

République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la recherche scientifique
Université Mentouri, Constantine
Faculté des Sciences de l'Ingénieur
Département de Génie Civil

N° d'ordre : 112/T.E/2010

N° Série : 03/G.C/2010

THESE

Présentée pour l'Obtention du diplôme de
Doctorat d'état En Génie Civil

Option : Mécanique des Structures

THEME :

Etude et analyse des bétons de fibres avec et sans
armatures conventionnelles sollicités à des taux de
charge (charge variant avec le temps) et soumis aux effets
de température .

Présentée par : MANI MOUSSA

Encadrée par : Professeur M.L SAMAI

Le 0.2/12/ 2010

Devant le Jury :

Président :	Mr H. HOUARI	Professeur Université Mentouri , Constantie
Rapporteur :	Mr M.L SAMAI	Professeur Université Mentouri, Constantie
Examineurs :	Mr ML.BENMALEK	Professeur Université du 8.05.1945, Guelma
	Mr A.GUETTALA	Professeur Université Mohamed Kheider, Biskra
	Mr S. FERKOUS	Maître de Conférence Université Mentouri, Constantine.

DEDICASE

*A La mémoire de ma Mère et de mon Père
A ma Femme et mes Enfants
A mes frères et Sœurs
A ma Belle-Fille et mon Petit Fils Zaki*

REMERCIEMENTS

Tous mes remerciements :

- *Au Professeur ML Samai et au Professeur Luc Lachance mes encadrateurs en Algérie et au Canada, qui m'ont toujours bien orienté.*
- *Au Professeur Michel Pigeon et au Dr Nemy Banthia au Canada qui m'ont bien aidé.*
- *Aux techniciens de Laboratoires des départements de Génie Civil de l'Université Laval, de l'Université de Sherbrooke, de l'Université du Québec à Montréal et de l'Université British Columbia à Vancouver au Canada et Spécialement aux techniciens de laboratoires Mr M. Begin, Mr M. Pouliot et Mr J. Parent pour leur aide et leur assistance dans mes expérimentations.*
- *Au Professeur H.Houari qui a toujours été disponible et serviable.*
- *Au Dr S.Ferkous qui n'a pas cessé de m'encourager à achever mon travail.*
- *Aux Professeur ML.Benmalek et Professeur A.Guetala qui ont accepté de faire partie de mon jury de thèse de doctorat.*
- *Et à tous les enseignants du Département de Génie Civil de l'Université Mentouri .*

Signé :

Moussa MANI

RESUME

Durant sa vie, une structure en service peut être soumise à différentes conditions environnementales et de chargement. En général, les propriétés déterminées par un ensemble de conditions, ne peuvent pas être utilisées pour déterminer le comportement du matériau sous un ensemble différent de conditions. C'est l'objet de nos investigations.

L'étude porte sur des éléments (matