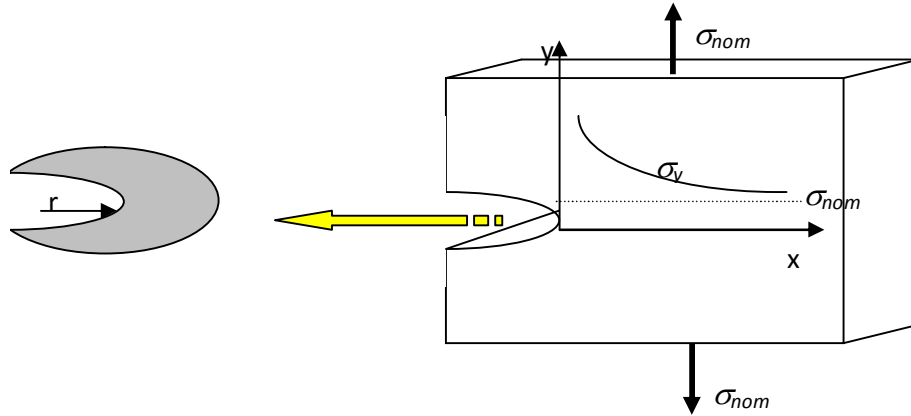


Figure 7.2: Variation de la contrainte locale σ_y

Griffith démontra que des défauts présents dans le matériau pouvaient jouer le rôle de concentrateurs de contrainte et amplifier ainsi la contrainte locale. Puisqu'une fois que σ_y atteint σ_{nom} et qu'il y a amorce de fissure, la profondeur a augmente. Par conséquent K augmente, si r ne change pas. C'est ce qui explique selon lui, la rupture soudaine des matériaux fragiles.

L'état général de propagation d'une fissure dans un plan se ramène à la superposition de trois modes de ruptures fondamentaux [17] (figure 7.3).

- Le mode I: appelé clivage, d'après ce mode les surfaces fissurées se déplacent perpendiculairement l'une de l'autre;
- Le mode II: de cisaillement plan du fait que les surfaces fissurées se déplacent perpendiculairement au front de fissure;

- Le mode III: de cisaillement antiplan, selon ce mode les surfaces fissurées se déplacent dans un plan perpendiculairement au front de fissure.

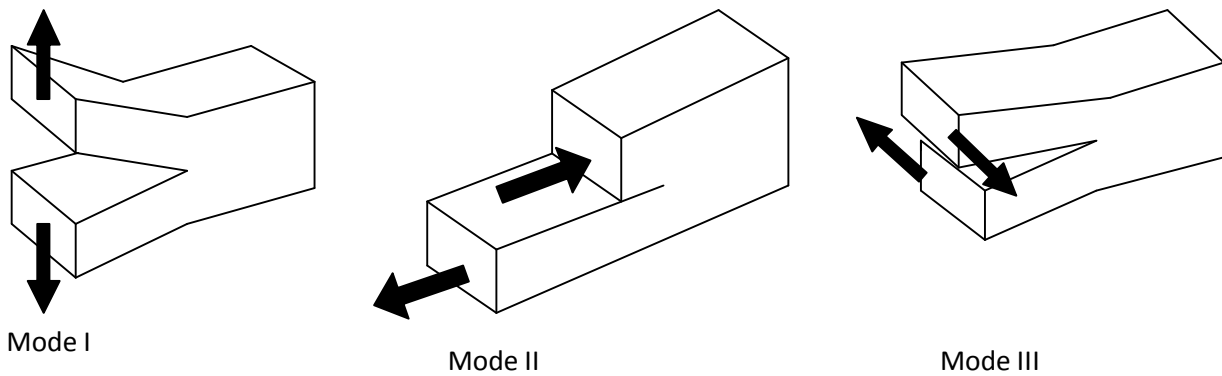


Figure 7. 3: Les différents modes élémentaires d'ouverture d'une fissure

Selon les mêmes explications, Griffith a supposé, que pour qu'une fissure ou un défaut se propage dans un matériau, il faut que les deux conditions suivantes soient simultanément satisfaites:

- la propagation doit être favorisée énergétiquement, c'est à dire que le matériau contenant le défaut et mis sous contrainte doit atteindre un état thermodynamique plus stable, s'il est rompu (condition énergétique);
-
- un mécanisme doit permettre la rupture locale du matériau à la racine du défaut ou de la fissure pour que le défaut ou la fissure se propage (condition mécanique).

Dans le cas idéal, on considère que la rupture fragile doit se produire à la suite d'une rupture instantanée des liaisons inter-atomiques suivant le plan perpendiculaire à la contrainte normale appliquée [20].

Dans l'état actuel des choses, le mode I est généralement considéré comme le plus critique lors de l'amorçage de la fissuration dans les matériaux fragiles.

7.1.2- Condition énergétique

Rappelons qu'un matériau soumis à des contraintes contient l'énergie élastique emmagasinée dans les liaisons distendues [7]. Lorsque le matériau se rompt, ces liaisons

reprennent leur position d'équilibre; elles restituent par conséquent une certaine quantité d'énergie élastique.

La figure 7.4-a ci-après, représente un matériau d'épaisseur unitaire contenant une fissure elliptique de longueur $2a$. Sachant qu'une fissure est dite instable quand elle se propage sans que la contrainte σ_{nom} augmente, examinons la condition énergétique à satisfaire selon Griffith pour qu'il ait propagation sous l'action d'une contrainte σ_{nom} appliquée au matériau.

Sur cette figure la zone ombrée représente les régions du matériau libres de contrainte, car les lignes d'écoulement des contraintes évitent cette zone en raison de la présence de la fissure.

L'énergie élastique W_{el} libérée du volume initial, qui maintient libre de contrainte est égale à [7]:

$$W_{el} = \pi a^2 \sigma \varepsilon \quad (7.2)$$

Où ε désigne la déformation enregistrée sous la contrainte σ .

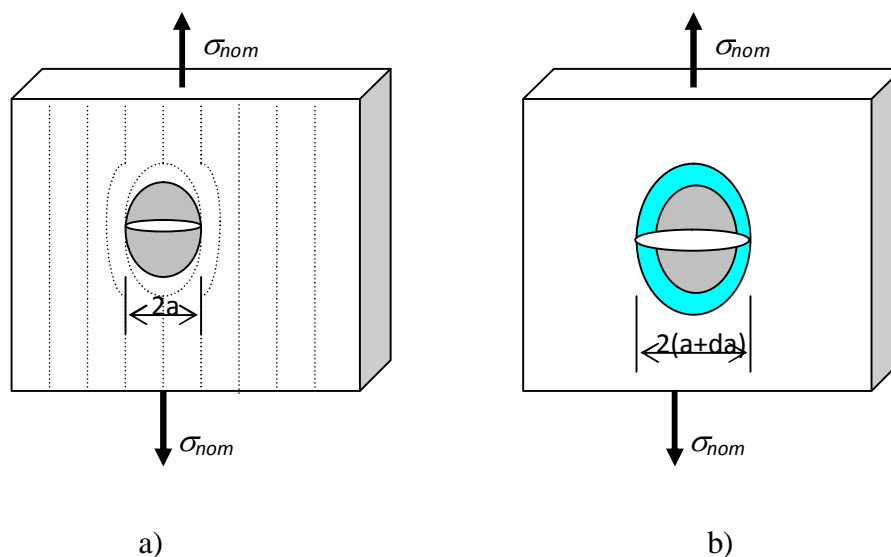


Fig.7.4: Libération de l'énergie élastique par augmentation de dimension de fissure da

Puisque la loi de Hooke stipule:

$$\sigma = E\varepsilon \quad (7.3)$$

alors :

$$W_{\text{él}} = \pi a^2 \sigma^2 / E \quad (7.4)$$

Si la fissure est instable et se propage, il y a augmentation du volume libre de contrainte et libération d'une quantité d'énergie élastique $dW_{\text{él}}$ telle que:

$$dW_{\text{él}} = 2\pi a da \sigma^2 / E \quad (7.5)$$

Toutefois, pour que la longueur de la fissure puisse augmenter de $2da$, il faut fournir au matériau une certaine énergie dW_s afin que se créent les nouvelles surfaces de rupture; cette énergie s'exprime par:

$$dW_s = 4\gamma_s da \quad (7.6)$$

Quand la fissure avance de da , il s'ensuit une variation dW de l'énergie potentielle du système que constitue le matériau fissuré mis sous contrainte, soit:

$$dW = dW_s - dW_{\text{él}} \quad (7.7)$$

Donc Griffith conclut que l'énergie élastique $dW_{\text{él}}$ libérée par avancée de la fissure doit être au moins égale à l'énergie dW_s requise pour créer les nouvelles surfaces de matériau. Sur le plan mathématique, on peut exprimer cette condition par l'inégalité:

$$dW / da \leq 0 \quad (7.8)$$

A partir des équations (7.6), (7.7), (7.8) on obtient:

$$\sigma_{\text{nom}} \geq \sqrt{\frac{2E\gamma_s}{\pi a}} \quad (7.9)$$

Cette relation montre que la contrainte appliquée σ_{nom} dépend non seulement des propriétés intrinsèques du matériau, mais aussi de la longueur a de la fissure. Alors pour toute contrainte σ_{nom} appliquée à un matériau, on peut déterminer, à partir de la relation (7.9), une longueur critique de fissure, a_c appelée longueur de Griffith tel que:

$$a_c = \frac{2E\gamma_s}{\pi\sigma_{nom}} \quad (7.10)$$

Cette longueur critique caractérise le défaut, dont la dimension est égale à a_c , qui énergétiquement parlant entre en situation favorable pour se déplacer sous l'action de la contrainte appliquée σ_{nom} . La représentation graphique de cette condition énergétique de Griffith illustrée sur la figure 7.5, montre que l'énergie totale du système passe par une valeur maximale correspondant à la longueur critique a_c de Griffith. Au delà de cette valeur critique, le système évolue spontanément vers un état plus stable.

Toute fois la rupture ne se propage pas automatiquement, malgré que la condition énergétique soit satisfaite. Encore faut-il, que la condition mécanique soit réunie. C'est à dire qu'il faut que localement, en tête de fissure, la contrainte soit au moins égale à la résistance à la traction R_m du matériau.

Si la fissure est très agüe, la condition mécanique est généralement satisfaite pour une faible valeur de la contrainte appliquée [10]. Ainsi dans ce cas la condition de propagation instable de la fissure se résume alors uniquement à la condition énergétique de propagation.

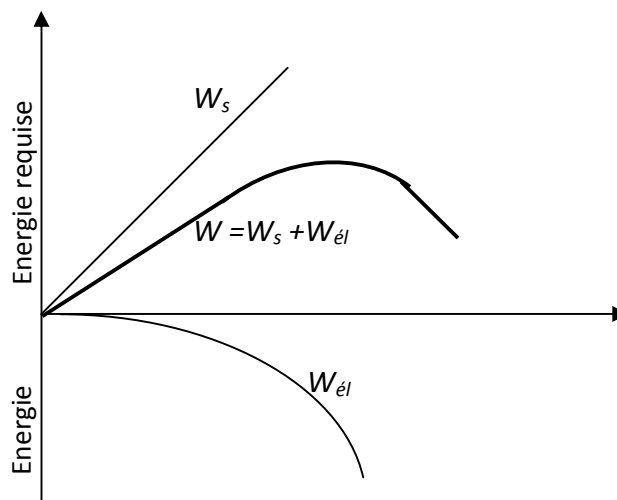


Figure 7.5: Condition énergétique de Griffith

7.1.3- Apport d'Orowan

La théorie de Griffith n'explique pas le comportement non élastique de certains matériaux. Cette insuffisance est relevée par les travaux d'Orowan, qui englobent des matériaux à comportement tant élastique que plastique.

En effet avant que la fissure ne se propage, selon Orowan il y a plastification en fond de fissure pour certains matériaux, et cette plastification requiert une énergie de déformation plastique. Quand la fissure se propage cette zone plastifiée progresse avec la fissure, formant ainsi un sillage plastifié dans le voisinage de chacune des surfaces de rupture du matériau. La contrainte nécessaire pour la rupture sera alors beaucoup plus importante que celle proposée par Griffith.

De façon analogique, le micro béton a un comportement non élastique [17], caractérisé par une densification de microfissure dans un espace fixe au voisinage de la fissure avant toute propagation. Ainsi selon Orowan, à la place de l'équation (7.10) on admet:

$$\sigma_{nom} \geq \sqrt{\frac{2E(\gamma_s + \gamma_p)}{\pi a}} \quad (7.11)$$

Où γ_p est l'énergie de déformation plastique dépensée pour créer une unité de surface de rupture. Elle est en générale très supérieure à γ_s [7].

7.1.4- Amélioration de la tenacité des matériaux fragiles

Deux solutions sont proposées pour améliorer la tenacité des matériaux fragiles. Il s'agit de la création des contraintes internes et de la mise à profit d'une caractéristique de la triaxialité des contraintes locales en tête de fissure.

7.1.4.1- Méthodes de création de contraintes internes

Cette méthode est utilisée dans le cas du béton précontraint qui, au cours de la fabrication est maintenu en compression par la tension des cables de précontrainte. Cette méthode empêche à un certain degré, la propagation de fissures dans les zones qui, autrement auraient été soumises à des contraintes de tension.

Le traitement thermique de verre est aussi un exemple éloquent. En effet selon ce traitement le verre est rapidement refroidit après un chauffage uniforme. Ainsi les couches superficielles deviennent rigides et en se contractant, déforment le cœur, toujours chaud et visqueux. Lorsque le cœur se refroidit à son tour, en se contractant, il soumet les couches superficielles à une compression interne (figure 7.6).

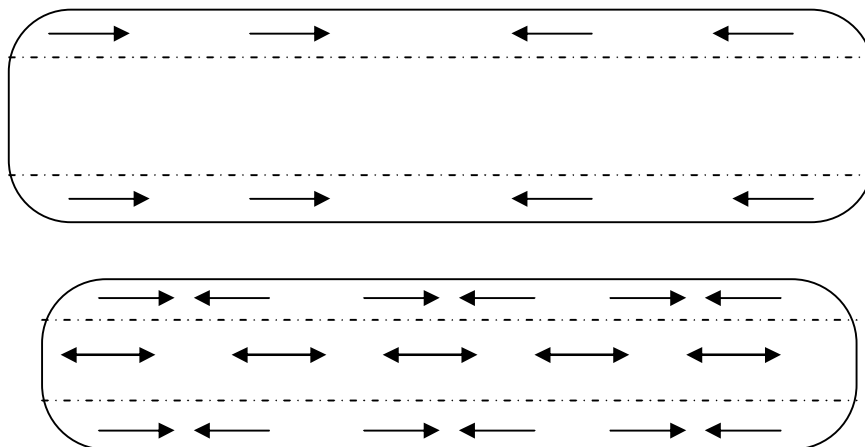


Fig. 7.6:- Amélioration de ténacité par création de contraintes internes [7].

7.1.4.2- Méthode de mise à profit de la triaxialité des contraintes

Contrairement à ce qu'on suppose jusqu'ici, lorsqu'on étudie en détail les contraintes locales qui s'exercent sur un élément de volume du matériau situé en tête de fissure, on constate que ce volume élémentaire est soumis à des contraintes triaxiales, même lorsque la contrainte appliquée est uniaxiale[7]. En traçant les lignes d'isoconcentration de contrainte pour chaque contrainte locale σ_x et σ_y , on remarque qu'à la racine de la fissure σ_y est maximal

et σ_x nul. Mais à quelque distance interatomique en avant de la fissure, σ_x prend sa valeur maximale. La figure 7.7 illustre les variations respectives de σ_x et σ_y par rapport à x , mesuré à partir du fond de la fissure.

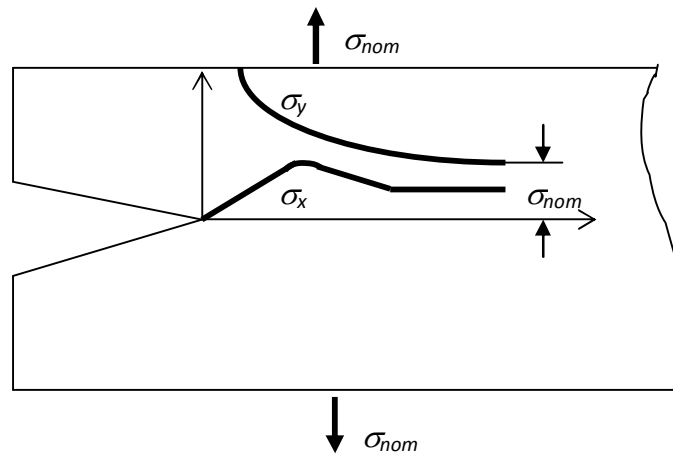


Figure 7.7: Variation des contraintes locales dans le plan xy

Ce phénomène joue un rôle très important dans le cas des matériaux fragiles, dont certaines interfaces sont perpendiculaires à l'axe de la fissure. Lorsque la fissure se propage et s'approche de l'interface, cette dernière est soumise à une contrainte locale σ_x qui est normale à l'interface et qui tend à provoquer sa décohésion. Lorsque la valeur de la contrainte qui provoque la décohésion de l'interface est inférieure à un certain nombre de fois la résistance du matériau, la rupture de l'interface se produit [7] avant même que la rupture à la racine de la fissure n'ait lieu (figure 7.8-b).

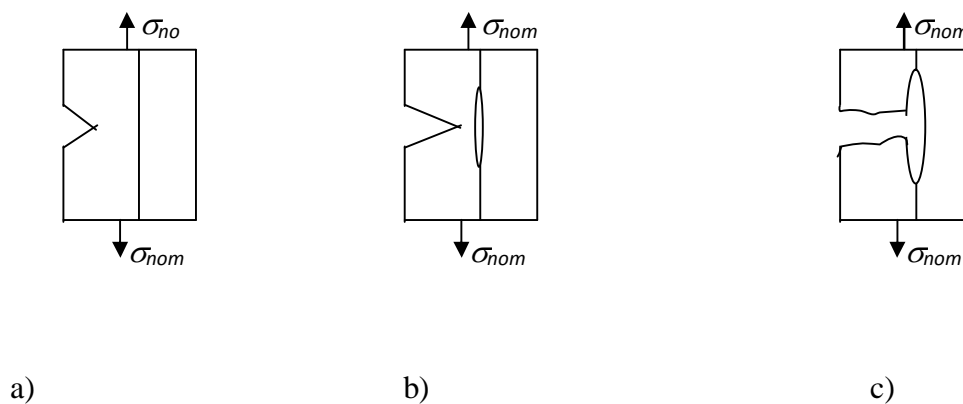


Fig.7.8: Mécanisme d'arrêt d'une fissure dans un matériau fragile renfermant des interfaces à faible cohésion.

Toute fois lorsque la fissure atteint l'interface, sa configuration est telle que sa concentration de contraintes est très faible. Alors le mécanisme de concentration de contraintes devient inopérant. Par conséquent, lorsque la résistance à la décohésion de l'interface est faible que celle de la matrice, la ténacité du matériau est considérablement améliorée grâce à l'émoussement du fond des fissures.

7.1.5- Champ de contraintes en têtes de fissure

En supposant qu'un corps fissuré de dimensions infinies est isotrope et homogène et qu'il obéit à la loi de Hooke, il est montré que les contraintes locales triaxiales s'exerçant sur un élément de volume de matériau situé à la distance r de la fissure (figure 7.9) sont données par les équations suivantes [7]:

$$\sigma_x = \frac{K}{\sqrt{2\pi r}} \cos \frac{\theta}{2} \left(1 - \sin \frac{\theta}{2} \sin \frac{2\theta}{2}\right) \quad (7.12)$$

$$\sigma_y = \frac{K}{\sqrt{2\pi r}} \cos \frac{\theta}{2} \left(1 + \sin \frac{\theta}{2} \sin \frac{2\theta}{2}\right) \quad (7.13)$$

$\sigma_z = \nu(\sigma_x + \sigma_y)$ en déformation plane, et $\sigma_z = 0$ en contrainte plane

$$\tau_x = \frac{K}{\sqrt{2\pi r}} \sin \frac{\theta}{2} \cos \frac{\theta}{2} \cos \frac{3\theta}{2} \quad (7.14)$$

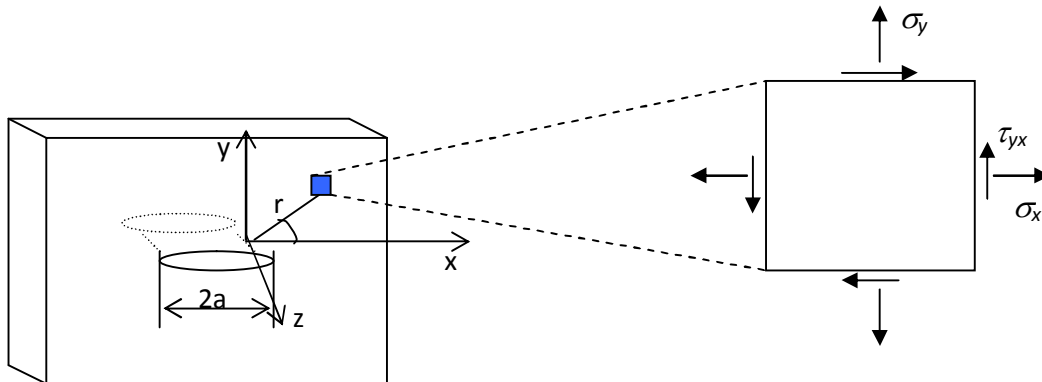


Figure 7.9: Contraintes locales s'exerçant sur un élément de volume

Où ν est le coefficient de Poisson du matériau, r et θ sont les coordonnées polaires de l'élément de volume, K est le facteur d'intensité de contrainte en $\text{MPa m}^{1/2}$.

Il peut être déterminé par l'expression:

$$K = \alpha \sigma_{nom} \sqrt{\pi a} \quad (7.15)$$

Où α est un facteur sans dimension, fonction de la longueur de la fissure a de la largeur de l'éprouvette w et de la géométrie relative "éprouvette-fissure" et du type de chargement.

7.1.5.1- Critères de rupture d'un corps fissuré

Il a été démontré d'après les travaux de Griffith-Orowan que la contrainte nominale σ_{nom} appliquée doit atteindre une certaine valeur critique σ_c pour que la rupture brutale se produise. On a:

$$\sigma_c = \sqrt{\frac{2E(\gamma_s - \gamma_p)}{\pi a}} \quad (7.16)$$

ceci revient à:

$$\sigma_c \sqrt{\pi a} = \sqrt{2E(\gamma_s + \gamma_p)} \quad (7.17)$$

Où le terme $\sigma_c \sqrt{\pi a}$ est en fait le facteur critique d'intensité de contrainte associé à la fissure quand le facteur géométrique α est égale à 1.

Si on généralise ce raisonnement au cas d'une pièce ayant des dimensions finies, fissurée selon le mode I et pour laquelle il faut utiliser le facteur correctif α caractérisant cette géométrie particulière "éprouvette-fissure", on admet alors:

$$K_{Ic} = \alpha \sigma_c \sqrt{\pi a} \quad (7.18)$$

Où K_{Ic} est le facteur critique d'intensité de contrainte en mode I.

7.1.5.2- Etat de contraintes planes et état de déformations planes

Quand l'épaisseur w de la pièce est négligeable devant les autres dimensions, alors nous avons un état de contraintes planes, qui est caractérisé par les conditions suivantes:

$$\sigma_x \neq 0; \sigma_y \neq 0; \tau_{xy} \neq 0; \sigma_z = \tau_{xz} = \tau_{zx} = 0$$

Quand l'épaisseur n'est pas faible alors la déformation plastique dans la direction z n'est pas négligeable mais tend vers zéro en particulier au centre (figure 7.10). On atteint dans ce cas un état de déformation plane caractérisé par les conditions suivantes:

$$\varepsilon_z = \gamma_{xz} = \gamma_{yz} = 0; \sigma_x \neq 0; \sigma_y \neq 0; \sigma_z = \nu(\sigma_y + \sigma_x) \neq 0; \tau_{xz} = \tau_{zy} = 0$$

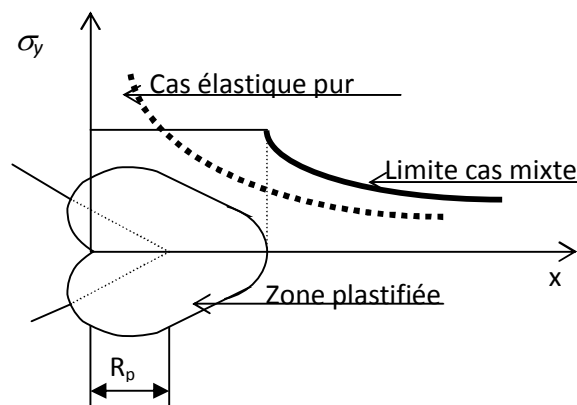


Figure 7.10 Variation de la contrainte locale σ_y selon Orowan [7]

Ainsi l'épaisseur d'une éprouvette exerce une influence remarquable sur la valeur de son facteur d'intensité de contrainte K_{Ic} . Sur la courbe de variation de K_{Ic} par rapport à w (figure 7.11) sont limités les différents états de contraintes. La dimension R_p de la zone plastifiée correspondant au maximum de la courbe et au début du palier où K_{Ic} devient constant et égal à K_{lim} pour la mode I d'ouverture.

Le facteur d'intensité de contrainte prend sa valeur critique lorsque l'épaisseur w est supérieure à $2.5 \left(\frac{K_{Ic}}{R_{e0.2}} \right)^2$, où $R_{e0.2}$ est la contrainte à laquelle correspond une déformation plastique permanente égale à 0,2%. Pour les microbétons et autres matériaux fragiles $R_{e0.2}$ correspond à la contrainte à la rupture. La valeur limite du facteur de concentration de contraintes du béton n'est atteinte que lorsque l'épaisseur w est supérieure à 75 cm [9].

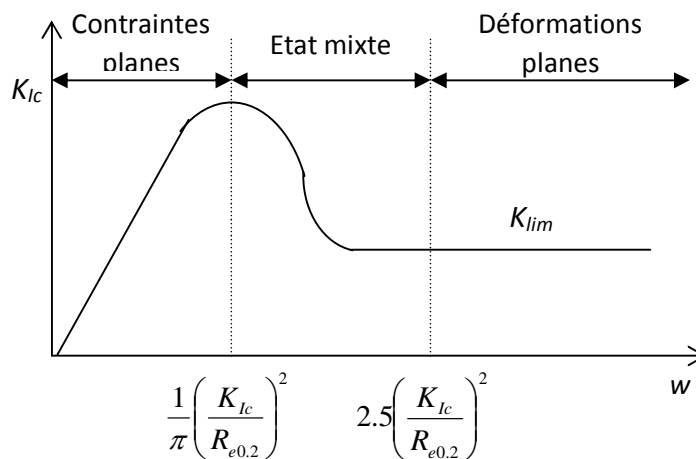


Figure 7.11: Variation de K_{Ic} par rapport à l'état de sollicitation [7]

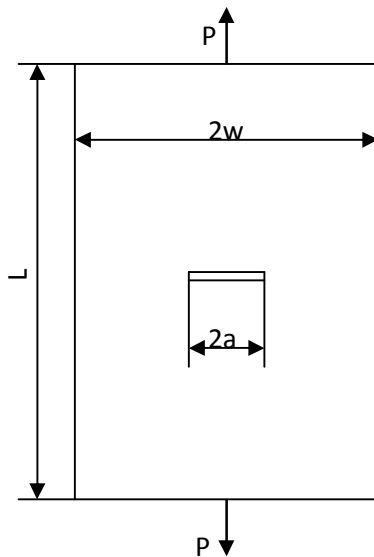
7.2- Détermination expérimentale

7.2.1- Moyens et méthodes

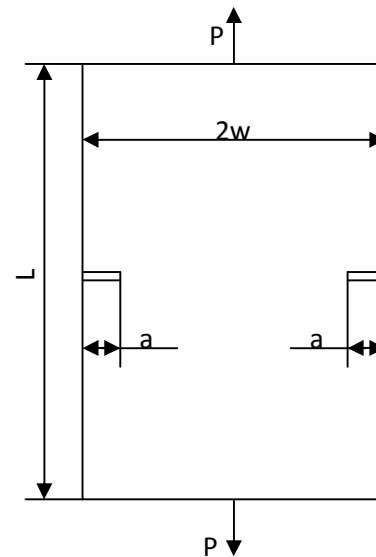
7.2.1.1- Généralités

Il n'existe aucun standard type de méthode de détermination de la ténacité de la rupture des matériaux fragiles. Cependant selon l'information dont on a besoin, il est indiqué de choisir parmi les techniques suivantes [10]

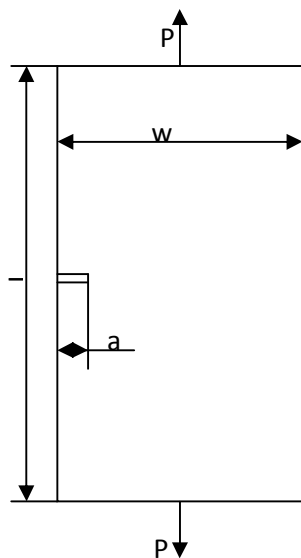
- La méthode de traction à entaille centrale, CNT (Central Notched Tension (figure 7.12 a);
- La méthode de traction à double entaille latérale, DENT (Double Edge Notched Tension) (figure 7.12 b);
- La méthode de traction à entaille latérale, SENT (Single Edge Notched Tension) (figure 7.12 c);
- La méthode de flexion à entaille latérale (SENB) (figure 7.12 d).



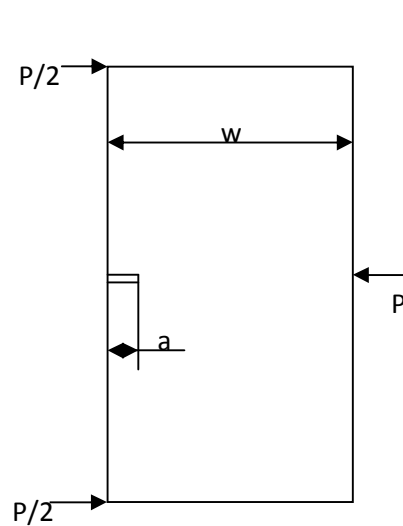
a) Traction à entaille centrale CNT



b) Traction à double entaille latérale DENT



c) Traction à entaille latérale SENT



d) Flexion à entaille latérale SENB

Figure 7.12: Quelques types d'essais de ténacité sur matériaux fragiles

7.2.1.2- Technique de mise en œuvre

Les présents essais sont conduits avec la méthode de flexion à entaille latérale (SENB), qui nécessite avant tout, une préparation particulière des éprouvettes dont les dimensions sont les suivantes:

Longueur- $l=300$ mm; largeur- $b=50$ mm; épaisseur- $w=30$ mm.

Cette préparation consiste à entailler chaque éprouvette à l'aide d'une tronçonneuse munie de disque diamanté. Cette entaille est progressée jusqu'à ce qu'elle atteigne, comme l'indique la figure 7.12 d une profondeur a , égale à 20 mm.

On suppose que le rayon de courbure à la racine de l'entaille est suffisamment petit par rapport à sa longueur pour que la condition mécanique de Griffith soit satisfaite.

On soumet l'éprouvette pré-fissurée à un chargement en flexion monotone croissante et on enregistre la courbe $F = f(\Delta\delta)$ où, F est la force appliquée et δ est la variation du bâillement des lèvres de la fissure jusqu'à la rupture pour F_c critique.

La contrainte nominale σ_c ayant produit la rupture brutale de l'éprouvette peut être calculée par [7] :

$$\sigma_c = \frac{F_c}{b(w-a)} \quad (7.19)$$

où a - la profondeur de la fissure (figure 7.13).

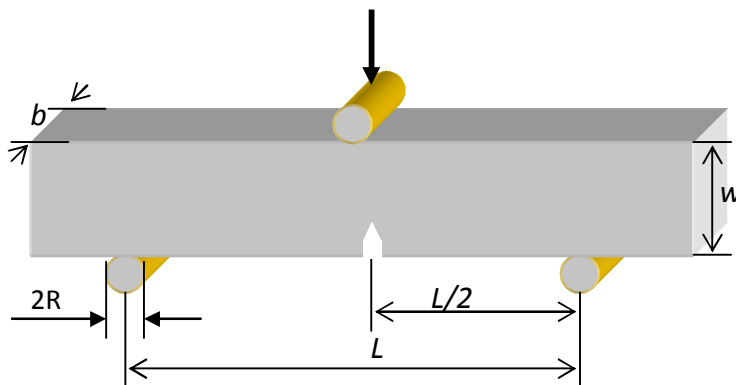


Figure 7.13: Configuration de l'essai de ténacité (ISO 13586)

Le facteur critique de concentration de contrainte K_{Ic} est calculé par la formule [7]:

$$K_{Ic} = \frac{3F_c L \alpha}{4w^2 b} \sqrt{\pi a} \quad (7.20)$$

Pour $L/w=4$ et $a/w=0.4$, alors on lit en annexes (Figure 7.13) $\alpha = 1.2$.

Avec les dimensions du montage selon les normes ISO 13586 [10]:

$L=200$ mm; $w=50$ mm; $b=30$ mm; $a=20$ mm; $R=10$ mm.

On obtient en $\text{MPa}\sqrt{m}$ le facteur K_{Ic} par le calcul selon la formule :

$$K_{Ic} = 6.014 * F * 10^{-4} \quad (7.21)$$

Où F, la force maximale appliquée est en Newtons.

7.2.1.3- Dispositif expérimental

Le dispositif expérimental est composé d'une machine MTS ADAMEL identique à celle présentée au chapitre précédent. La vitesse d'enregistrement des signaux est de 1 signal par seconde. Un capteur inductif permet d'enregistrer le déplacement vertical de l'appui central. La précision des signaux du capteur de déplacement est:

Capteur inductif LDVT: gamme ± 10 mm pour ± 10 volts;

Filtre: ± 10 mm pour ± 5 volts;

Carte de conversion: ± 10 mm pour 12 bits;

La précision du signal de déplacement est de 0.005 mm.

Le montage est illustré par la figure 7.15.

7.2.2- Validation de la méthode

Il est démontré que les résultats des essais ne peuvent être validés que si l'extension de la zone de perturbation en tête de fissure - caractérisée par h -, d'une éprouvette en déformation plane ne dépasse pas une limite donnée. La détermination de cette limite s'opère en supposant d'abord que les éprouvettes doivent satisfaire aux critères dimensionnels suivants [10]:

$$w > 2.5h \quad (7.22)$$

avec h - longueur de Griffith, donnée par la relation :

$$h = (K_{Ic}/\sigma_c)^2 \quad (7.23)$$

De même d'après les recherches de J. BARON (1982) le facteur de concentration de contrainte critique limite n'est obtenu pour le béton que lorsque [10] :

$$w > 75 \text{ cm} \quad (7.24)$$

Les trois dernières équations permettent d'obtenir la relation:

$$(K_{Ic}/\sigma_c)^2 < 30 \quad (7.25)$$

Ainsi les résultats de mesures sont validables, si la longueur de Griffith caractéristique du matériau est inférieure à 30 cm.

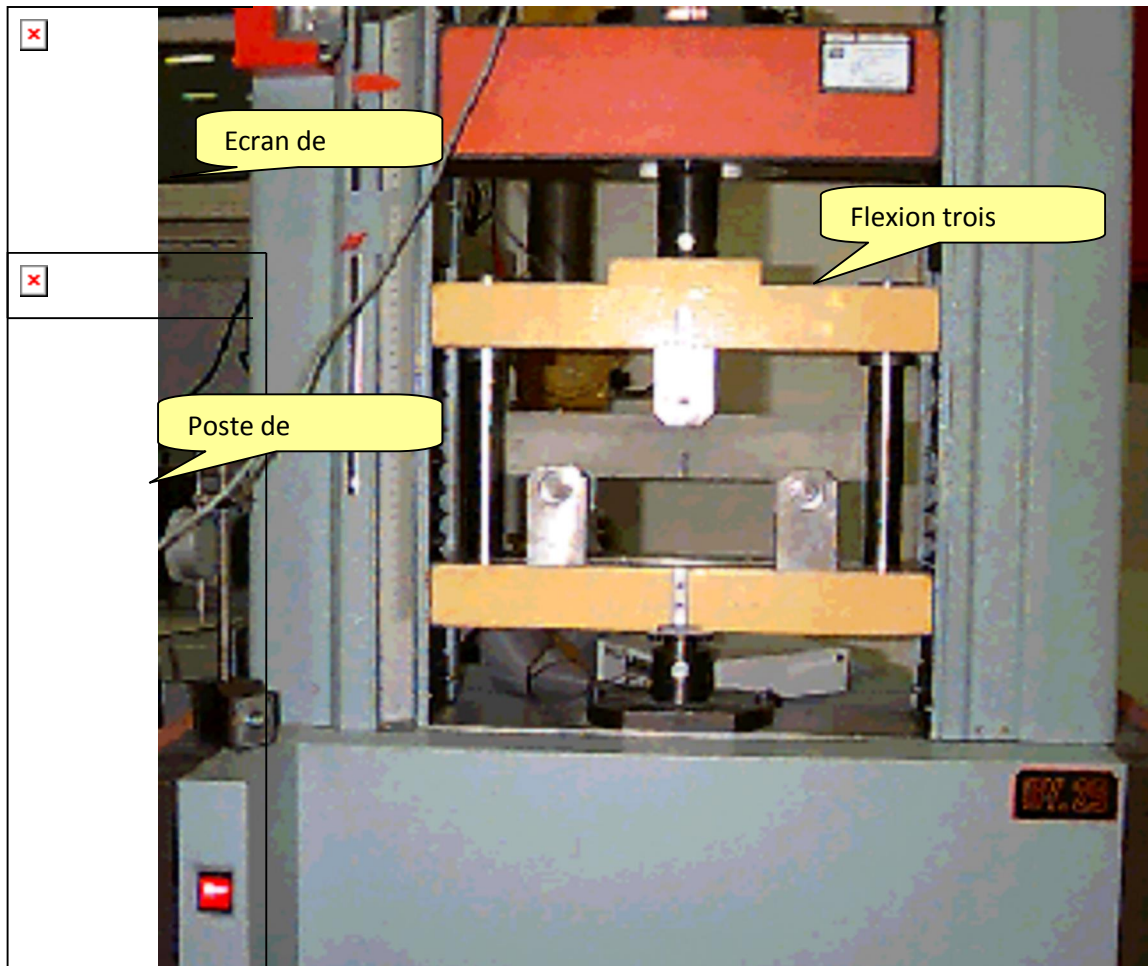


Figure 7.15 : Manipulation de flexion SENB (ENSM-SE)

7.3- Amélioration des éprouvettes: impact

7.3.1- Corrections apportées à l'élaboration des éprouvettes

Les éprouvettes sont élaborées suivant la même technologie. Cependant deux modifications sont apportées directement au cours de leur mise en œuvre, dans le souci d'éviter l'influence de leur qualité sur les résultats:

- Elles sont moulées dans des moules compartimentés, dont les faces sont recouvertes de toiles adhésives pour procurer aux éprouvettes de forme parallélépipédique correcte des surfaces glacées.
- La face supérieure des éprouvettes est recouverte d'une couche de 2 mm environ de pâte cimentaire, aussitôt après la prise du microbéton dans les moules.

Ces modifications vont sans doute agir sur la microstructure des échantillons, donc sur le comportement hydrophile. Faudrait-il que l'impact de ces modifications sur les éprouvettes soit négligeable pour qu'elles puissent être admises.

7.3.2- Conséquences des modifications

Pour mesurer l'impact des modifications apportées dans le sens de l'amélioration des éprouvettes, une analyse microstructurale des nouveaux échantillons est faite. Les résultats de cette analyse sont présentés au tableau 7.1. Ce dernier récapitule les mesures de la densité de pores de diamètres équivalents compris entre 5 et 100 microns.

On peut remarquer sur la figure 7.15, qui illustre la variation de la densité de ces pores par rapport aux échantillons du microbéton, la parfaite similitude qui existe entre cette variation avec celle des éprouvettes précédentes.

| | Mesure 1 | Mesure 2 | Mesure 3 | Mesure 4 | Moyenne |
|-----------|----------|----------|----------|----------|---------|
| Ech. 2080 | 3,47 | 2,9 | 4,33 | 2,88 | 3,395 |
| Ech. 3070 | 2,76 | 2,57 | 3,67 | 2,95 | 2,988 |
| Ech. 4060 | 2,68 | 2,28 | 2,37 | 2,55 | 2,470 |
| Ech. 5050 | 1,87 | 2,06 | 2,35 | 2,73 | 2,253 |
| Ech. 6040 | 2,37 | 1,74 | 1,95 | 2,38 | 2,110 |
| Ech. 7030 | 1,31 | 1,74 | 1,65 | 2,48 | 1,795 |

| | | | | | |
|-----------|------|------|-----|------|-------|
| Ech. 8020 | 1,25 | 1,33 | 1,5 | 1,63 | 1,428 |
|-----------|------|------|-----|------|-------|

Tableau 7.16: Résultats d'analyse microstructurale des nouvelles éprouvettes

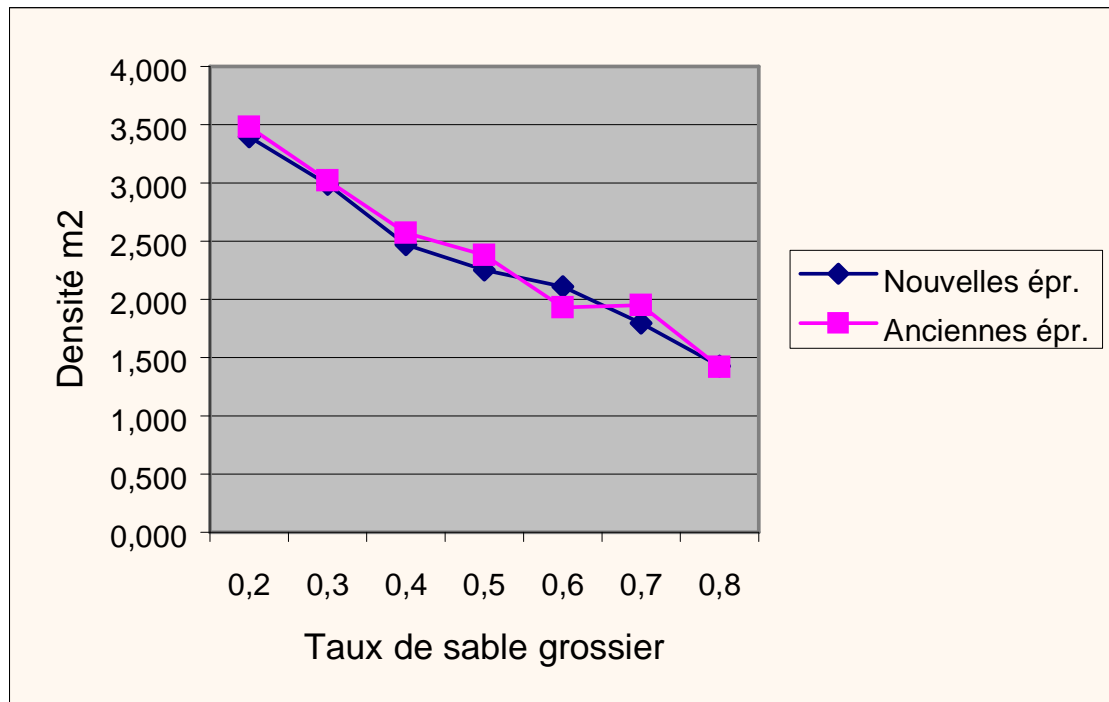


Figure 7.16: Similitude entre la variation de densité de pores des éprouvettes.

L'impact des modifications apportées à l'élaboration des éprouvettes étant négligeable (voir figure 7.16), nous pouvons alors supposer que les éprouvettes améliorées sont la représentation des anciennes.

7.4- Résultats et analyse

Les résultats de quatre séries d'épreuves sont illustrés graphiquement sur la figure 7.17 par la variation de la force par rapport au déplacement. Cette variation indique d'une part, que la force croît toujours de zéro, atteint un pic puis décroît. D'autre part elle montre que l'allure de la force offre une linéarité séquentielle, justifiant le comportement pseudo-élastique du microbéton. Cet état de chose met bien en exergue l'hétérogénéité des échantillons étudiés.

L'accroissement de la déformation des éprouvettes aussitôt chargées montre qu'il n'y a pas d'emmagasinement d'énergie au départ.

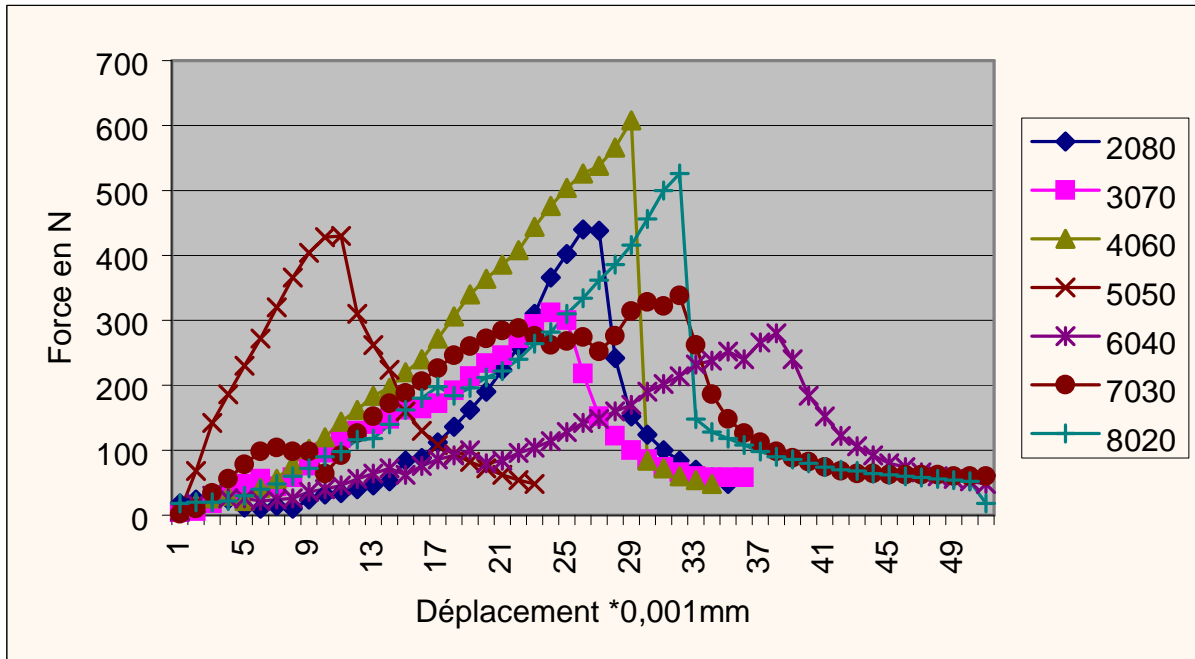


Figure 7.17: Variations force-déplacement

Dans le tableau 7.2 sont inscrites les forces de rupture correspondant aux différents échantillons. A partir des valeurs de ces forces, sont calculées les facteurs de concentration de contraintes K_{Ic} et les contraintes à la rupture σ_c .

| Série de mesure N°1 | | | |
|---------------------|-------------------------------|-------------------------------------|-------------------------------|
| | Force à la rupture Fmax. N | Calcul de K_{Ic} $MPa\sqrt{m}$ | Contrainte de rupture. MPa |
| Ech. 2080 | 440 | 0,26 | 0,49 |
| Ech. 3070 | 312 | 0,19 | 0,35 |
| Ech. 4060 | 608 | 0,37 | 0,68 |
| Ech. 5050 | 430 | 0,26 | 0,48 |
| Ech. 6040 | 280 | 0,17 | 0,31 |
| Ech. 7030 | 338 | 0,20 | 0,38 |
| Ech. 8020 | 526 | 0,32 | 0,58 |

| Série de mesure N°2 | | | |
|---------------------|-------------------------------|-------------------------------------|-------------------------------|
| | Force à la rupture Fmax. N | Calcul de K_{Ic} $MPa\sqrt{m}$ | Contrainte de rupture. MPa |
| Ech. 2080 | 370 | 0,22 | 0,41 |
| Ech. 3070 | 302 | 0,18 | 0,34 |
| Ech. 4060 | 626 | 0,38 | 0,70 |
| Ech. 5050 | 354 | 0,21 | 0,39 |
| Ech. 6040 | 252 | 0,15 | 0,28 |
| Ech. 7030 | 342 | 0,21 | 0,38 |
| Ech. 8020 | 324 | 0,19 | 0,36 |
| Série de mesure N°3 | | | |
| | Force à la rupture | Calcul de K_{Ic} | Contrainte de |
| Ech. 2080 | 410 | 0,25 | 0,46 |
| Ech. 3070 | 330 | 0,20 | 0,37 |
| Ech. 4060 | 621 | 0,37 | 0,69 |
| Ech. 5050 | 354 | 0,21 | 0,39 |
| Ech. 6040 | 234 | 0,14 | 0,26 |
| Ech. 7030 | 254 | 0,15 | 0,28 |
| Ech. 8020 | 532 | 0,32 | 0,59 |
| Série de mesure N°4 | | | |
| | Force à la rupture | Calcul de K_{Ic} | Contrainte de |
| Ech. 2080 | 450 | 0,27 | 0,50 |
| Ech. 3070 | 188 | 0,11 | 0,21 |
| Ech. 4060 | 542 | 0,33 | 0,60 |
| Ech. 5050 | 348 | 0,21 | 0,39 |
| Ech. 6040 | 258 | 0,16 | 0,29 |
| Ech. 7030 | 394 | 0,24 | 0,44 |
| Ech. 8020 | 462 | 0,28 | 0,51 |

Tableau 7.2: Détermination de la ténacité en fonction des échantillons

La moyenne par échantillons des paramètres inscrits dans le tableau précédent fait l'objet d'une récapitulation dans le tableau 7.3, pour la validation des résultats.

| Echantillons | Charge à la rupture F_{\max} | Facteur d'intensité de contrainte K_{Ic} en $\text{MPa}\sqrt{m}$ | Contrainte à la rupture. MPa | Longueur de Griffith $h = (K_{Ic}/\sigma_c)^2$ m |
|--------------|--------------------------------|--|------------------------------|--|
| 2080 | 418 | 0.25 | 0.46 | 0.29 |
| 3070 | 283 | 0.17 | 0.31 | 0.29 |
| 4060 | 599 | 0.36 | 0.67 | 0.29 |
| 5050 | 372 | 0.22 | 0.41 | 0.29 |
| 6040 | 256 | 0.15 | 0.28 | 0.29 |
| 7030 | 332 | 0.20 | 0.37 | 0.29 |
| 8020 | 461 | 0.28 | 0.51 | 0.29 |

Tableau 7.3- Détermination de K_{Ic} et validité des résultats.

Les valeurs du facteur d'intensité de contrainte obtenues sont conformes à celles des résultats des travaux de Moavenzadeh et Kuguel ($K_{Ic} = 0.25 \text{ MPa}\sqrt{m}$, $h=26 \text{ cm}$)[10]. De même, la longueur caractéristique de Griffith de chacun des échantillons est inférieure à 30 cm, alors on peut confirmer que les résultats sont validables.

Par rapport au taux de sable grossier, on peut remarquer comme illustré sur la figure 7.18, que la variation de K_{Ic} n'est pas monotone. Cependant force est de constater d'une part que l'échantillon 4060 contenant un ratio de sable grossier égal à 0.4 a la plus grande valeur de résistance à la fissuration. D'autre part que l'échantillon 6040 est le moins résistant à la propagation de fissure.

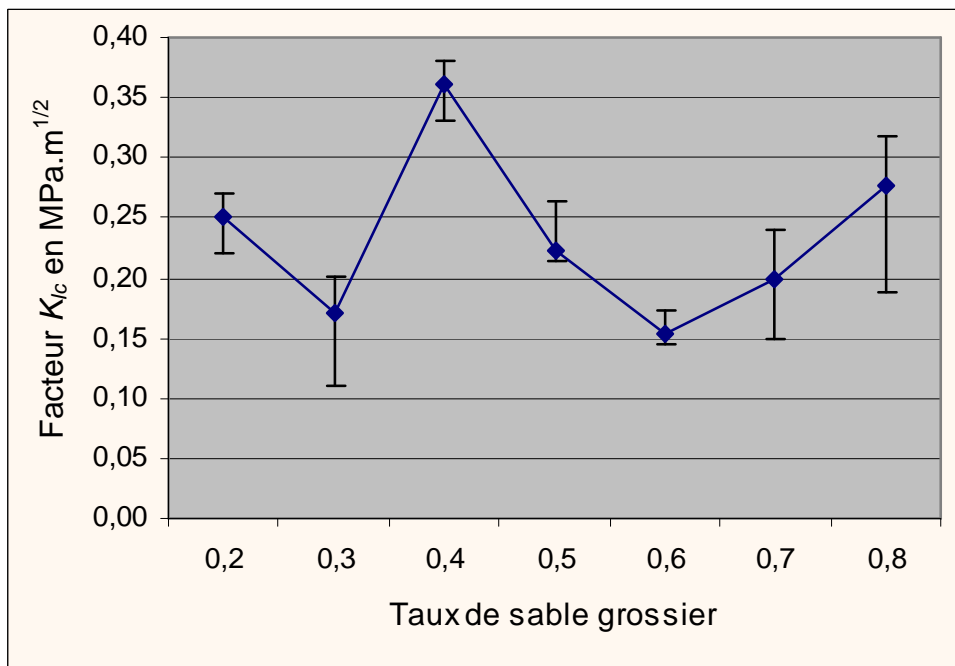


Figure 7.18: Variation de K_{Ic} en fonction du taux de sable grossier

Conclusion

Contrairement à la mécanique des milieux continus, la mécanique de la rupture, prenant en compte les inclusions, permet de mieux caractériser mécaniquement le béton.

La caractérisation des échantillons du microbéton par la résistance à la propagation de fissure ou ténacité a permis de mieux les appréhender. Les résultats d'expérimentation montrent que le microbéton contenant 40% [gros/(normal+gros)] de sable grossier est le plus résistant à la fissuration.

Troisième partie:

Modélisation des essais de flexion trois points sur les tuiles par la méthode de calcul par éléments finis

8- Etude de comportement des tuiles en flexion trois points

Introduction

Dans le souci de garantir une certaine qualité à la tuile en mortier vibré (TMV), ou en microbéton, les normes conventionnelles exigent des tests parmi lesquels celui de la résistance à la flexion. Cependant la réalité montre souvent que des tuiles jugées de qualité selon les recommandations en vigueur se cassent au cours de la pose en toiture. Une telle situation est de nature à non seulement jeter de discrédit sur la technologie de fabrication, mais aussi à décourager les jeunes promoteurs qui s'investissent dans cette nouvelle filière.

A travers ce chapitre, la modélisation du comportement des tuiles sous trois différents types de flexion trois points, faisant usage du calcul par la méthode des éléments finis, nous permettra d'analyser la carte de répartition des contraintes et de faire des propositions pour une révision éventuelle des recommandations.

8.1- Généralités

8.1.1- La configuration conventionnelle

Selon les recommandations normatives, une tuile en TMV est de bonne qualité si elle peut supporter en flexion trois points sans se fissurer, une charge de 50 daN, uniformément répartie au milieu de la tuile [3], comme l'indiquent les schémas de la figure 8.1.

Les tuiles flamandes et romanes sont les plus rencontrées. Seules ces dernières feront donc l'objet la présente étude.

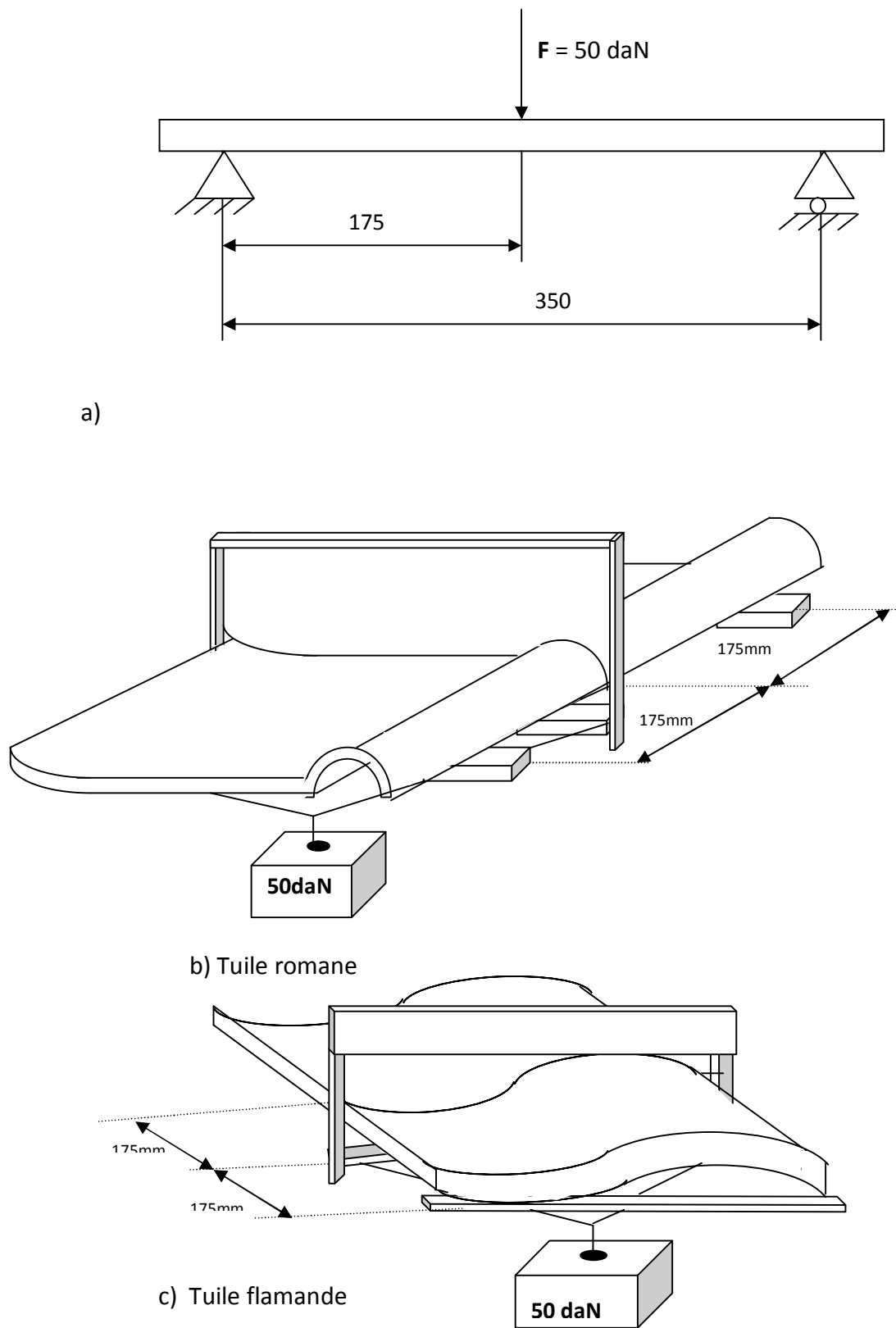


Figure 8.1: Configuration conventionnelle

8.1.2- Les types de flexion de tuiles

En mécanique des matériaux, il existe deux genres de flexion : la flexion quatre points et flexion trois points. Les normes en vigueur font état d'utilisation de test de flexion trois points au cours le contrôle de qualité des tuiles. Pour cette configuration on peut distinguer trois types de flexion illustrés sur la figure 8.2:

- Le type 1, où ni la charge, ni les appuis n'épousent la forme de la tuile;
- Le type 2, où seule la charge épouse la forme de la tuile suivant les normes;
- Le type 3, où la charge et les appuis épousent la forme de la tuile.

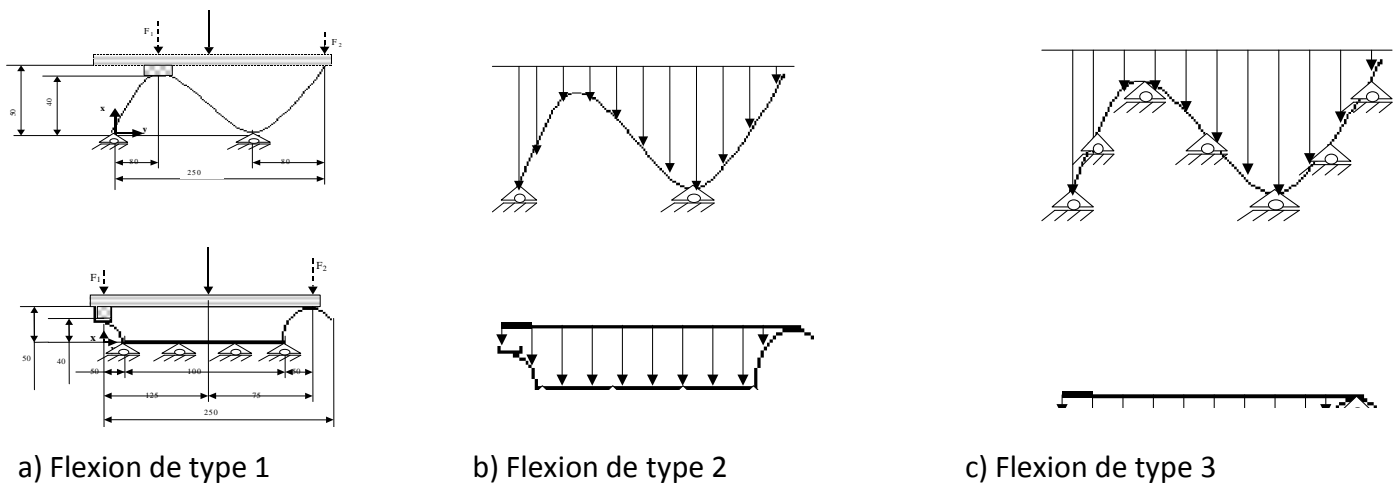


Figure 8.2: Types de flexion

8.1.3- Méthodes d'analyse de structures par éléments finis

Beaucoup de problèmes physiques, auxquels sont confrontés les ingénieurs peuvent être formulés classiquement en écrivant les équations linéaires différentielles traduisant, à l'échelle locale, l'équilibre des forces généralisées d'un élément infiniment petit. Ces expressions de la forme [6]:

$$D \cdot u = f$$

dans un domaine Q bien défini, où :

- D représente un opérateur différentiel,
- u la fonction inconnue, qui peut être une quantité scalaire ou un vecteur de plusieurs variables, et f le vecteur des forces.

Prenant en compte des conditions aux frontières du domaine considéré Q , ainsi que d'éventuelles conditions initiales, ces expressions peuvent trouver de solutions acceptables par la méthode de calcul par éléments finis.

La méthode des éléments finis est une méthode numérique pour résoudre plusieurs types d'équations dans l'espace, par discrétisation. Le principe général consiste à découper une structure en éléments de forme donnée (triangle, quadrilatère, tétraèdre..), puis à chercher les solutions sur chaque élément et non plus sur la structure complète. L'ensemble de tous les éléments constitue le maillage. Un maillage plus fin permet d'obtenir une plus grande précision, mais qui se traduit par un temps de calcul plus grand et un emploi plus gourmand de la mémoire et de l'espace de l'outil informatique.

La détermination de la relation entre contrainte et déformation pour un matériau donné a été et demeure l'un des épineux problèmes de la mécanique des matériaux, qui peut trouver de solution grâce à l'utilisation de certains codes de calculs des structures par éléments finis tels que ANSYS; CASTEM ; ou autres.

Si ANSYS est un code de calcul très utilisé en Amérique et distribué en Europe par la société CAD - FEM, CASTEM est un logiciel général de calcul des structures développé pour la communauté scientifique avec le soutien du Commissariat européen à l'Energie Atomique. Les deux codes peuvent couvrir un large domaine d'applications tant universitaires qu'industrielles.

Toute analyse générique effectuée à l'aide de la méthode des éléments finis peut en réalité, se scinder en 3 phases successives :

- définition du modèle mathématique;

$$v = 1/8[(v_I(1-s)(1-t)(1-r) + v_J(1+s)(1-t)(1-r) + v_K(1+s)(1+t)(1-r) + v_L(1-s)(1+t)(1-r) \\ + v_M(1-s)(1-t)(1+r) + v_N(1+s)(1-t)(1+r) + v_O(1+s)(1+t)(1+r) + v_P(1-s)(1+t)(1-r)]$$

$$w = 1/8[(w_I(1-s)(1-t)(1-r) + w_J(1+s)(1-t)(1-r) + w_K(1+s)(1+t)(1-r) + w_L(1-s)(1+t)(1-r) \\ + w_M(1-s)(1-t)(1+r) + w_N(1+s)(1-t)(1+r) + w_O(1+s)(1+t)(1+r) + w_P(1-s)(1+t)(1-r)]$$

ii- Loi de Hooke

La loi de Hooke définit la relation qui lie contrainte et déformation. Elle s'exprime par la relation [3]:

$$\{\sigma\} = [D] (\{\varepsilon\} - \{\varepsilon^{th}\}) \quad (8.1)$$

où : $\{\sigma\}$ est le vecteur contrainte, voir figure 8.3.6;

$[D]$ - la matrice d'élasticité;

$\{\varepsilon\}$ - le vectrice déformation;

$\{\varepsilon^{th}\}$ - le vectrice déformation thermique.

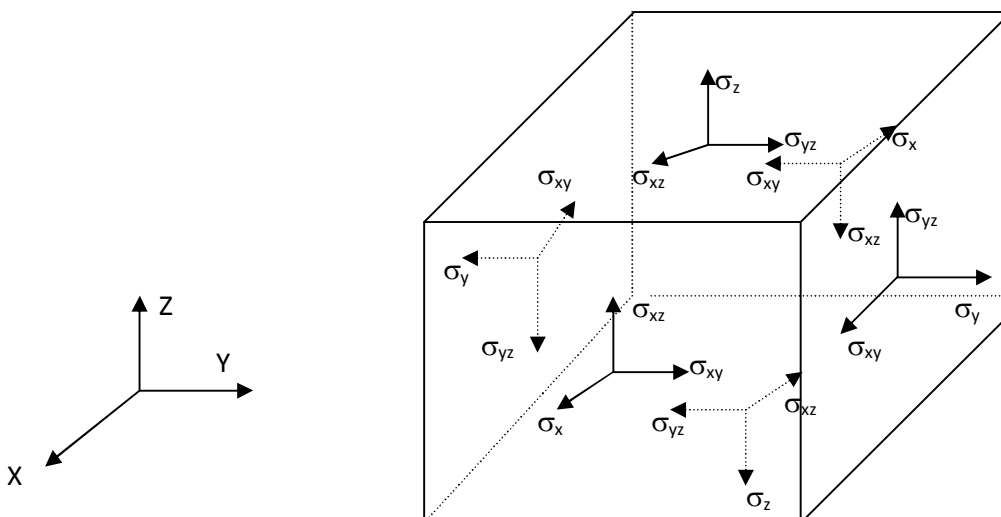
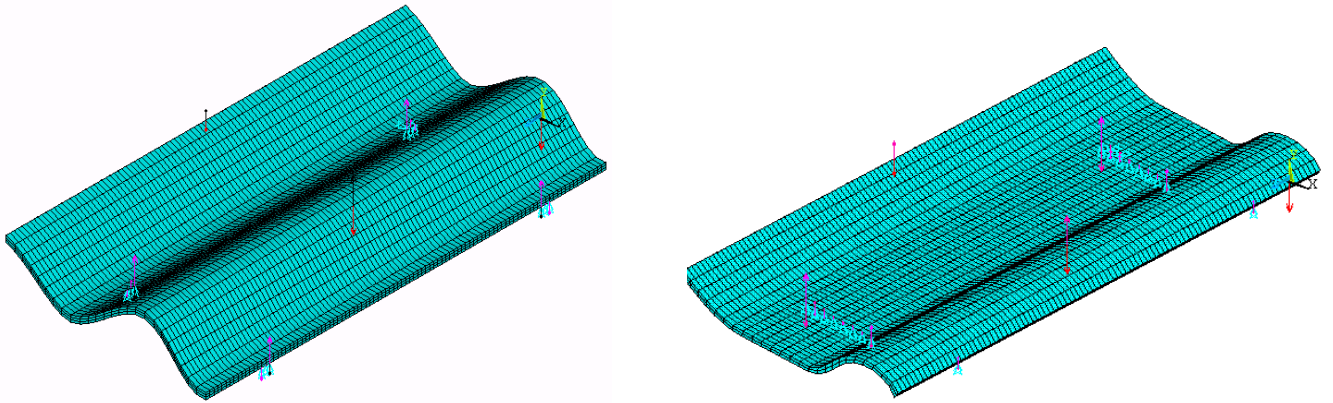
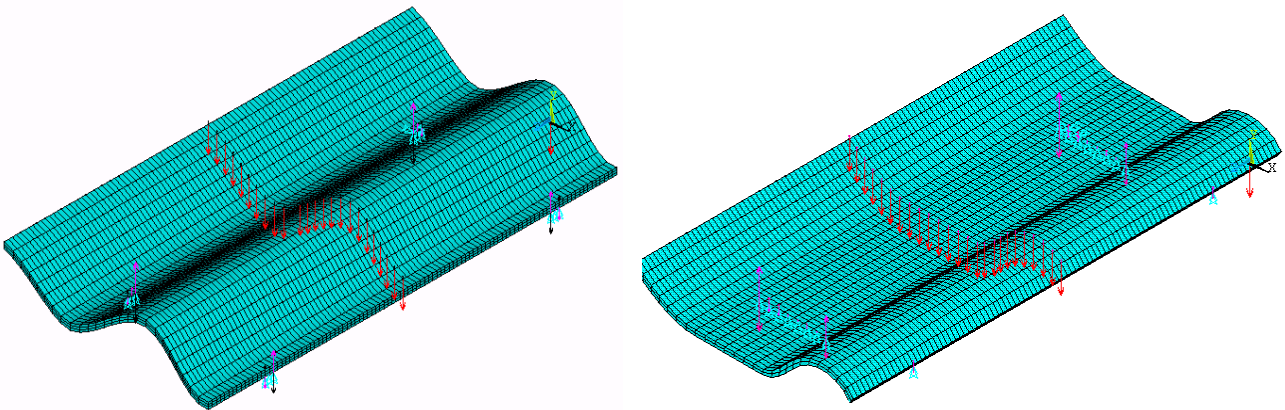


Figure 8.4: Définition de vecteur-contrainte

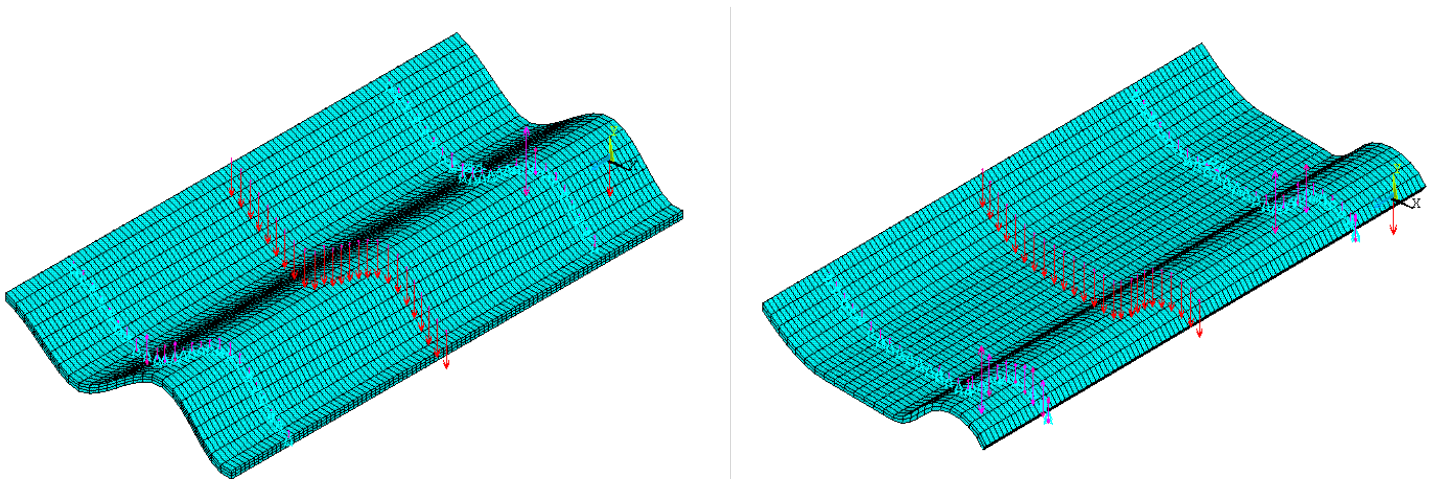
La représentation des structures discrétisées des tuiles sous différentes sollicitations sont illustrées sur les figures 8.5, 8.6, et 8.7.



Figures 8.5: Structures discrétisées et Conditions limites de la flexion de type 1



Figures 8.6: Structures discrétisées et Conditions limites de la flexion de type 2



Figures 8.7: Structures discrétisées et Conditions limites de la flexion de type 3

L'équation (8.1) peut se mettre sous la forme:

$$\{\varepsilon\} = [D]^{-1} \{\sigma\} + \{\varepsilon^{th}\} \quad (8.2)$$

où

$$[D]^{-1} = \begin{bmatrix} 1/E_x & -\nu_{xy}/E_y & -\nu_{xz}/E_z & 0 & 0 & 0 \\ -\nu_{yx}/E_x & 1/E_y & -\nu_{yz}/E_z & 0 & 0 & 0 \\ -\nu_{zx}/E_x & -\nu_{zy}/E_y & 1/E_z & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 1/G_{xy} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 1/G_{yz} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1/G_{xz} \end{bmatrix} \quad (8.3)$$

avec E_i est le module de Young suivant la direction i ;

ν_{ij} - le coefficient de poisson dans le plan ij ;

G_{ij} - le module d'élasticité transverse dans le plan ij .

Le matériau "microbéton" est supposé isotrope, alors on a :

$$E_x = E_y = E_z = E, \quad \text{puis} \quad \nu_{xy} = \nu_{yz} = \nu_{xz} = \nu;$$

ainsi seules les données E_x, ν_{xy} suffisent pour la résolution du problème. On estime en effet qu'il n'y a pas de variation de température, par conséquent $\{\varepsilon^{th}\} = 0$.

Donc la relation (8.2) peut s'écrire de manière plus explicite par:

$$\varepsilon_x = \frac{\sigma_x}{E} - \frac{\nu\sigma_y}{E}; \quad \varepsilon_y = \frac{\sigma_y}{E} - \frac{\nu\sigma_x}{E}; \quad \varepsilon_z = \frac{1 + \sigma_z}{E}$$

iii- Relation entre déformation et déplacement

Le principe de travail selon le code Ansys statue que la variation de l'énergie interne δU d'un corps est égale au travail δV exercé par toutes les forces extérieures, qui lui sont appliquées. Ainsi on a [43]:

$$\delta U = \delta V$$

A partir de ce principe il a été établi pour un élément de base donné, la relation d'équilibre suivant [5]:

$$[K_e]\{u\} = [M_e]\{\ddot{u}\} + \{F_e^{pr}\} + \{F_e^{nd}\} \quad (8.4)$$

où:

$[K_e]$ est la matrice engendrant les éléments d'épaisseur;

$[M_e]$ - la matrice engendrant les éléments massique;

$\{F_e^{pr}\}$ - le vecteur-pression;

$\{\ddot{u}\}$ - le vecteur-accélération.

$\{F_e^{nd}\}$ - les forces appliquées aux nòuds.

$$[K_e] = \int_{vol} [B^T][D][B]d(vol) + k \int_{Af} [N_n]^T [N_n]dA$$

B et k étant respectivement la matrice déplacement-contrainte et le coefficient d'épaisseur en unités de force linéaire par surface; $[N_n]$ - la matrice d'interpolation pour les déplacements de surface A.

$$[M_e] = \rho \int_{vol} [N]^T [N]d(vol)$$

avec ρ désignant la masse volumique, vol- un volume donné;

$$\{\ddot{u}\} = \frac{\partial^2}{\partial t^2} \{u\}$$

$$\{F_e^{pr}\} = \int_A [N_n]^T \{P\}dA$$

{P} désignant le vecteur-pression agissant sur une surface A.

8.1.3.2- Résolution du problème discrétisé

Cette phase comprend le calcul des matrices de rigidité et de masse de chaque élément fini, l'assemblage des matrices de rigidité et de masse de la structure complète, l'application des chargements externes, l'application des conditions aux limites, la résolution du système d'équations linéaires d'équilibre.

Le maintien de l'équilibre explicité par l'équation (8.4) implique des déplacements des nœuds, donc des déformations. Ces déformations peuvent être déterminées par [5]:

$$\{\varepsilon^{el}\}=[B]\{u\} \quad (8.5)$$

où [B] désignant la matrice déplacement-contrainte.

Les contraintes causant ces déformations sont déterminées à leur tour par [5]:

$$\{\sigma\}=[D]\{\varepsilon^{el}\} \quad (8.6)$$

8.1.3.3- Analyse et post-traitement des résultats

Les résultats peuvent être soit des quantités locales comme les déplacements, les contraintes, les déformations; soit des quantités globales, telles que l'énergie de déformation ou encore la déformation maximale. Un post-processeur procède aux traitements des résultats, dès qu'il les reçoit.

8.2- Moyens et Mise en œuvre informatique

8.2.1- Moyens

Le matériel informatique est composé:

- d'une SUN Station E - 450 "jerry" équipée de quatre processeurs Sparc cadencés à 80Mhz; d'une mémoire RAM 4Go, d'un disque dur de 54 Go; et d'un console mode texte;
- d'un terminal X NCD type NCD 19 CH avec un écran 19 en Couleur et un RAM 8 Mo, équipé du logiciel de calcul " ANSYS - 55 ", du logiciel d'acquisition des résultats de calcul;
- d'un micro - ordinateur COMPAQ cadencés à 350 Mhz doté d'une mémoire RAM 64Mo, d'un disque dur de 2,2Go, et d'un logiciel de transfert WFTP 32, et de traitement d'images Paint-Shop-Pro 4.

8.2.2- Mise en œuvre informatique

La mise en œuvre informatique comporte trois étapes essentielles: le pré-traitement, la résolution, et le post-traitement.

Le pré-traitement consiste à introduire dans le programme, les hypothèses exprimées par des paramètres mécaniques et géométriques des tuiles.

Dans le cadre de ce travail, les paramètres mécaniques introduits supposés identiques pour toutes les tuiles. Il s'agit:

- du matériau - isotrope ;
- du type d'élément " Solide 45 ";
- du module d'élasticité est estimé à 30 GPa, Le coefficient de poisson adopté est celui du béton supposé égal à 0.2 [54].

Les conditions aux frontières varient suivant le type de flexion.

i- Flexion de type 1

Dans ce cas la charge F de 50 daN est supposée répartie proportionnellement à la distance du centre d'inertie de la tuile aux points d'application. Elle se traduit par F_1 et F_2 représentés sur les figures 8.8, et 8.9 .

Ainsi on a pour la tuile flamande (figure 8.8)

- $F_1=364.5\text{N}$, pour le nœud correspondant à $x=80$; $y=40$; $z=250$;
- $F_2=135.5\text{N}$, pour $x=246$; $y=50$; $z=250$;
- Déplacement $U_y=0$ pour $x=4$; $y=0$; $z=75$; pour $x=4$; $y=0$; $z=425$; pour $x=170$; $y=0$; $z=75$; et pour $x=170$; $y=0$; $z=425$;
- Déplacement $U_x=0$ et $U_z=0$ pour $x=170$, $y=0$, $z=75$.

Pour la romane (figure 8.9), la charge est supposée répartie comme suit:

- $F_1=187.5\text{N}$, pour le nœud situé à $x=0$; $y=40$; $z=250$
- $F_2=312.5\text{N}$, pour le nœud situé à $x=200$; $y=50$; $z=250$.
- Déplacement $U_y=0$ pour les nœuds situant sur la ligne correspondant à $y=0$; $x \in [50; 150]$; $z=75$; puis pour $y=0$; $x \in [50; 150]$; $z=425$;
- Déplacement $U_x=0$ et $U_z=0$ pour $x=170$, $y=0$, $z=75$.

ii- Flexion de type 2

Dans ce cas la charge est supposée répartie uniformément sur toute la largeur de 250mm, soit $f=20\text{N}$ par nœud sur la ligne intersection du plan d'équation $z=250$ à de la face supérieure de la tuile; les conditions de déplacements étant identiques que celles du type 1.

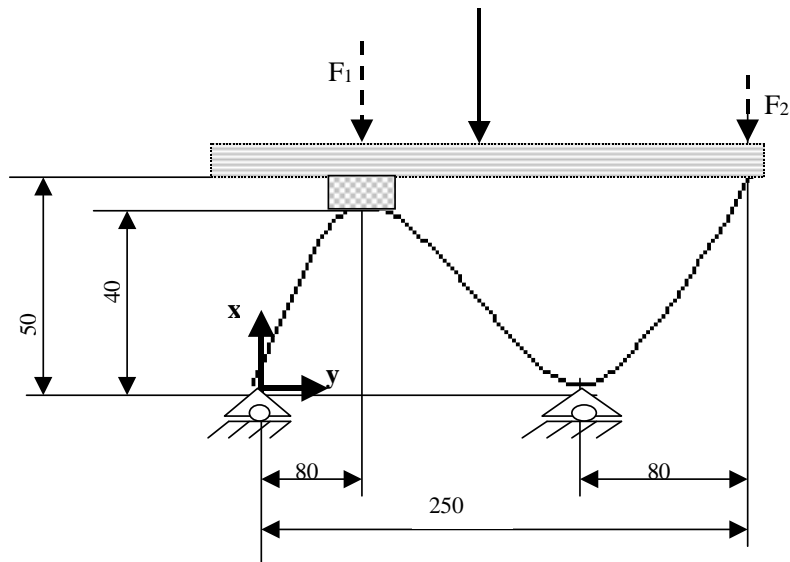


Figure 8.8: Flexion trois points de type 1 sur une flamande

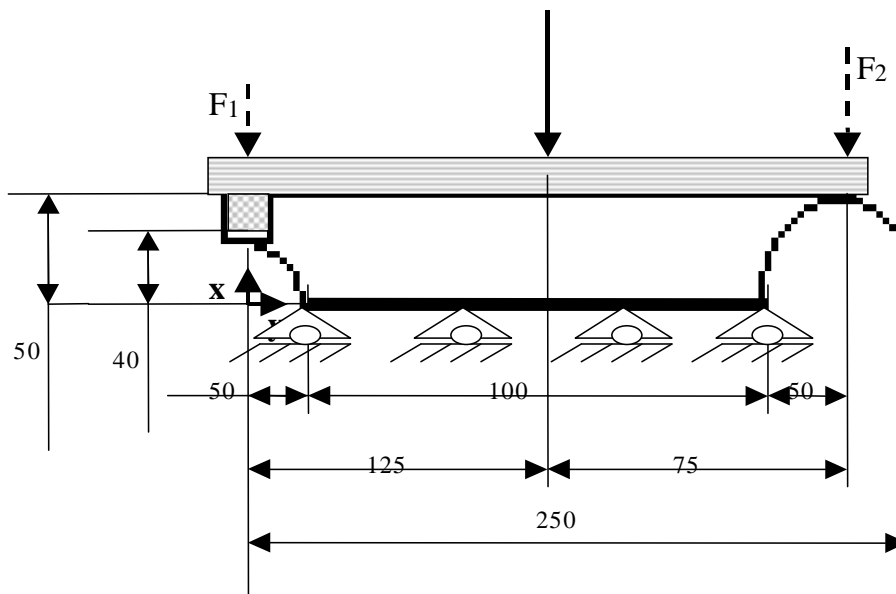


Figure 8.9: Flexion trois points sur une romane

iii- Flexion de type 3

Ici les charges nodales de 20N sont réparties comme indiqué précédemment. Mais les déplacements sont tels que:

- Déplacement $U_y=0$ pour les nœuds situant sur les lignes intersection des plans d'équation $z=425$ et $z=75$ à la face inférieure de la tuile;
- Déplacement $U_x=0$ et $U_z=0$ pour $x=80$, $y=0$, $z=75$.

8.3- Analyse et commentaires des résultats

Les résultats sont des représentations graphiques des figures 8.10- 8.13 en annexes

8.3.1- Champs de déplacements

Les figures 8.10 et 8.11 en annexes mettent en relief des champs de déplacement dans la direction de y , qui varient tant par rapport à la forme de la tuile, qu'au type de flexion. Cette diversité de champs est répertoriée en 9 classes de couleur bien précise selon les valeurs des champs de déplacement, qui s'étalent globalement de -465.28 à $+60.581$ microns.

Pour les flexions de type 1, les valeurs de déplacements vont de -195.368 à 29.985 microns pour la flamande, et de -465.288 et 54.03 microns pour la romane.

Pour les flexions de type 2, les valeurs de déplacements vont de -132.241 à 48.32 microns pour la flamande et de -329.715 à 43.766 microns pour la romane.

Pour la flexion de type 3, les valeurs de déplacement évoluent de -144.49 à 38.317 microns pour la flamande et de -161.238 à 60.581 microns pour la romane.

Les valeurs des déformations et des flèches maximales suivant les types de flexion sont consignées dans le tableau 8.1.

On peut y constater que la flexion de type 1 est la plus sollicitatrice, et que la forme romane résiste moins à la déformation. En effet elle est deux fois plus déformée que la flamande.

| Flexions trois points | Déformation | | Moyennes des flèches maximales en mm | | | | | |
|-----------------------|-------------|---------|--------------------------------------|-----------------|-----------------------|-----------------|-------------------------------------|---------------------|
| | Maximale | | Flamande F_F en mm | | Romane F_R en mm | | Comparaison entre F_R et F_F | |
| | 10^{-6} | | | | | | | |
| | Flamande | Romane | En microns | valeur relative | En microns | Valeur relative | En mm | Rapport F_R / F_F |
| Type 1 | 232.058 | 475.896 | 195.368 | 1 | 465.288 | 1 | 243.838 | 2.05 |
| Type 2 | 166.576 | 333.285 | 132.241 | 0.677 | 329.715 | 0.709 | 166.709 | 2 |
| Type 3 | 157.214 | 166.416 | 144.49 | 0.739 | 161.238 | 0.346 | 9.202 | 1.06 |

Tableau 8.1: Valeurs des flèches et déformations maximales.

8.3.2- Champs de contraintes

Les champs de contraintes sont regroupés en 9 palettes de couleurs distinctes suivant les valeurs des contraintes. Les contraintes les plus importantes sont observées dans la direction (z). Illustrées sur les figures 8.12 et 8.13 en annexes, on constate que les valeurs de ces dernières sont comprises entre -11.578 et 10.56 MPa pour la Flamande, puis de -23.605 à 9.283 MPa pour la Romane.

Il est à remarquer que les contraintes, sont concentrées dans des zones réduites, qui sont en général les zones de contact tuile-support ou tuile charge, susceptible de créer des tensions locales internes très élevées. Un tel comportement de la structurale ne saurait être

favorable à la ténacité du matériau. Les valeurs maximales des contraintes sont récapitulées dans le tableau 8.2.

On constate d'une part, que la romane subit une contrainte maximale qui est plus du double de celle de la flamande. Elle apparaît alors deux fois moins tenace que la seconde.

D'autre part la flexion de type 1 fait subir une contrainte près de deux fois plus élevée que les deux autres types. Elle est donc plus rigoureuse que tout le reste. La figure 8.14 en donne une illustration.

En effet, l'observation de l'évolution de la contrainte normale suivant l'axe (z) en fonction de y (dans l'épaisseur), montre que le point de concentration maximale est toujours sur l'une des faces des tuiles. De plus l'allure caractéristique aux points A-G de cette dernière dans l'épaisseur pour ce type configuration, indique que les champs de contraintes se concentrent plus précisément autour du point A.

Mais compte tenu des résultats obtenus, il apparaît que les recommandations, qui exigent la flexion du type 2 pour le contrôle de la résistance des tuiles en mortier vibré (TMV) sont moins rigoureuses. A fortiori qu'aucun artisan n'utilise une planche, qui épouse la forme de la tuile pour intervenir sur les toitures en tuiles de microbéton dans la réalité. C'est dire qu'il s'opère pendant les interventions sur les toitures une sollicitation de flexion de type 1, qui induit beaucoup plus de contraintes que préconisent les tests normatifs de contrôle.

| Flexion trois points | Valeurs maximales des contraintes normales suivant (z) en MPa | | | |
|----------------------|---|--------|-------------|------------|
| | Flamande | Romane | Comparaison | |
| | | | En mm | En rapport |
| Type 1 | 11.578 | 23.605 | 12.027 | 2.04 |
| Type 2 | 7.151 | 11.288 | 4.137 | 1.57 |
| Type 3 | 5.179 | 10.734 | 5.555 | 2.07 |

Tableau 8.2: Récapitulation des valeurs de contraintes maximales suivant (z)

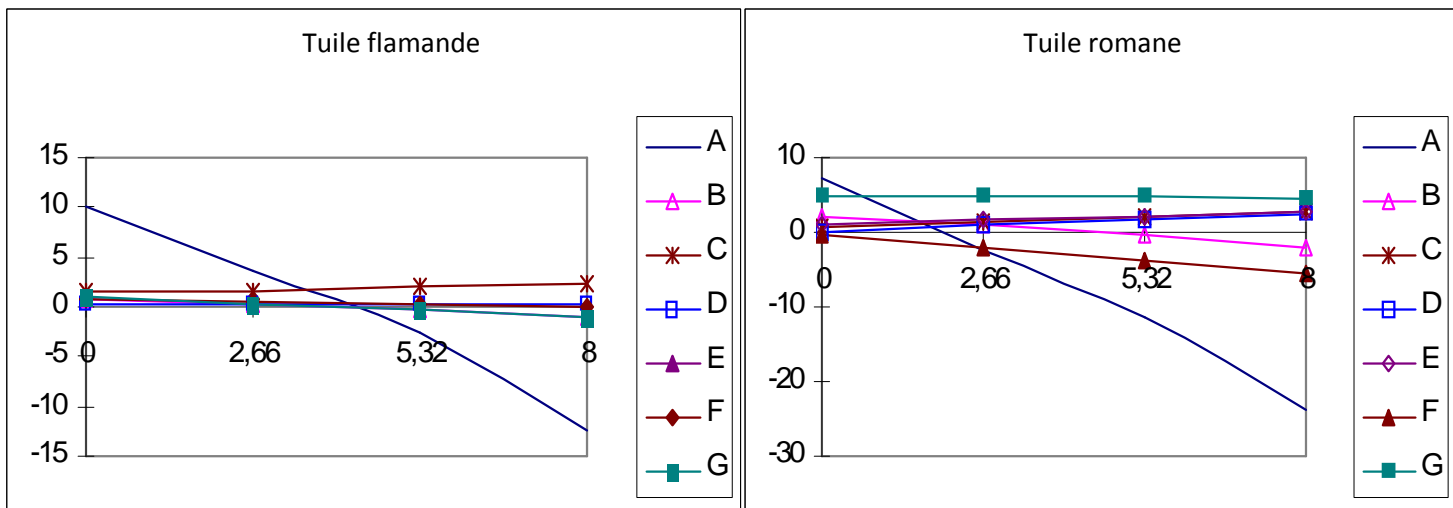
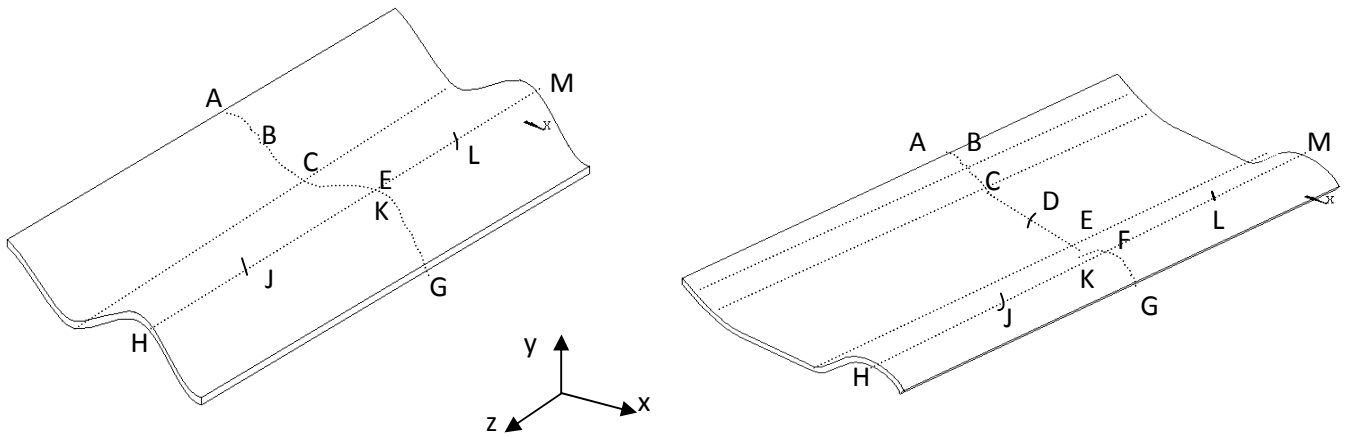


Figure 8.14-: Evolution de la contrainte normale suivant (z) dans l'épaisseur aux points A-G, pour une flexion de type 1

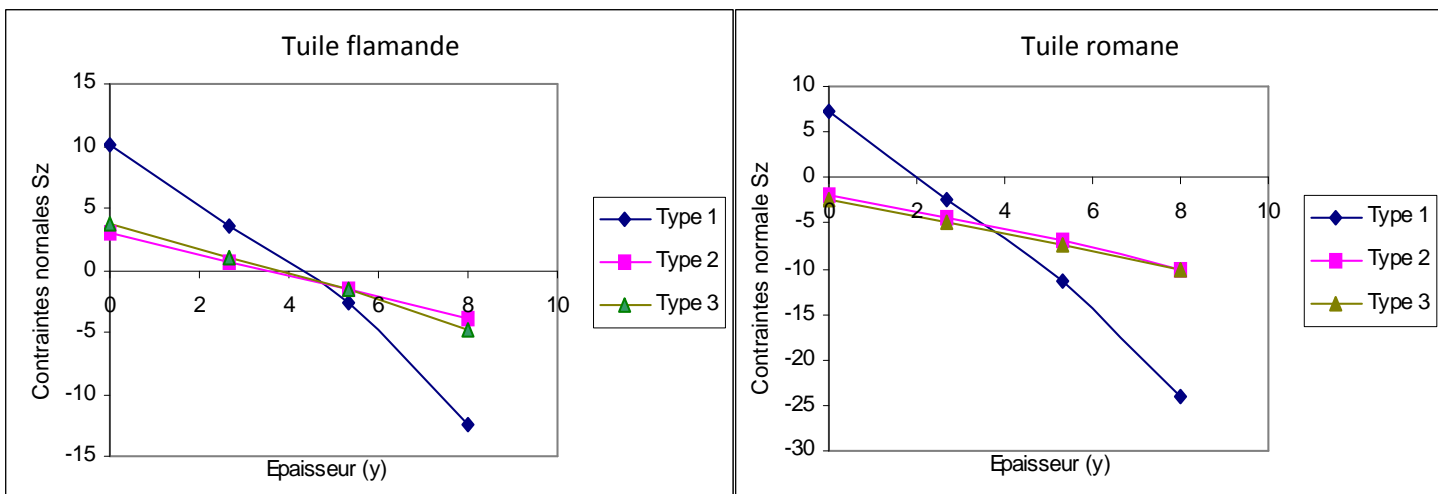


Figure 8.15-: Evolution de la contrainte normale suivant (z) dans l'épaisseur au point A

Conclusion

Le calcul par la méthode des éléments finis a permis de constater que la forme peut constituer un facteur d'accroissement de ténacité. La tuile flamande en est une illustration.

Ce chapitre a permis de mettre en exergue non seulement la rigueur d'une flexion de type 1 par rapport aux autres, mais aussi de constater que les tuiles romanes sont plus fragiles de par leur structure que les flamandes.

Loin de vouloir apporter une solution définitive aux problèmes des casses des tuiles en mortier vibré (TMV) lors des poses et d'entretien, nous estimons:

- contribuer par ce travail, à expliquer les nombreuses casses enregistrées pendant la pose ou l'entretien des toitures en microbéton ;
- et de procurer aux institutions compétentes des éléments d'appréciation en vue d'une révision éventuelle des normes relatives au test de contrôle de résistance à la flexion.

Quatrième partie:

Bilan et perspectives

9- Bilan et perspectives

Introduction

Dans le souci d'améliorer la qualité des tuiles en mortier vibré, plusieurs investigations sont effectuées. Il s'agit de l'évolution de l'hydrophilie, et de la ténacité du microbéton en fonction du rapport [sable grossier/(sable normal + sable grossier)]. La qualité des tuiles n'est pas tributaire uniquement de la qualité du matériau, mais aussi de sa structure et de la rigueur des tests de contrôle.

La modélisation par la méthode des éléments de finis a permis d'étudier les comportements des tuiles sous trois différents types de flexion trois points en fonction de leur nature.

Les résultats obtenus par ce travail de recherche peuvent permettre une optimisation du ratio granulaire du microbéton et une meilleure maîtrise du test de contrôle de résistance des tuiles, dans le sens de l'amélioration de ce produit.

9.1- Optimisation du ratio granulaire du microbéton

Ce travail peut permis d'optimiser le ratio [sable normal / (sable normal + sable grossier)] de sable, à partir des résultats de l'étude de l'évolution de la porosité ouverte et de résistance du matériau.

9.1.1- Bilan sur le comportement hydrophile

L'étude de l'hydrophilie du microbéton en fonction du taux de granulats qu'il contient, a donné les résultats, qui sont présentés par les courbes de la figure 5.4 du chapitre 5. Selon ces dernières, l'absorption hydrique décroît moins vite à partir de 40% de taux de sable

grossier et tend vers une valeur minimale. Ces résultats sont confirmés par la variation de la densité des pores de dimensions comprises entre 5 et 100 microns, illustrée par la courbe de la figure 4.12.

Cependant il est démontré [12] que plus le taux de sable grossier augmente moins maniable est le microbéton frais, de sorte qu'apparaissent souvent dans ce dernier des larges fissures ou des trous, préjudiciables à la résistance du matériau. Ainsi nous estimons, que la résistance sera la propriété déterminante pour le choix d'un ratio optimal.

9.1.2- Bilan de l'étude de la résistance mécanique

L'étude de la résistance du matériau a permis de déterminer en fonction du contenu granulaire, les paramètres suivants:

- le module de Young E par les essais de flexion quatre points;
- le facteur de concentration de contrainte K_{Ic} , par les essais de mécanique linéaire de rupture.

Selon l'approche énergétique de la théorie de Griffiths - Orowan développée plus haut, l'énergie à dépenser pour obtenir la rupture brutale du matériau fissuré est une grandeur physique caractéristique du matériau, qui est fonction des deux paramètres ci-dessus déterminés. Alors dans ce cas chaque échantillon du microbéton peut être caractérisé par un taux critique de restitution d'énergie G_r , qui représente l'énergie totale à dépenser pour créer une nouvelle unité de surface de rupture. Cette énergie peut regrouper non seulement l'énergie de surface et de plastification ou densification, mais aussi toute autre forme d'énergie dépensée qui serait associée à des mécanismes physiques se produisant dans le matériau au moment de sa rupture, à savoir: l'énergie de microfissuration de la matrice de ciment, l'énergie de décohésion des interfacesí .

En considérant d'une part qu'une zone microfissurée est un prolongement fictif de la zone fissurée ou entaillée, et d'autre part que la courbe caractérisant l'évolution de la contrainte normale en fonction de l'ouverture (Figure 9.1) peut être assimilée à une droite, Hillerborg a démontré en 1979 une expression de l'énergie de rupture qui est la suivante [10]:

$$G_r = \frac{K_{IC}^2}{E} \quad (9.1)$$

Ce modèle qualifié de modèle de fissure fictive (Figure 9.1), a l'avantage d'être applicable tant aux éprouvettes entaillées comme non entaillées [10]. Elle permet de calculer la longueur de la zone microfissurée par la relation:

$$L_{car} = \frac{w_l}{\varepsilon} = \left(\frac{K_{IC}}{\sigma_{max}} \right)^2 \quad (9.2)$$

En supposant identique les anciennes et nouvelles série d'échantillons du microbéton, on peut calculer les différentes valeurs de leur énergie de rupture G_r et de la longueur de leur zone microfissurée L_{car} , caractéristiques de chaque échantillon du matériau. Sachant que nous avons déterminé le module de young E, et la contrainte maximale σ_{max} au chapitre 6, Les valeurs de G_r et L_{car} sont présentées dans le tableau 9.1.

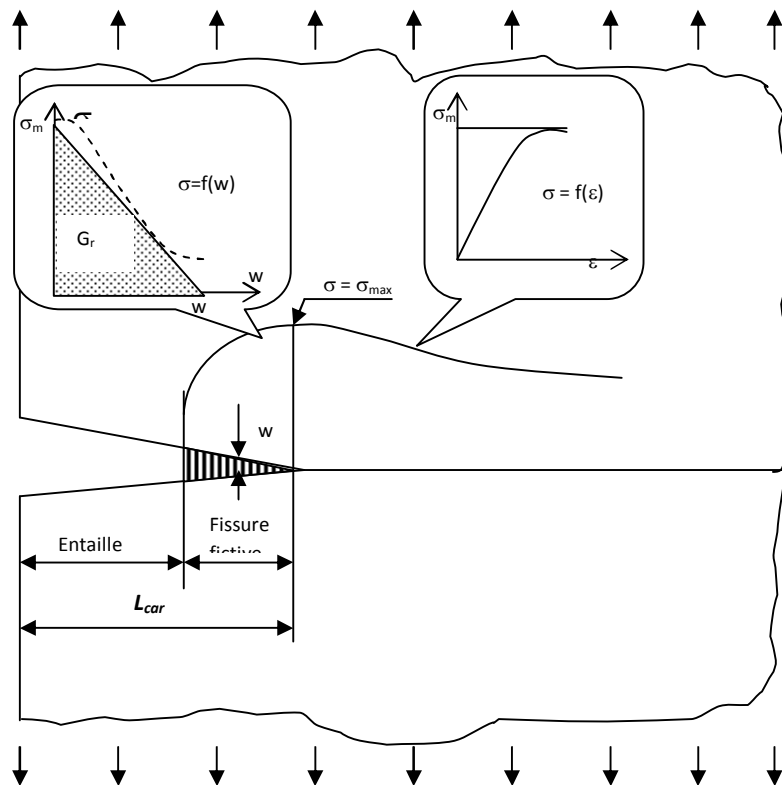


Figure 9.1-: Modèle de fissure fictive

| Echantillons | Facteur de concentration de contrainte K_{Ic} MPa \sqrt{m} | Energie de rupture G_r en J/m ² | Longueur caractéristique L_{car} en microns |
|--------------|--|--|---|
| 2080 | 0,25 | 2.08 | 2307 |
| 3070 | 0,17 | 0.96 | 1515 |
| 4060 | 0,36 | 4.32 | 3356 |
| 5050 | 0,22 | 1.60 | 1472 |
| 6040 | 0,15 | 0.75 | 2976 |
| 7030 | 0,20 | 1.33 | 1629 |
| 8020 | 0,28 | 2.61 | 3875 |

Tableau 9.1: Résultats des essais mécaniques

La figure 9.2 donne une illustration graphique des variations de l'énergie spécifique de rupture et de la longueur caractéristique de zone microfissurée en fonction du taux de sable grossier.

Les valeurs de ratio acceptables doivent permettre au microbéton de résister le plus possible à l'ouverture des fissures; c'est à dire supporter un élargissement de la zone de microfissuration jusqu'à une valeur limite donnée. Cela suppose qu'il doit exister un intervalle de ratio où l'énergie de rupture se comportera de la même manière que la longueur.

D'après la figure 9.2, cet intervalle est]0.3 , 0.5[. Si nous prenons pour valeur limite de longueur caractéristique la moyenne des longueurs caractéristiques, alors la zone optimale, comme indiquée sur la figure est celle limitée par: l'axe des abscisses, l'axe de la moyenne des longueurs caractéristiques, et les verticaux passant par les points d'intersection de l'axe de la moyenne et de l'énergie de rupture.

On peut constater sur la figure 9.2 que les ratios de la zone optimale d'obtention de microbéton de qualité varient entre 0,35 et 0,45.

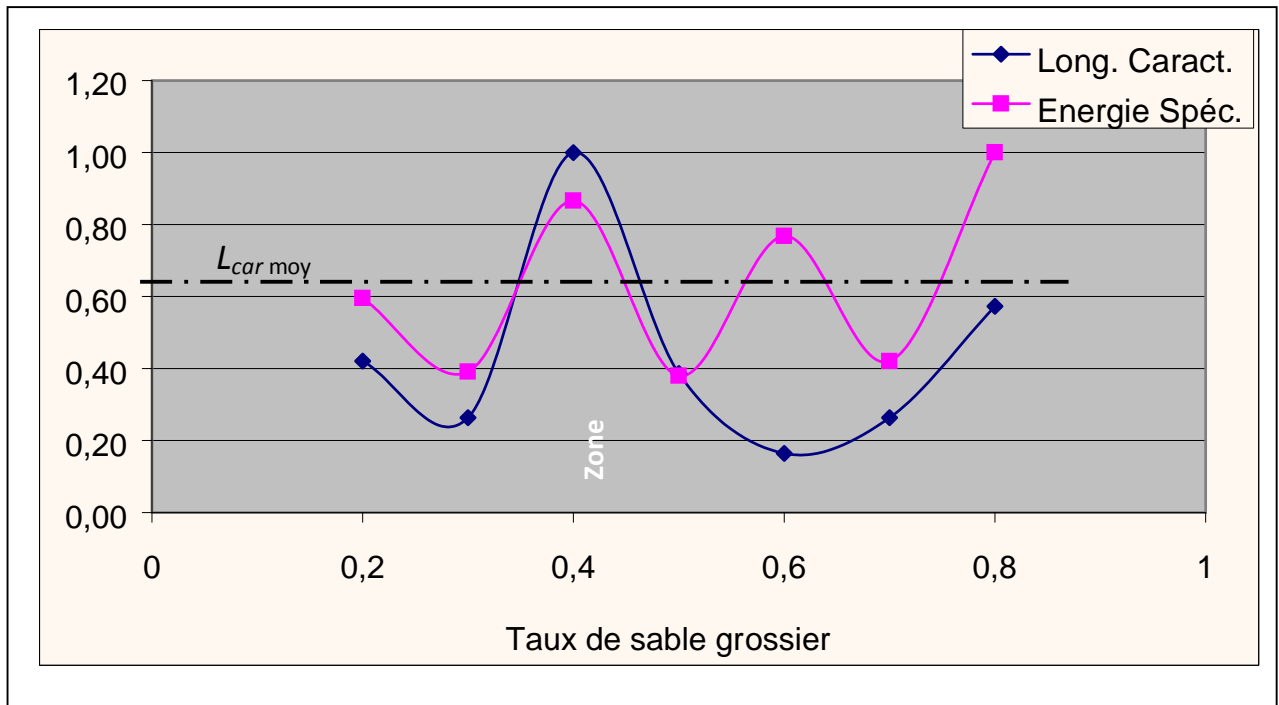


Figure 9.2: Détermination de la zone optimale

9.2- Réflexion sur le test normatif de résistance en vigueur

La qualité physico-mécanique d'une tuile dépend de sa structure et de la rigueur du test de résistance.

Les résultats de la modélisation de flexions par la méthode des éléments finis nous permettent de conclure, que le test de résistance selon les recommandations en vigueur a le mérite de proposer une charge permettant aux tuiles d'être sollicitées jusqu'à une valeur de contrainte qui ne dépasse pas la limite de rupture du matériau. Toute fois il faut reconnaître, qu'il est non seulement moins rigoureux, mais aussi, qu'il ne permet pas d'obtenir une qualité mécanique identique pour toutes les tuiles, quelle que soit la structure.

A sa place nous proposons un test de flexion de type 1, dont la charge varie avec la forme:

- Cas des tuiles romanes

Un test de flexion de type 1 avec une charge de 50 daN est assez rigoureux. Il permet d'atteindre des contraintes maximales locales voisines de 23 MPa.

- Cas des tuiles flamandes

Dans ce cas, il est important de constater que, la flexion de type 1 avec une charge de 50 daN n'est pas suffisante. Pour obtenir des contraintes locales voisines de 23 MPa, comme c'est le cas avec les romanes, il faut appliquer une charge de 100 daN.

La figure 9.3 illustre dans le cas échéant la répartition des champs de contraintes.

9.3- Perspectives

Dans le souci de maîtriser l'obtention d'un microbéton de qualité, et d'éliminer d'éventuels défauts qui apparaissent pendant la mise en œuvre, nous envisageons la poursuite des investigations suivant deux directions:

- L'optimisation de la vibration du microbéton par une étude des paramètres de vibration (amplitude, fréquence, temps);
- La conception de moules modulables afin de maintenir en compression la pâte molle de microbéton sur moule en cours de maturation.

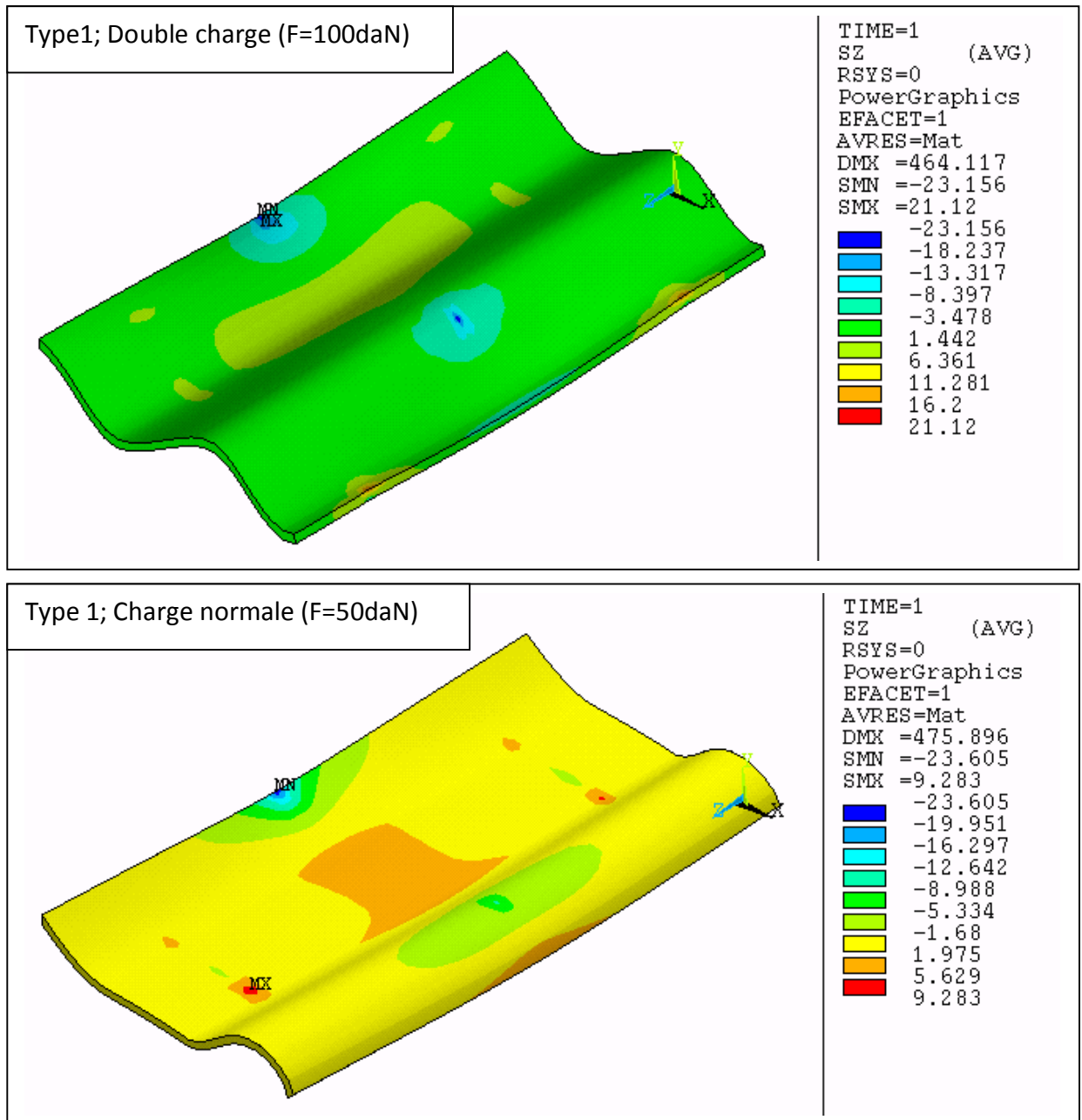


Figure 9.3: Comportement de la structure des tuiles en test rigoureux

Conclusion générale

Conclusion générale

Expliciter le comportement des tuiles en fonction de leur contenu granulaire, tel est le but de ce travail, qui va constituer une base de données scientifiques, sans laquelle aucune modification dans le sens de l'amélioration du produit ne serait possible.

La composante dite matérielle de ce mémoire a permis de montrer que:

- La monotone évolution de la densité des pores de dimensions comprises entre 5 et 100 microns est quasi-identique à celle de la prise d'eau par le microbéton;
- L'évolution de la résistance à la propagation de fissure du matériau en fonction du taux de sable grossier [normal/(normal+grossier)], qu'il contient, est variée.

La superposition des courbes de porosité et de résistance à la propagation de fissure montre que le taux de 1/3 de sable grossier, recommandé, bien que proche de la zone optimale, ne peut être acceptable. En effet, à ce taux, le microbéton ayant une énergie spécifique très faible, est donc trop fragile, ce qui peut expliquer en partie les multiples casses rencontrées de la pose des tuiles jugées de qualité. Le meilleur taux oscille autour de $40\pm 5\%$ selon les résultats obtenus.

La composante dite structurelle de ce travail a mis en exergue la réponse des tuiles flamande et romane, sous trois types de sollicitation de flexion trois points. En effet la modélisation par éléments finis de ces flexions a permis de mettre à nu, non seulement l'indulgence du test de contrôle de résistance à la flexion selon les normes et recommandations en vigueur, mais aussi la variété des états de contraintes selon la géométrie des tuiles.

D'après les résultats de cette composante de mémoire, la flexion trois points de type 1, où la charge n'épouse pas la forme de la tuile, est la plus rigoureuse. De même nous avons constaté que pour obtenir un état de contrainte identique pour les deux géométries de tuiles, il faut varier les charges. En effet il faut que la charge destinée au test de la flamande soit le double de celle de la romane.

En conclusion, il est nécessaire de remarquer que, quoi que ce mémoire puisse permettre une amélioration des tuiles en microbéton par une bonne exploitation des résultats obtenus, il n'en demeure pas moins de constater qu'il n'a pas abordé le problème de la diminution de la masse des tuiles par la réduction de leur épaisseur. Ce sera une prochaine étape des recherches sur ces matériaux locaux. Recherches, qui doivent passer par la maîtrise des paramètres de vibration pour éviter que la qualité n'en pâtisse.

BIBLIOGRAPHIE

Normes & Recommandations

- 1- **AFNOR** NF P 15-301 - *Liants hydrauliques, ciments courants* - Juin 1994.
- 2- **AFNOR** XF P 18-540 - *Granulats* - Octobre 1997.
- 3- **LOCOMAT** - *Tuiles en mortier vibré*- Document normatif- Burkina Faso, Juin 1997.
- 4- **SKAT, BIT** - *Manuel de production, Tuiles en fibro et vibro-mortier* - edited by Niedermann A.G. - Genève Suisse, 1992 - outil 22.
- 5- **Ansys, Inc.** - *Ansys user's manual for revision 5.0* - edited by Peter Kohnke - Houston, 1992 - Volume IV.

Références bibliographiques

- 6- **BABI M.** - *Eléments finis spécialisés pour l'analyse des interfaces* - Thèse de doctorat de l'Université Claude-Bernard, Lyon 1, 1991.
- 7- **BAILON J-P & DORLOT J-M.** - *Des matériaux* - Presses Internationales Polytechniques, Ecole Nationale Polytechnique - Montréal, 2000.
- 8- **BARNES B. D., DIAMOND S., & DOLCH W. L.** - Micromorphology of the interfacial zona around aggregates in portland cement mortar - *Journal of the American Ceramic Society*, 1979, vol. 62, N°1 et 2.
- 9- **BARON J.** - *Fissuration du béton par hydratation localement différée du ciment* - L.C.P.C., Mai 1971, Rapport de recherche n°15.

- 10- **BARON J.** - La résistance à la propagation de fissure - In: *Le béton hydraulique* - Paris: Presses de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, 1982 - p. 317-333.
- 11- **BARON J.** - Les retraits de la pâte de ciment - In: *Le béton hydraulique* - Paris: Presses de l'école nationale des ponts et chaussées, 1982 - p. 485-501.
- 12- **BARON J. & LESAGE R.** - *Compacité et maniabilité des bétons hydrauliques* - France: L.P.C., 1969 - Rapport de recherche N°3.
- 13- **BARON J. & LESAGE R.** - *La composition du béton hydraulique du laboratoire au chantier* - France: L.P.C., 1976 - Rapport de recherche n° 64.
- 14- **BARON J. & SAUTEREY R.** - *Le béton hydraulique, connaissance et pratique* - Presses de l'école nationale des ponts et chaussées - Vincennes - France, 1980.
- 15- **BARRET P.** - Les mécanismes d'hydratation et de durcissement des ciments - *L'industrie nationale* (1), (2), (41), 1979.
- 16- **BARRIOULLET M. & LEGRAND C.** - L'hétérogénéité, caractère essentiel de l'écoulement du béton frais vibré - *Silicates industriels XLIII* (2), 29-34, 1978.
- 17- **BAZANT Z. P. & OH B. H.** - Crack band theory for fracture of concrete - *Mater. Struct. RILEM* , 1983, vol 16, pp. 155-177, Paris, France.
- 18- **BOMBLED J.-P.** - Prismètre des pâtes de ciment, Rhéographe et prismètre automatique C.E.R.I.L.H. - *Revue des Matériaux de Construction*, 1976, n°699, pp. 113 - 124.
- 19- **BRAZIER J.-F.** - *Caractérisation de la tolérance à l'endommagement et de la durabilité des composites ciment-verre par des essais de flexion avec des cycles de chargement-déchargement* - Thèse de doctorat de l'Université Claude Bernard de Lyon 1, 1991.
- 20- **BROWN W.F., SCRAWLEY J.E.** - Plan strain crack toughness testing for high strength metallic materials - *The American Society for Testing and Materials*, 1966, ASTM STP 410, page 13.

- 21- **BUIL M.** - *Contribution à l'étude du retrait de la pâte durcissante* - Thèse de Docteur - Ingénieur, Rapport de recherche LPC. N°92.
- 22- **BURESCH F. E.** - About the process zone surrounding the crack tip in ceramics - In: *Fracture* - Proceedings of the 4th International Conference on Fracture ICF4: Waterloo, Canada, 19-24 juin 1977, (3): 929-932.
- 23- **CHHUY S. BARON J. & FRANCOIS D.** - Mécanique de la rupture appliquée au béton hydraulique - *Cement and Concrete Research*, 1979, vol. 9, pp. 641 - 648,.
- 24- **COPELAND L. E. & VERBECK G. J.** - Structure and properties of hardened cement paste - *Proc. of VIth Int. Symp. on the Chemistry of Cement* - Moscou, 1974.
- 25- **DIAMOND S.** - A critical comparaison of mercury porosimeter and capillary condensation pore size distributions of portland cement pastes - *Cement and Concrete Research*, 1971, vol 1, pp. 531 - 546.
- 26- **DIAMOND S.** - Cement Paste microstructure: an overview at several levels - *Proc. Of Conference of Sheffield on the hydraulic cement pastes 8 - 9 April 1976*, Cement and Concrete Association, 1976.
- 27- **DUTRUEL F. & GUYADER R.** - *Structure of water near solid interfaces* - The Interface Symposium of Industrial and Engineering Chemistry, 1975, vol. 61, n°11, pp.10-47.
- 28- **ERIKSSON A. G.** - Development of fluidity and mobility meter for concrete consistency tests - *Handlingar*, 1949, n°12, Stockholm.
- 29- **EVERETT D. H.** - The effect of adsorption on the interaction between solid particles - *Pure and Appl. Chemist.*, 1976, vol. 48, Pergamon Press, pp. 419 - 425.
- 30- **FARRAN J.** - Contribution minéralogique à l'étude de l'adhésion entre les constituants hydratés des ciments et les matériaux associés - *Revue des matériaux de construction* 1956, (490), pp. 491-492,.

- 31- **FELDMAN R. F. & SEREDA P. J.** - A model of hydrated portland cement paste as deduced from sorption-length change and mechanical properties - *Revue des Matériaux de Construction*, RILEM, 1968, n°6, pp. 509 - 519.
- 32- **FELDMAN R. F. & BEADOIN J. J.** - Microstructure and strength of hydrated cement - In: *Proc. of the Vith Int. Symp. on the Chemistry of Cement*, Moscou, 1974.
- 33- **FERET R.** - Sur la compacité des mortiers hydrauliques - *Annales des Ponts et Chaussées*, 1892, (2^{ème} semestre), pp. 5 - 161.
- 34- **FIERENS P.** - Etude de la formation de l'hydrocarboaluminate de calcium - *Cement and Concrete Research*, 1974, N°4, pp. 695-707.
- 35- **FOLIOT A.** - le ciment - In: *le béton hydraulique* - Presses de l'école nationale des ponts et chaussées, Paris, 1982, pp. 19-37.
- 36- **GERMAIN P.** - *Cours de mécanique des milieux continus, théorie générale* - Edition Masson & Cie - Paris, 1973 - tome 1.
- 37- **GOURVES R. & LEGRAND C.** - Etude de l'influence de l'accélération de vibration sur les propriétés rhéologiques des mélanges de sable ou de ciment et d'eau. Essai de définition d'une zone de vibration optimale - *Compte-rendu à l'Académie des Sciences*, 1975, B. 280, pp. 207 - 210,.
- 38- **GRANDET J. & OLLIVIER J-P.** - Orientation des hydrates au contact des granulats - *7^e congrès international de la chimie des ciments*, 1980, thème 7, Paris.
- 39- **GRANJU J.-L. & MASO J.-C.** - Résistance à la compression simple des pâtes pures de ciment durcies, temps de durcissement supérieur à quatre ans - *Cement and Concrete Research*, 1978, vol. 8, France.

- 40- **GREDIAC M., & VAUTRIN A.** - Mesure des rigidités de flexion de plaques composites - théorie et simulation numérique - *Compte-rendu des JNC 6*, 1988, AMAC, France - pp. 11-13,
- 41- **HUET C.** - Méthode de détermination de l'énergie spécifique de rupture et application aux céramiques et à divers minéraux - *Cahier du Groupe Français de Rhéologie*, 1974, tome 3, n°3 et 4.
- 42- **HILLERBORG A.** - *A model for fracture analysis* - Lund Institute of Technology, 1978, Report TVBM 3005, Lund Sweden.
- 43- **IMBERT J. F.** - *Analyse des structures par éléments finis* - Cepadues, 2^e édition - Ecole Nationale Supérieure de l'Aéronautique et de l'Espace, 1984.
- 44- **JAISWAL S.S., IGUSA T., STYER T., KARR A., & SHAH S. P.** - Influence of microstructure and Fracture on the transport properties in cement-based materials - *Brittle Matrix Composite*, 1997, vol. 5, pp. 199-219, Warsaw.
- 45- **JAEGERMANN C. H., GLUCKLICH J.** - Effect of high evaporation during and shortly after casting on the creep behavior of hardened concrete - *Matériaux de Construction*, RILEM, 1969, vol.2, n°7.
- 46- **JOISEL A.** - Composition des bétons hydrauliques - *Annales ITBTP*, Octobre 1952, n°58, série B.B.A., France.
- 47- **JOUENNE C. A.** - *Traité de céramique et matériaux minéraux* - Edition Septima Paris - France, 1984.
- 48- **KASPRZAK E.** - *Ténacité, Fluage et Fissuration lente de composites à matrice de base de nitrure de silicium renforcée par des trichites de carbure de silicium* - Thèse de doctorat ENSM-Paris, 1993.

- 49- **LASSALE A. & LEGRAND C.** - Evolution du comportement rhéologique d'une pâte de ciment fraîche suivant la distance à une source vibrante interne - *Matériaux et Constructions*, mars - avril 1980, vol. 13, n°74.
- 50- **LEGRAND C.** - Contribution à l'étude de la rhéologie du béton frais - *Matériaux et Constructions*, 1972, vol.5, N°30, pp. 379 - 393.
- 51- **LEGRAND C. & MASO J-C.** - L'apparition de la dilatance dans les mélanges de sable et d'eau, phénomène lié à la compacité de la phase solide - *Comptes-rendus à l'Académie des Sciences*, 1970, A, 268, pp. 195 - 198.
- 52- **LEMAITRE J.** - A continuous damage mechanics model for ductile fracture - *J. of Eng. Mat. And Tech.*, Janvier 1985, vol. 107, pp. 83 - 89.
- 53- **LEMAITRE J. & CHABOCHE J-L.** - Aspect phénoménologique de la rupture par endommagement - *J. of Eng. Mat. And Tech.*, Janvier 1985, vol. 107, pp. 83 - 89.
- 54- **LEMAITRE J. & CHABOCHE J-L.** - *Mécanique des matériaux solides* - Dunod, Paris - France, 1985.
- 55- **LENAIN J-C.** - *Etude de la résistance à la fissuration d'un matériau composite à matrice fragile et fibres discontinues: l'amiante ciment* - Thèse de Docteur Ingénieur, U.T. Compiègne 1976.
- 56- **LESAGE R.** - *Etude expérimentale de la mise en place du béton frais* - France: L.P.C, 1974, 128 p - Rapport de Recherche n°37.
- 57- **LESAGE R.** - Les granulats - In: *le béton hydraulique* - Paris: Presses de l'école nationale des ponts et chaussées, 1982, pp. 39-68.
- 58- **L'HERMITE R.** - Expériences et théories sur la technologie du béton - *Annales de l'I.T.B.T.P.*, 1979, N°374, pp. 171 - 190, Paris.

- 59- **L'HERMITE R., GRIEU J. J.** - Etudes expérimentales récentes sur le retrait des ciments et des bétons - *Annales I.T.B.T.P.*, décembre 1952, n°106, pp. 491 - 514.
- 60- **LONGUET P., BURGLEM L. & ZELWER A.** - La phase liquide du ciment hydraté - *Publication technique*, 1974, Cerilch 219.
- 61- **LOWEL S., JOAN E. & SCHIELDS E.** - *Powder surface area and porosity* - deuxième édition - London: Powder technology serie, 1984.
- 62- **MECHTCHERINE V. & MÜLLER H. S.** - Fracture mechanical and Fractology investigations on normal and high-strength concrete - *Brittle Matrix Composite*, 1997, vol. 5, pp. 231-240 Cambridge and Warsaw.
- 63- **MILLS R. H.** - *Effects of sorbed mater on dimensions, compressive strength and swelling pressure of hardened cement paste* - Symposium on Structure of Portland Cement Paste and Concrete, 1966 - Publication 1389, Washington.
- 64- **MURRAY R. S.** - *Théorie et applications de la statistique* - série Schaum - Newyork - USA, 1972.
- 65- **MURRAY R. S.** - *Probabilités et Statistique* - Série Schaum - France: Ediscience Paris, 1992.
- 66- **NADEAU J.-S., MINDESS S., HAY J.-M.** - Slow Crack Growth in Cement Paste - *Journal of american Ceramic Society*, 1974, vol 57, n°2.
- 67- **NOSE T. & FUJI T.** - Evaluation fracture toughness for ceramic materials by a Single-Edge-Pre-cracked-Beam method - *Journal of American Ceramic Society*, 1988, vol.71, N°5, pp. 328-333.
- 68- **OLLIVIER J. P.** - *Etude de la liaison entre la pâte de ciment portland et les granulats par observation directe au microscope électronique par transmission* - Thèse de doctorat, Toulouse, 1975.

- 69- **PAPADAKIS M., & BLOMBED J-P.** - Etude de l'écoulement des pâtes crues de cimenteries - *Publication technique du C.E.R.I.L.H.* , 1963, 139, p. 17.
- 70- **PERRIN B.** - *Observation en microscope électronique des caractères morphologiques de la liaison pâte de ciment durci-matériaux associés* - Thèse de doctorat, Toulouse, 1974.
- 71- **RAMAHE F. E.** - *Programme de calcul de structures par éléments finis sur micro-ordinateur; application aux composites* - Thèse de Docteur-Ingénieur, I.N.S.T.N., Paris, 1983.
- 72- **REGOURD M.** - L'eau - In: *le béton hydraulique* - Paris: Presses de l'école nationale des ponts et chaussées, 1982 - pp.59-68.
- 73- **SIERRA R.** - *Contribution à l'étude de l'hydratation des silicates calciques hydrauliques*- Thèse de Doctorat ès Sciences physiques - Rapport de Recherche L.C. n°39, Rennes, 1974.
- 74- **SOLOMON L.** - *Elasticité linéaire* - Masson, 1968.
- 75- **TAYLOR H. F. W.** - Crystal chemistry of portland cement hydration product - *Principal paper, VI Int. Congress chemistry of cement* - Moscow, 1974.
- 76- **TIMOSHENKO S. P. & GERE J. M.** - *Mechanics of materials* - D. Van Nostrand Company, 1972.
- 77- **VERBECK G. J. & HELMUT R. H.** - Structures and physical properties of cement paste - *Proc. of the Vth Int. Symp. on the Chemistry of Cement, session III-1* - Tokyo, 1968.
- 78- **ZANUTTO S.** - *Caractérisation physique de la microstructure de composites ciment-verre* - IUT de St-Etienne France, 1999 - Rapport de stage.
- 79- **ZIENKIEWICZ O.C.** - *La méthode des éléments finis* - Mac Graw-Hill - Paris, 1972.



- A- Microstructure des échantillons du microbéton**
- B- Enregistrement des résultats d'absorption d'eau**
- C- Courbes Contrainte-déformation**
- D- Facteur géométrique α associé à une fissure**
- E- Comportement des structures en flexions.**

Annexe:

A- Microstructure des échantillons du microbéton

Figure 4.5 : Microstructure de l'échantillon 2080

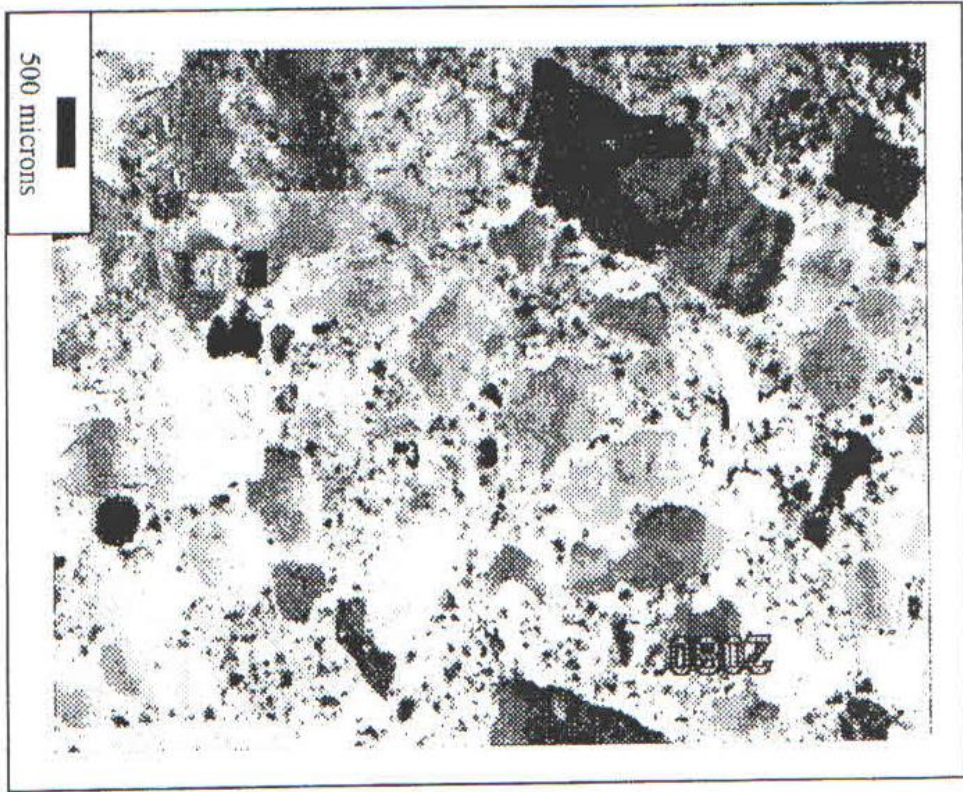


Figure 4.6 : Microstructure de l'échantillon 3070

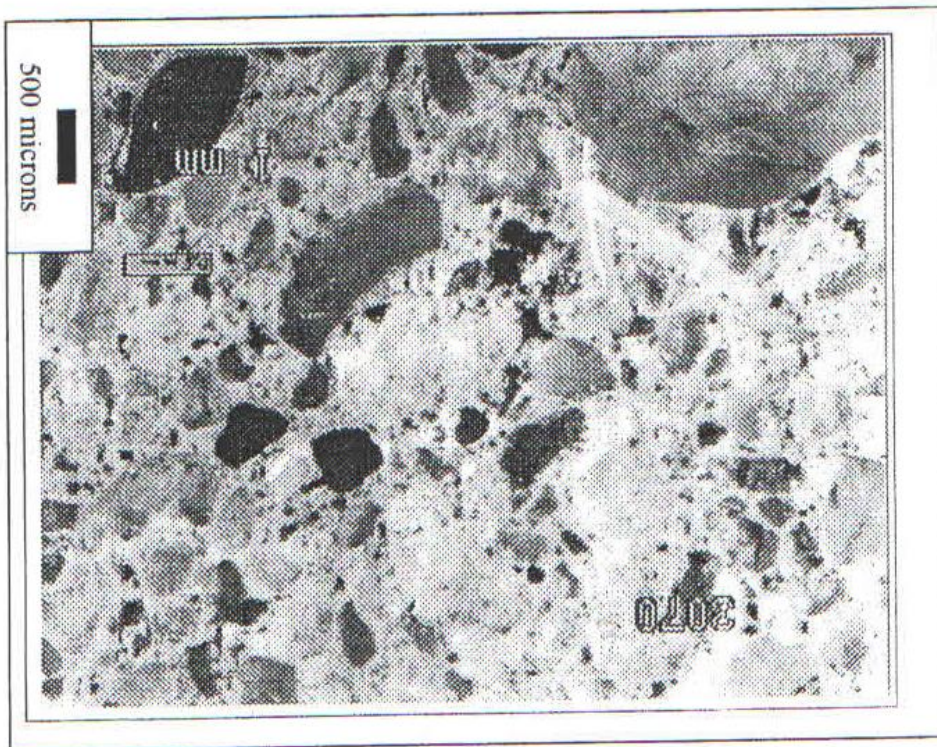


Figure 4.7: Microstructure de l'échantillon 4060

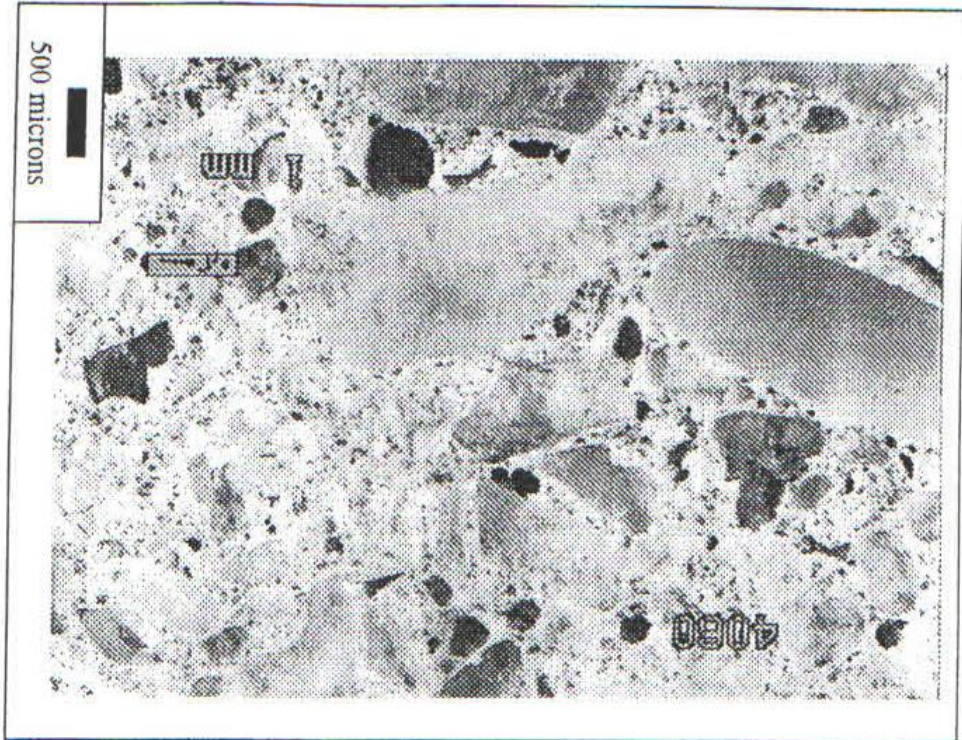


Figure 4.8: Microstructure de l'échantillon 5050

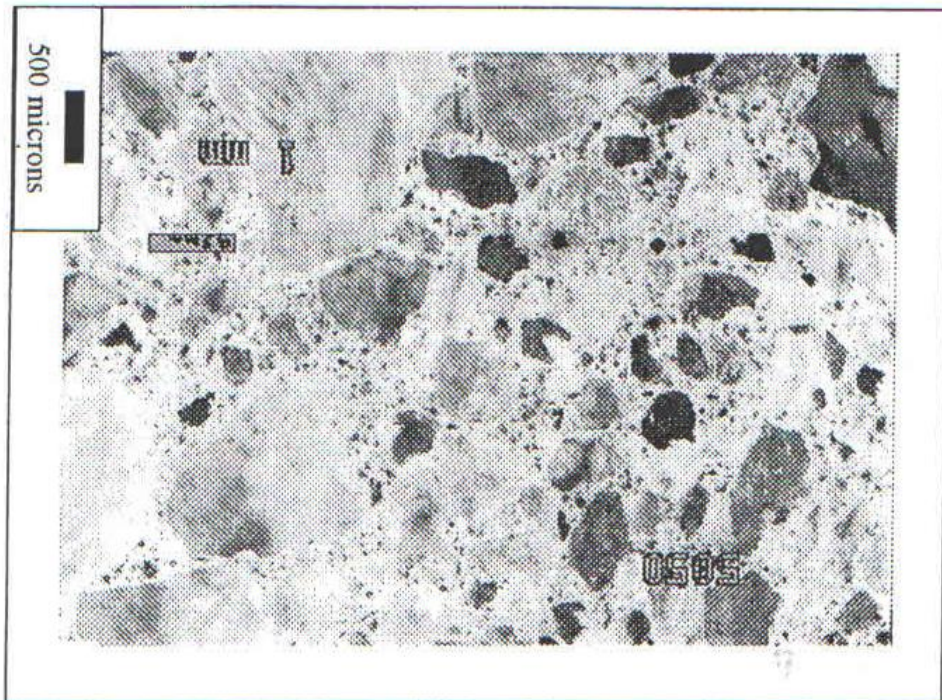


Figure 4.9: Microstructure de l'échantillon 6040



Figure 4.10: Microstructure de l'échantillon 7030

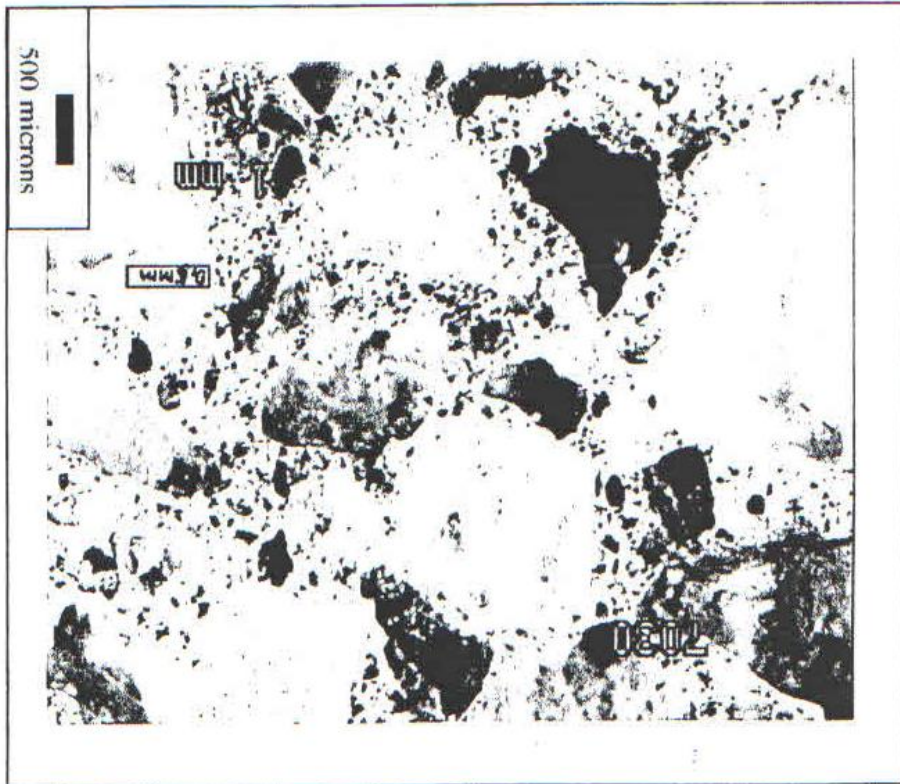




Figure 4.11: Microstructure de l'échantillon 8020

Annexe:

B- Enregistrement des résultats d'absorption d'eau

| Essai d'absorption (EMSE) | | | | | | | |
|----------------------------------|---------------|--------------|--------------|------------------|---------------|--------------|--------------|
| date: Novembre 1999 | | | | | | | |
| Ambiance: H=50% ; T=20°C | | | | | | | |
| Ech. 2080 | | | | Ech. 3070 | | | |
| Epr. N° | Mo | M | G | | Mo | M | G |
| 1 | 206,05 | 221,26 | 0,074 | | 221,40 | 233,54 | 0,055 |
| 2 | 228,45 | 244,6 | 0,071 | | 236,88 | 250,19 | 0,056 |
| 3 | 194,86 | 209,1 | 0,073 | | 238,47 | 252,13 | 0,057 |
| 4 | | | | | 225,58 | 238,19 | 0,056 |
| 5 | 185,95 | 201,53 | 0,084 | | 215,48 | 227,58 | 0,056 |
| 6 | 217,69 | 232,67 | 0,069 | | 213,75 | 225,64 | 0,056 |
| 7 | | | | | 193,85 | 204,28 | 0,054 |
| 8 | 203,3 | 218,66 | 0,076 | | 228,45 | 240,53 | 0,053 |
| Mmoy= | 206,05 | Gmoy= | 0,074 | Mmoy= | 221,73 | Gmoy= | 0,055 |
| | | | | | | | |
| Ech. 4060 | | | | Ech. 5050 | | | |
| Epr. N° | Mo | M | G | | Mo | M | G |
| 1 | | | | | 228,06 | 238,78 | 0,047 |
| 2 | 211,76 | 224,37 | 0,060 | | 243,10 | 254,12 | 0,045 |
| 3 | 221,44 | 234,67 | 0,060 | | 253,18 | 265 | 0,047 |
| 4 | 208,40 | 220,75 | 0,059 | | 323,57 | 338,86 | 0,047 |
| 5 | 220,45 | 233,24 | 0,058 | | 214,40 | 224,57 | 0,047 |
| 6 | 311,80 | 330,41 | 0,060 | | 228,71 | 239,19 | 0,046 |
| 7 | | | | | 248,30 | 260,06 | 0,047 |
| 8 | 199,22 | 211,10 | 0,060 | | 243,14 | 254,65 | 0,047 |
| Mmoy= | 228,85 | Gmoy= | 0,059 | Mmoy= | 247,81 | Gmoy= | 0,047 |
| | | | | | | | |
| Ech. 6040 | | | | Ech. 7030 | | | |
| Epr. N° | Mo | M | G | | Mo | M | G |
| 1 | 269,87 | 281,52 | 0,043 | | 234,27 | 244,73 | 0,045 |
| 2 | 229,64 | 239,57 | 0,043 | | 202,81 | 211,79 | 0,044 |
| 3 | 230,54 | 240,38 | 0,043 | | 210,25 | 219,56 | 0,044 |
| 4 | 228,80 | 239,03 | 0,045 | | 219,09 | 228,7 | 0,044 |
| 5 | 251,55 | 262,53 | 0,044 | | 232,32 | 240,9 | 0,037 |
| 6 | 230,80 | 241,08 | 0,045 | | 235,20 | 245,72 | 0,045 |
| 7 | 231,15 | 241,10 | 0,043 | | 235,77 | 246,29 | 0,045 |
| 8 | 219,21 | 228,96 | 0,044 | | 227,31 | 237,86 | 0,046 |
| Mmoy= | 236,45 | Gmoy= | 0,044 | Mmoy= | 224,63 | Gmoy= | 0,044 |
| | | | | | | | |
| Ech. 8020 | | | | | | | |
| Epr. N° | Mo | M | G | | | | |
| 1 | 251,54 | 261,5 | 0,040 | | | | |
| 2 | 219,19 | 227,9 | 0,040 | | | | |
| 3 | 263,98 | 274,09 | 0,038 | | | | |
| 4 | 233,79 | 243,35 | 0,041 | | | | |
| 5 | 228,91 | 237,31 | 0,037 | | | | |
| 6 | 278,84 | 288,94 | 0,036 | | | | |
| 7 | 256,39 | 266,16 | 0,038 | | | | |
| 8 | 235,28 | 243,98 | 0,037 | | | | |
| Mmoy= | 245,99 | Gmoy= | 0,038 | | | | |

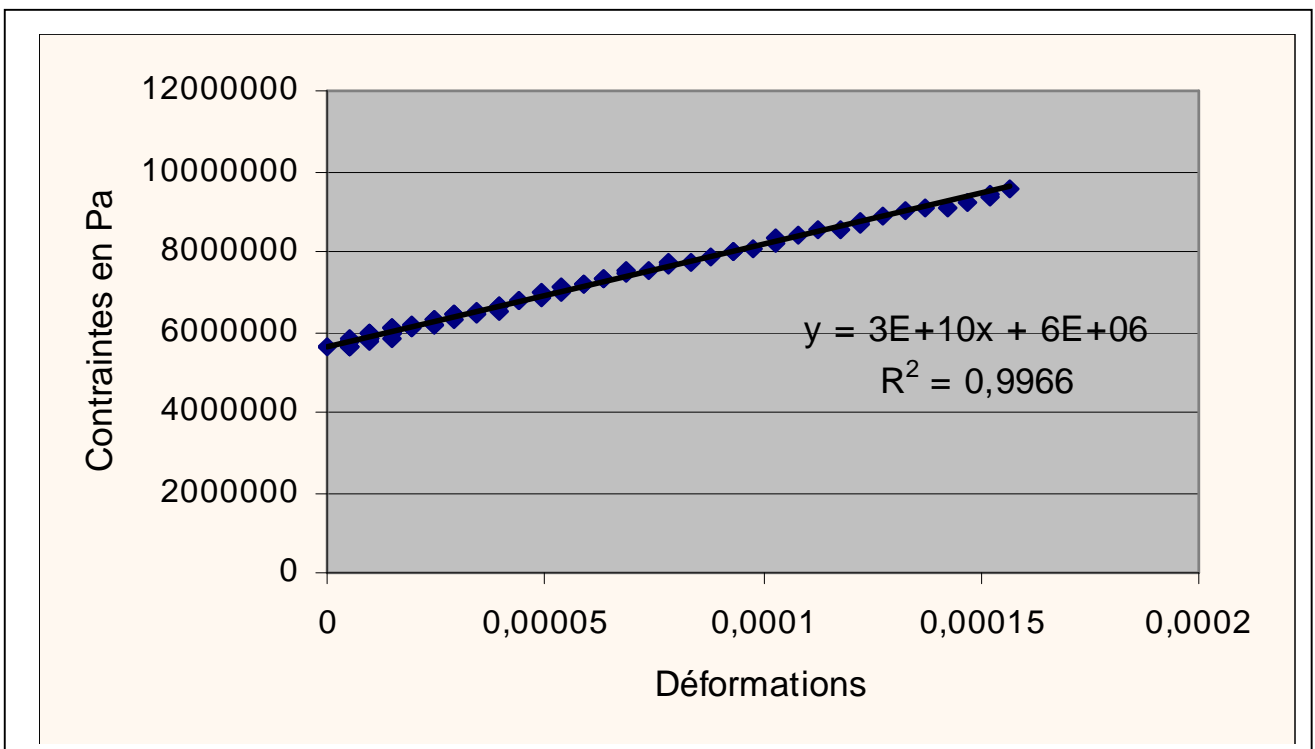
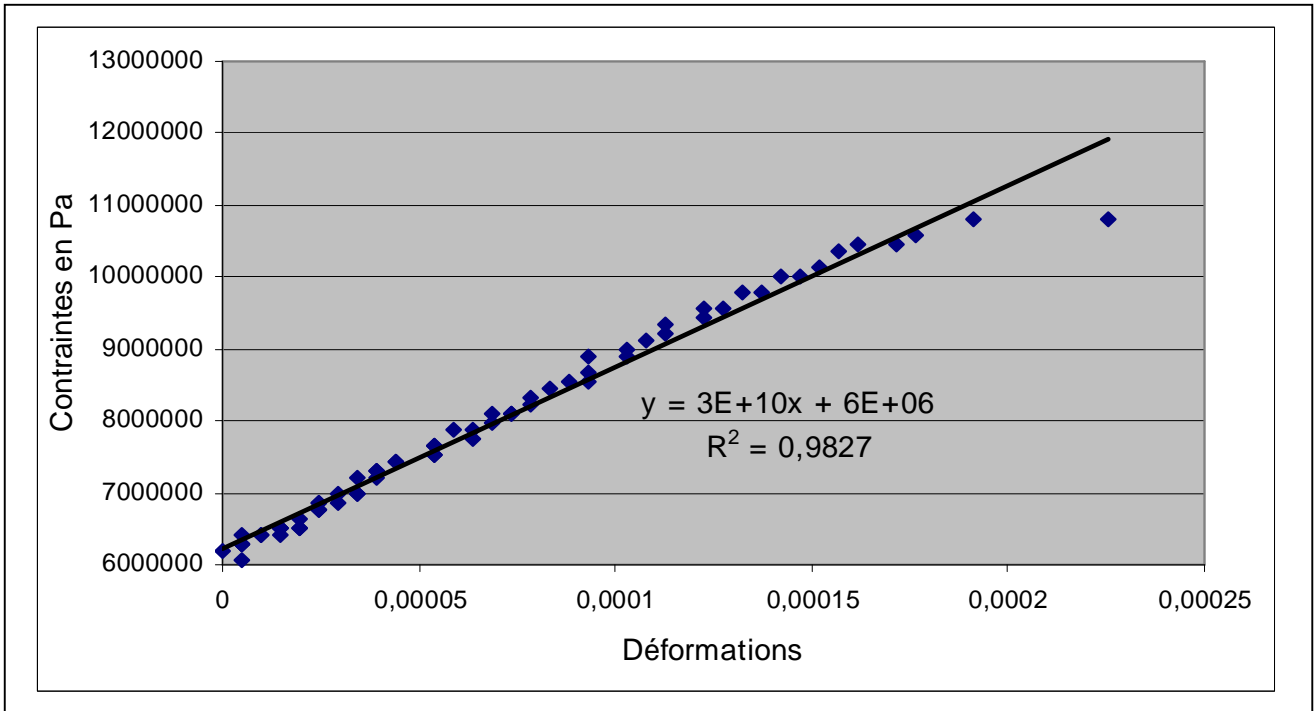
Tableau 5.1: Résultats d'essais d'absorption au EMSE (France)

| Essai d'absorption (CPU) | | | | | | | | | |
|---------------------------------|--------------|-------------|--------------|--------------|------------------|--------------|-------------|--------------|--------------|
| date: Septembre 1999 | | | | | | | | | |
| Ambiance: H=60% ; T=20°C | | | | | | | | | |
| Ech. 2080 | | | | | Ech. 3070 | | | | |
| Epr. N° | mo, g | m, g | m-mo | G | | mo, g | m, g | m-mo | G |
| 1 | 210,12 | 220,94 | 10,82 | 0,051 | | 223,97 | 232,16 | 8,19 | 0,037 |
| 2 | 229,9 | 243,36 | 13,46 | 0,059 | | 238,56 | 248,55 | 9,99 | 0,042 |
| 3 | 199,15 | 208,67 | 9,52 | 0,048 | | 240,22 | 250,5 | 10,28 | 0,043 |
| 4 | 187,5 | 198,52 | 11,02 | 0,059 | | 227,58 | 236,51 | 8,93 | 0,039 |
| 5 | 194,07 | 205,21 | 11,14 | 0,057 | | 218,05 | 226 | 7,95 | 0,036 |
| 6 | 218,64 | 230,79 | 12,15 | 0,056 | | 216,99 | 224,02 | 7,03 | 0,032 |
| 7 | 232,59 | 245,26 | 12,67 | 0,054 | | 196,11 | 203,23 | 7,12 | 0,036 |
| 8 | 206,54 | 217,26 | 10,72 | 0,052 | | 230,69 | 239,21 | 8,52 | 0,037 |
| Mmoy= | 209,81 | 221 | Gmoy: | 0,054 | Mmoy= | 224,02 | 232,52 | Gmoy: | 0,038 |
| | | | | | | | | | |
| Ech. 4060 | | | | | Ech. 5050 | | | | |
| Epr. N° | mo, g | m, g | m-mo | G | | mo, g | m, g | m-mo | G |
| 1 | 213,76 | 221,88 | 8,12 | 0,038 | | 230,03 | 237,5 | 7,47 | 0,032 |
| 2 | 214,62 | 222,9 | 8,28 | 0,039 | | 245,46 | 252,7 | 7,24 | 0,029 |
| 3 | 224,9 | 233,12 | 8,22 | 0,037 | | 255,28 | 263,85 | 8,57 | 0,034 |
| 4 | 211,84 | 219,99 | 8,15 | 0,038 | | 325,78 | 337,28 | 11,5 | 0,035 |
| 5 | 224,66 | 233,05 | 8,39 | 0,037 | | 217,06 | 223,2 | 6,14 | 0,028 |
| 6 | 316,41 | 329,35 | 12,94 | 0,041 | | 231,17 | 238,03 | 6,86 | 0,030 |
| 7 | 228,3 | 237,41 | 9,11 | 0,040 | | 250,25 | 258,56 | 8,31 | 0,033 |
| 8 | 201,9 | 210,54 | 8,64 | 0,043 | | 245,95 | 253,43 | 7,48 | 0,030 |
| Mmoy= | 229,5488 | 238,53 | Gmoy: | 0,039 | Mmoy= | 250,12 | 258,07 | Gmoy: | 0,032 |
| | | | | | | | | | |
| Ech. 6040 | | | | | Ech. 7030 | | | | |
| Epr. N° | mo, g | m, g | m-mo | G | | mo, g | m, g | m-mo | G |
| 1 | 270,09 | 279,53 | 9,44 | 0,035 | | 236,37 | 243,65 | 7,28 | 0,031 |
| 2 | 230,02 | 238,22 | 8,2 | 0,036 | | 204,16 | 210,83 | 6,67 | 0,033 |
| 3 | 230,55 | 239,01 | 8,46 | 0,037 | | 212,09 | 218,9 | 6,81 | 0,032 |
| 4 | 229,33 | 237,79 | 8,46 | 0,037 | | 220,73 | 227,83 | 7,1 | 0,032 |
| 5 | 251,97 | 261,06 | 9,09 | 0,036 | | 233,95 | 241,81 | 7,86 | 0,034 |
| 6 | 231,15 | 239,44 | 8,29 | 0,036 | | 236,87 | 244,29 | 7,42 | 0,031 |
| 7 | 231,47 | 239,64 | 8,17 | 0,035 | | 238,02 | 244,97 | 6,95 | 0,029 |
| 8 | 219,84 | 227,79 | 7,95 | 0,036 | | 229,35 | 236,3 | 6,95 | 0,030 |
| Mmoy= | 236,8 | 245,31 | Gmoy: | 0,036 | Mmoy= | 226,4425 | 233,5725 | Gmoy: | 0,032 |
| | | | | | | | | | |
| Ech. 8020 | | | | | | | | | |
| Epr. N° | mo, g | m, g | m-mo | G | | | | | |
| 1 | 253,13 | 260,19 | 7,06 | 0,028 | | | | | |
| 2 | 220,64 | 226,61 | 5,97 | 0,027 | | | | | |
| 3 | 265,59 | 272,52 | 6,93 | 0,026 | | | | | |
| 4 | 235,12 | 242,01 | 6,89 | 0,029 | | | | | |
| 5 | 230,19 | 235,9 | 5,71 | 0,025 | | | | | |
| 6 | 280,67 | 287,33 | 6,66 | 0,024 | | | | | |
| 7 | 257,05 | 264,92 | 7,87 | 0,031 | | | | | |
| 8 | 237,07 | 242,55 | 5,48 | 0,023 | | | | | |
| Mmoy= | 247,43 | 254,00 | Gmoy: | 0,027 | | | | | |

Tableau 5.2: Résultats d'essais d'absorption au CPU (Bénin)

Annexe:

C- Courbes Contrainte-déformation



Figures 6.4: Représentations graphiques contrainte-déplacement (Ech 2080).

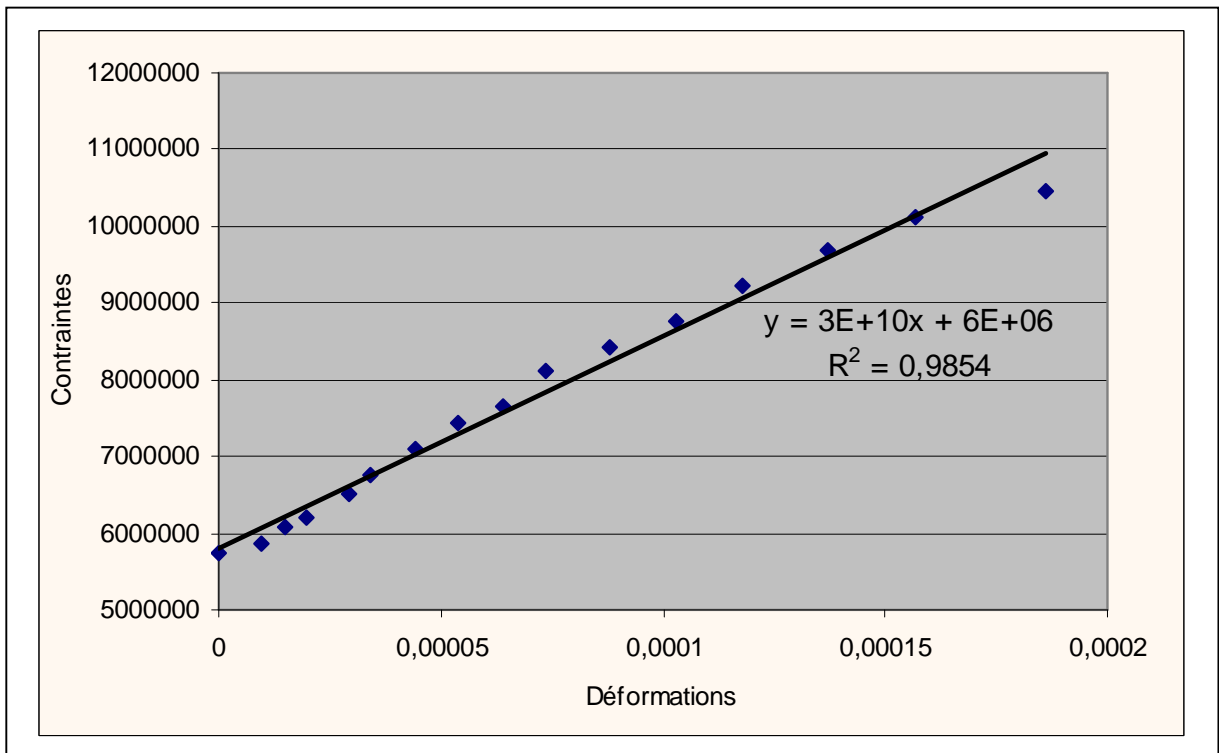
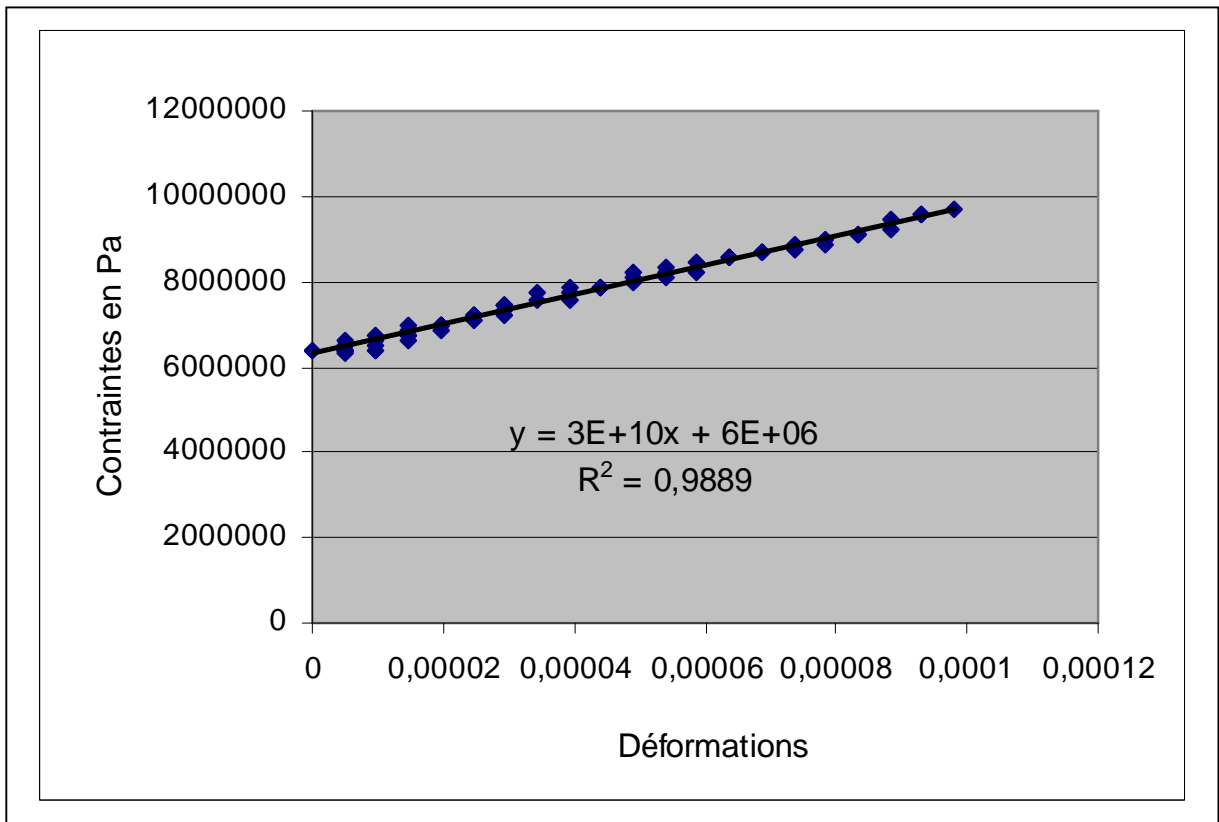


Figure : 6.5: Représentations graphiques contrainte-déformation (Ech 3070).

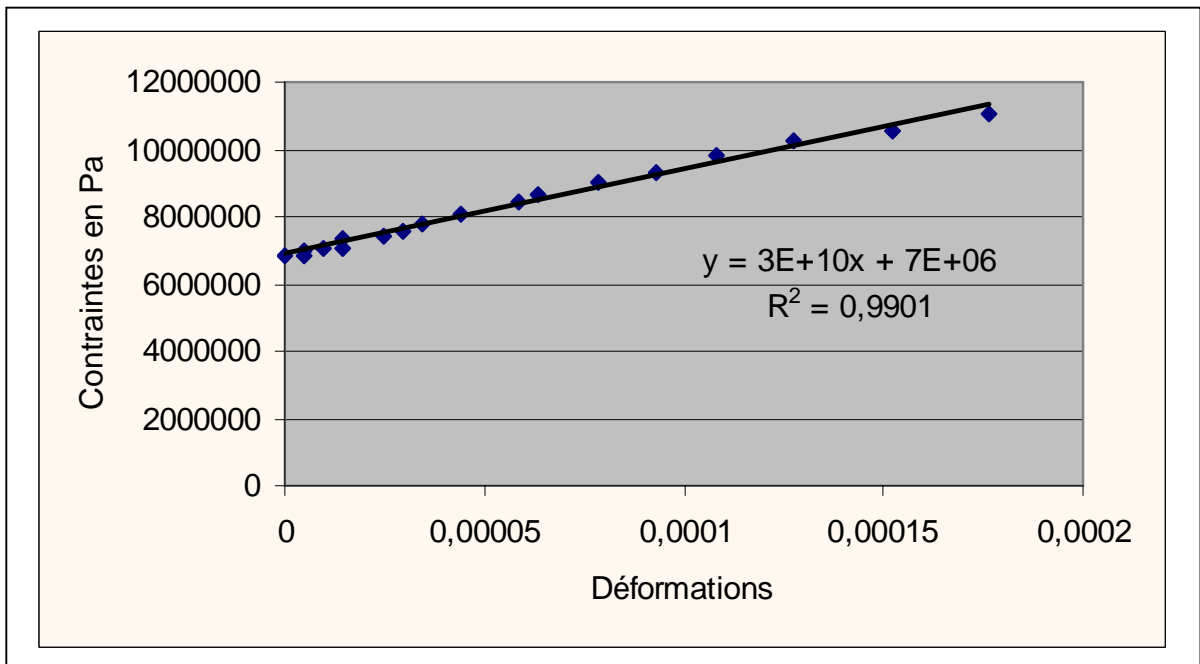
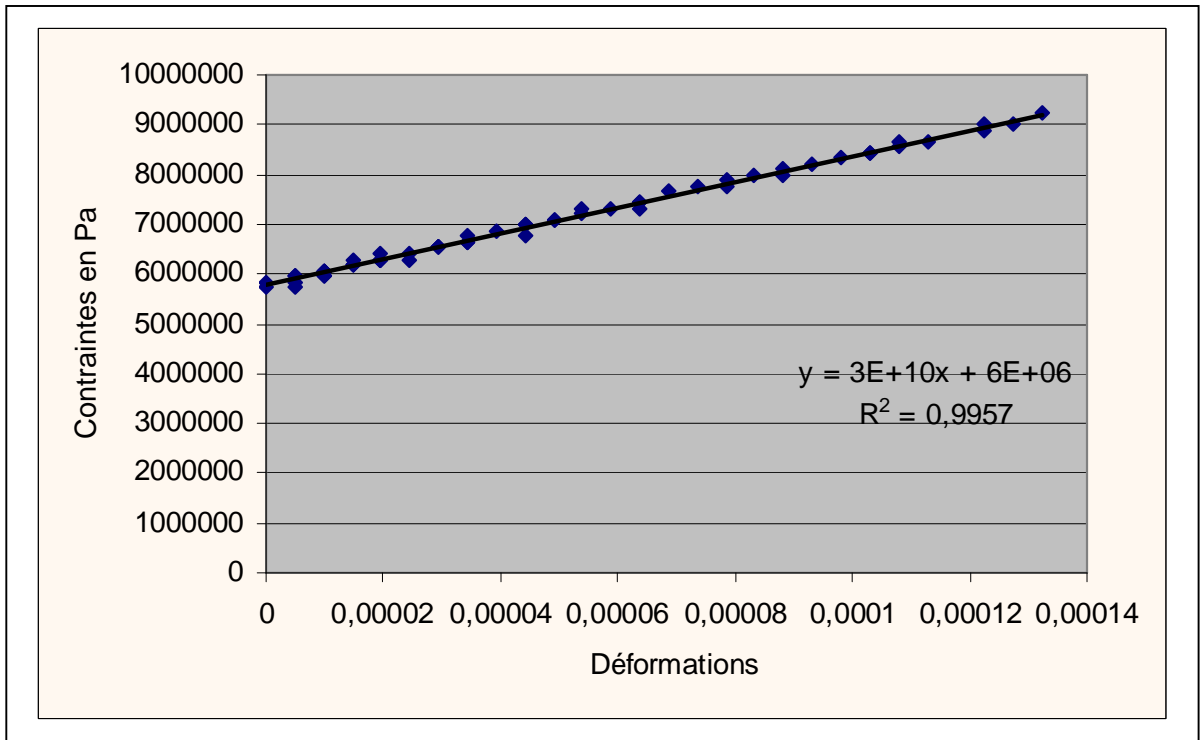


Figure 6.6: Représentations graphiques contrainte-déformation (Ech 4060).

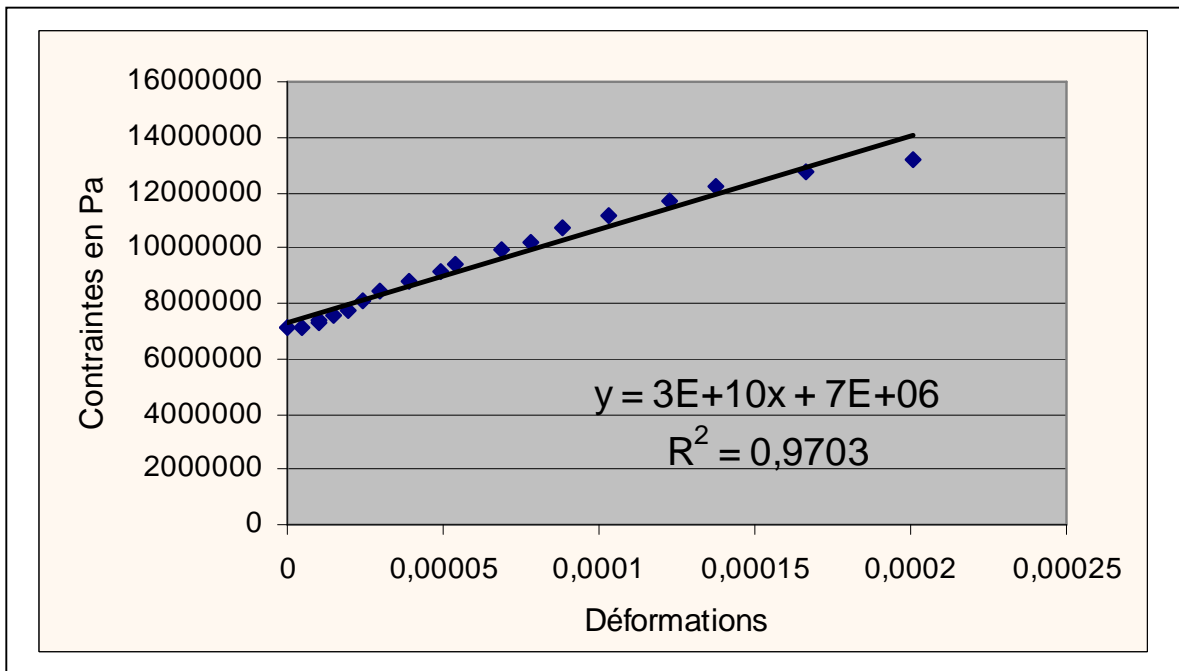
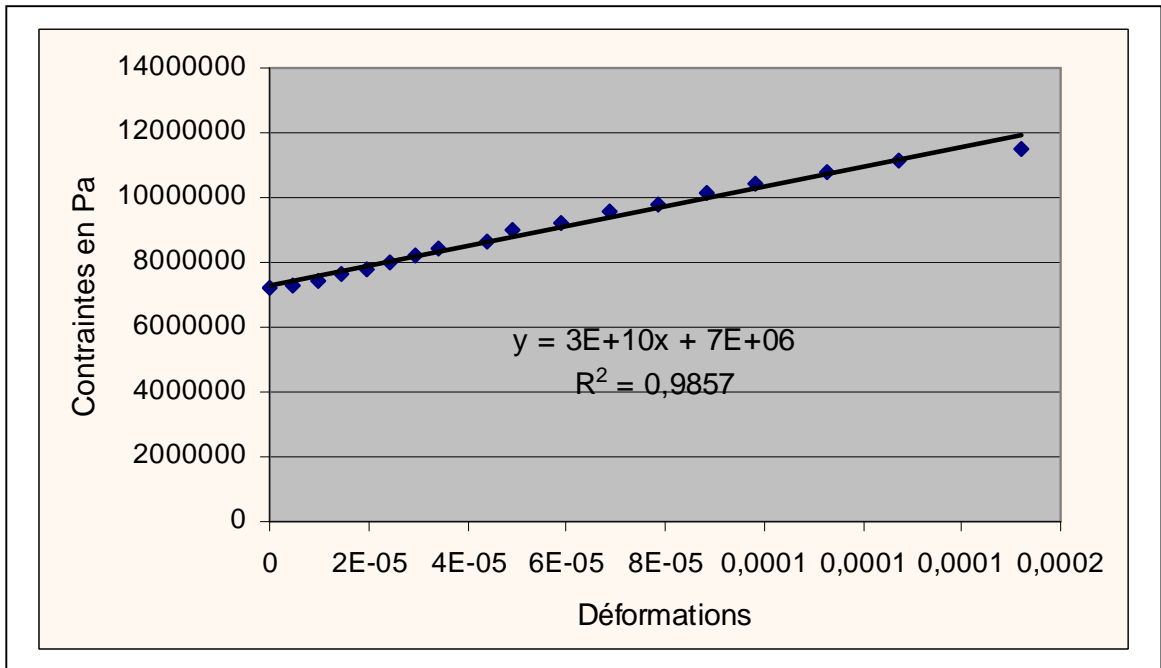


Figure 6.7: Représentations graphiques contrainte-déformation (Ech 5050).

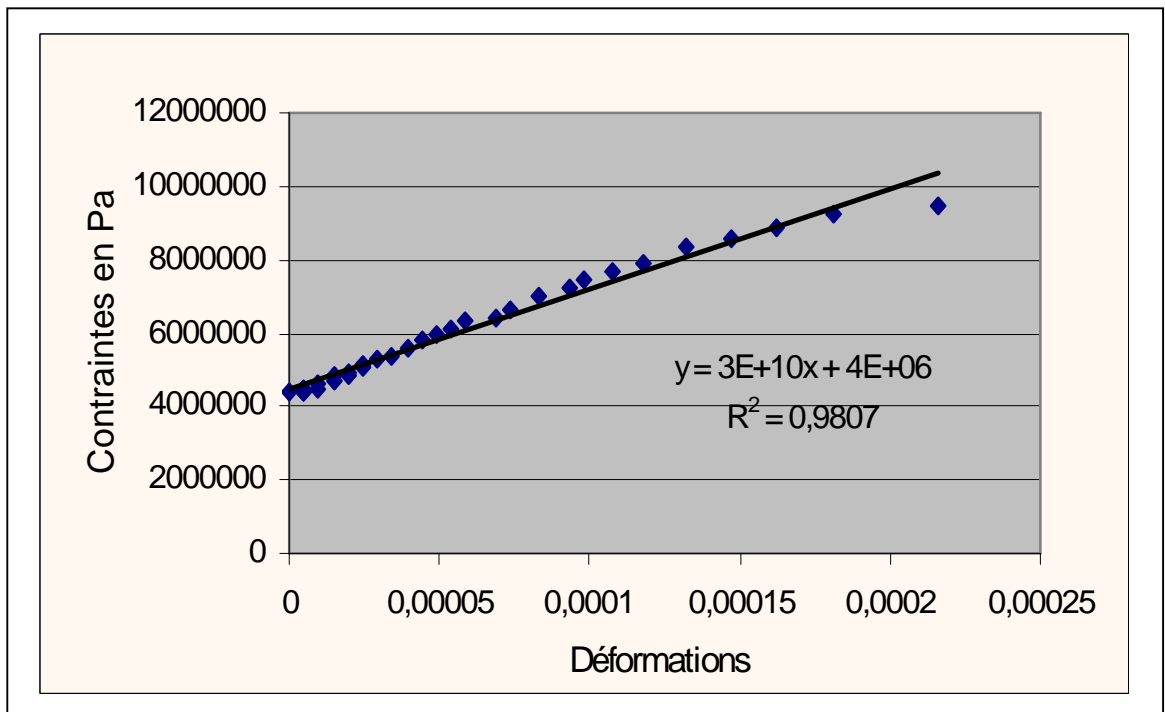
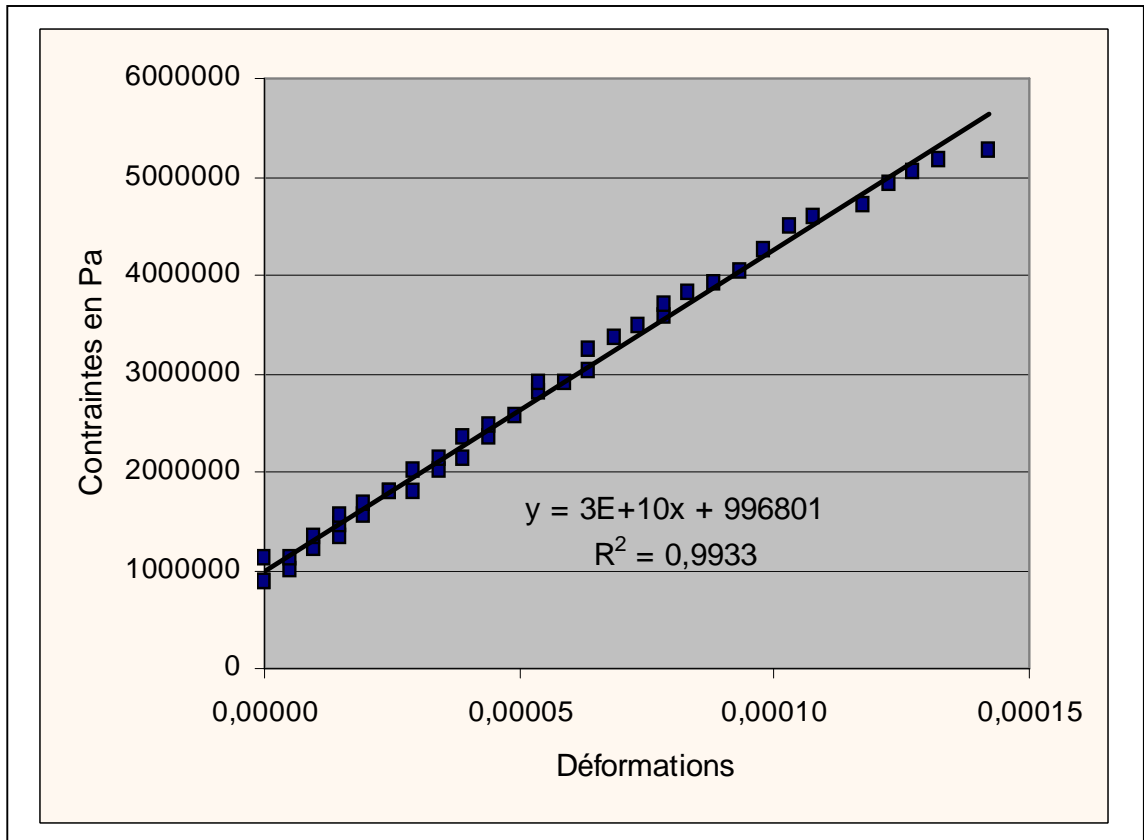


Figure 3.8: Représentations graphiques contrainte-déformation (Ech 6040).

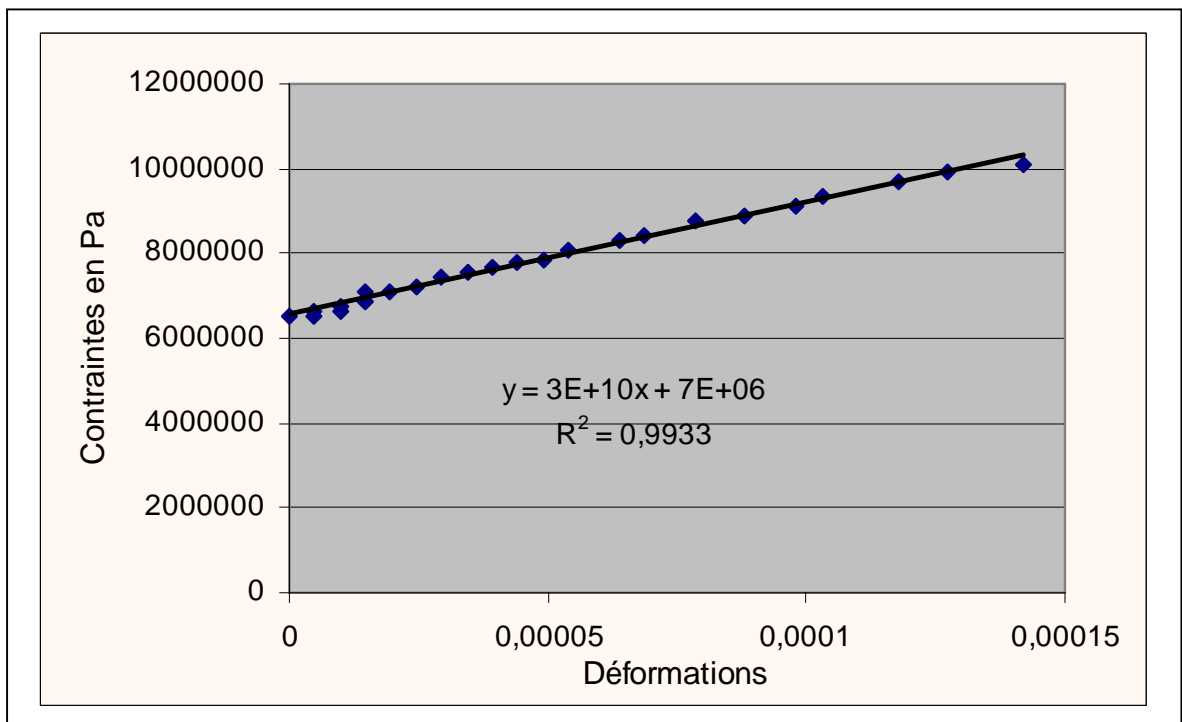
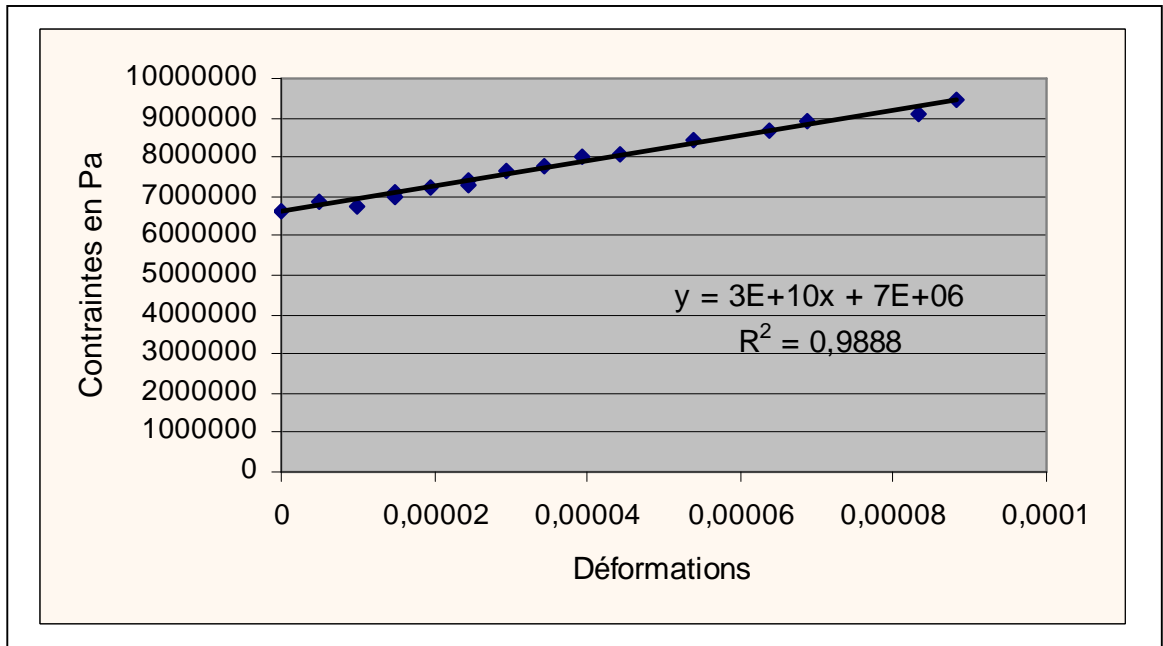


Figure 6.9: Représentations graphiques contrainte-déformation (Ech 7030).

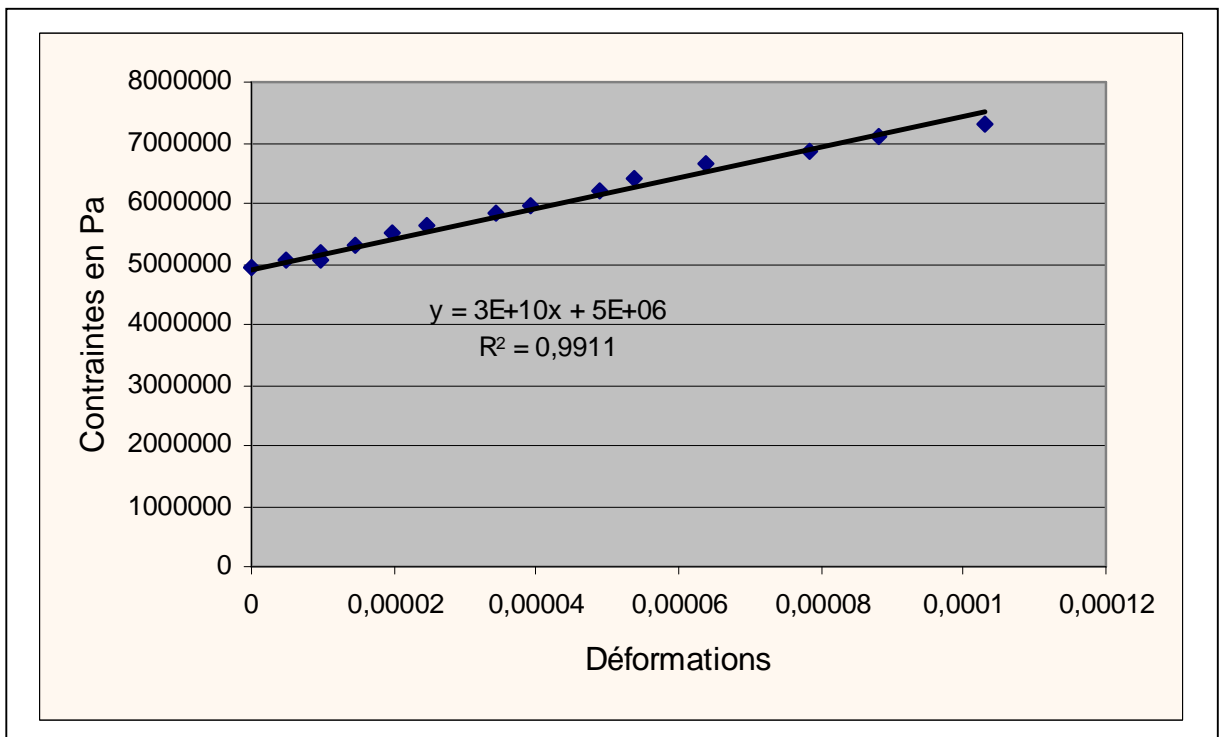
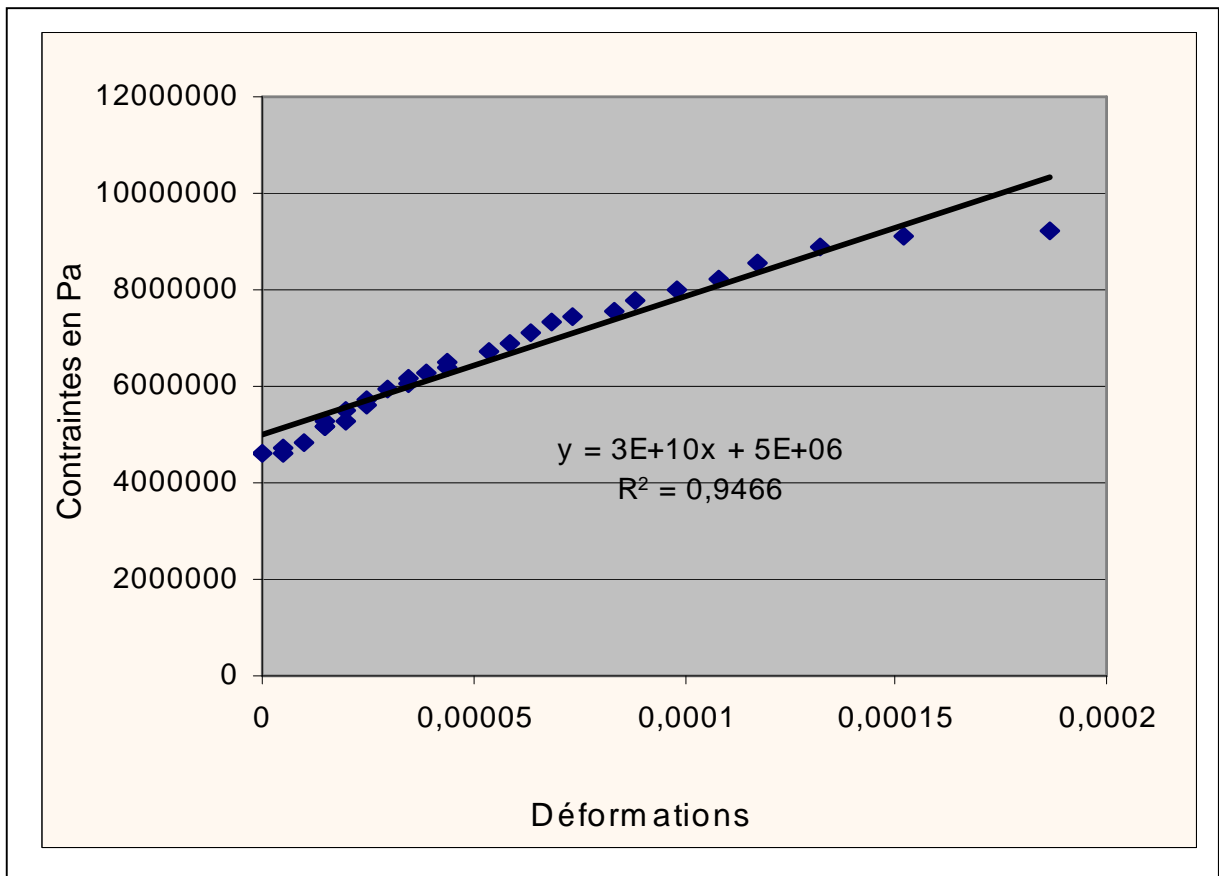


Figure 6.10: Représentations graphiques contrainte-déformation (Ech 8020).

Annexe:

D- Facteur géométrique α associé à une fissure

Facteur géométrique α associé à une fissure

Les diagrammes suivants indiquent la valeur du facteur géométrique associé à une fissure et permettant de calculer la valeur du facteur d'intensité de contrainte K selon les normes ASTM.

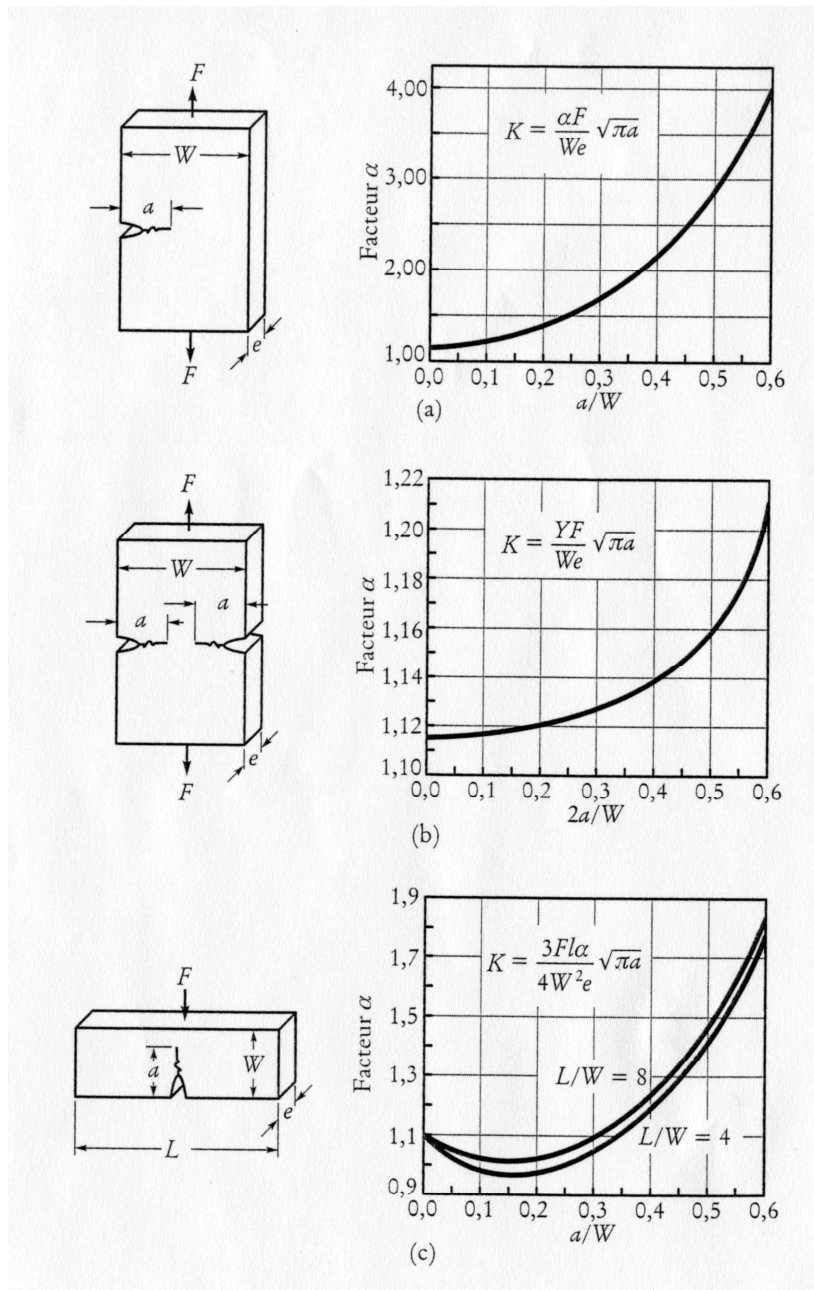


Figure 7.2.1.1: Variation entre α et la géométrie d'éprouvette [7].

Annexe:

E- Comportement des structures en flexions.

Variation des champs de déplacements en fonction de la nature de tuile et du type de flexion

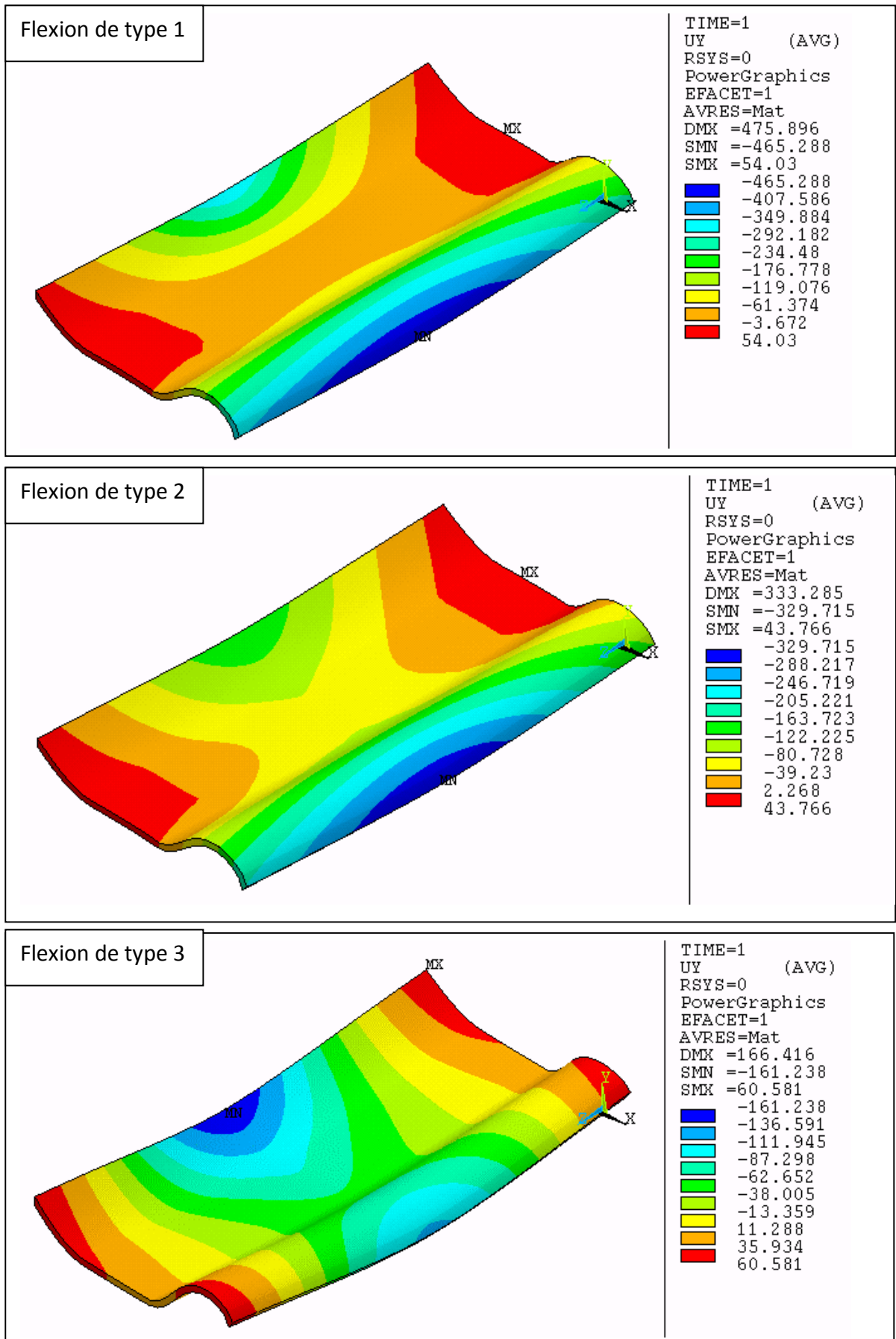


Figure 8.10: Champs de déplacements d'une Romane pour les trois types de flexion

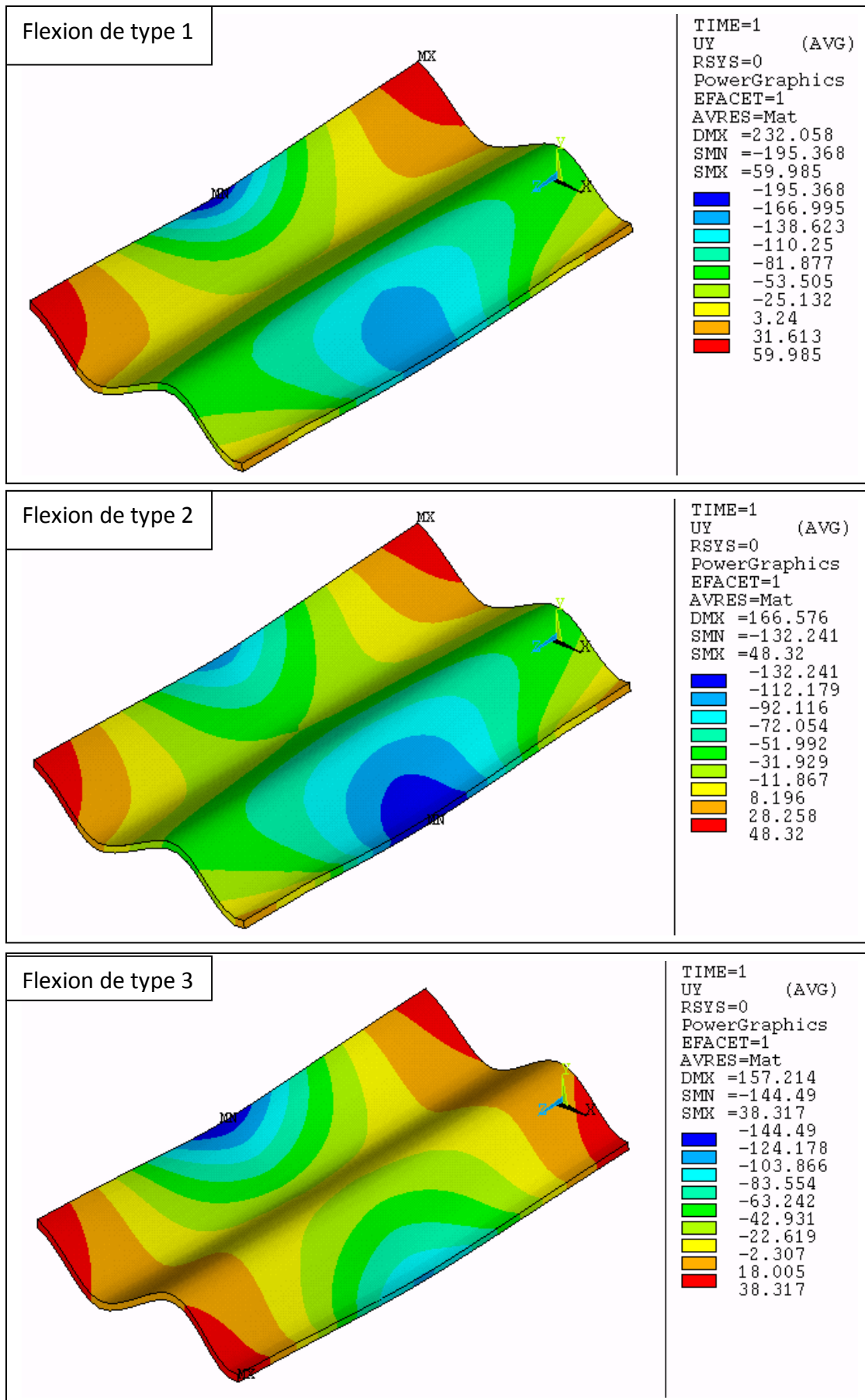


Figure 8.11: Champs de déplacement d'une Flamande pour les trois types de flexion

Variation des champs de contraintes en fonction de la nature de tuile et du type de flexion

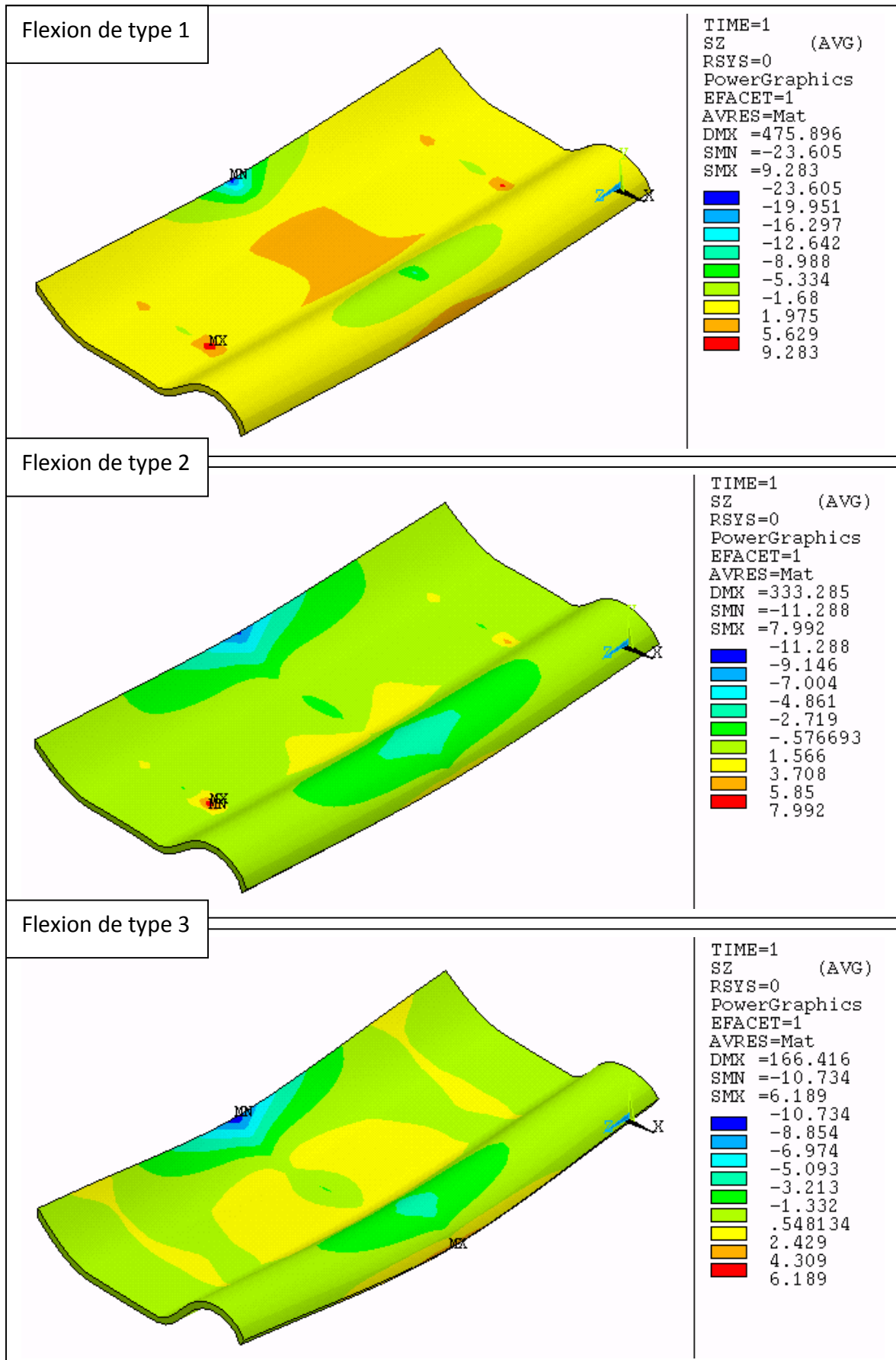


Figure 8.12: Champs de contraintes d'une Romane pour les trois types de flexion

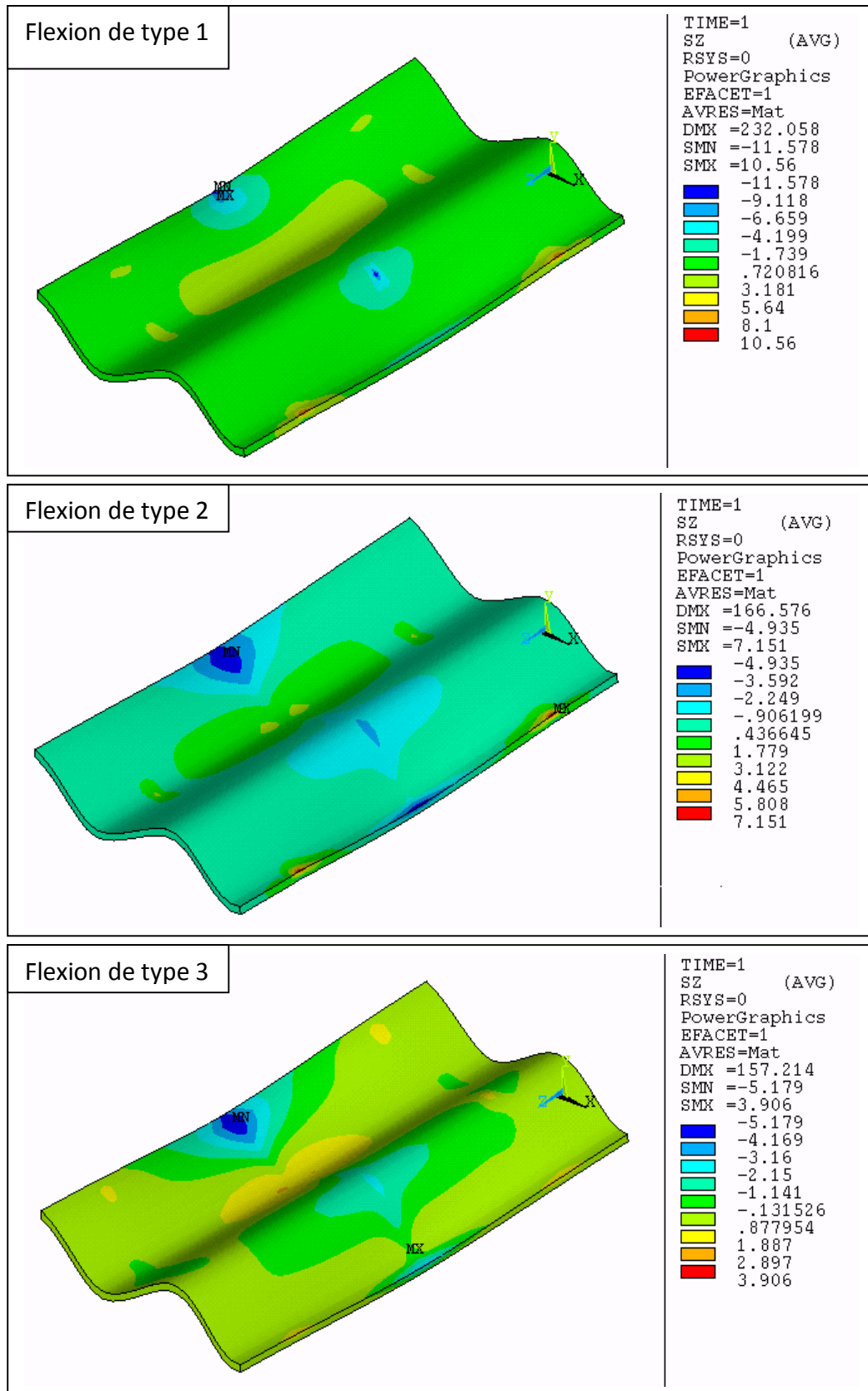


Figure 8.13: Champs de contraintes d'une flamande pour les types de contraintes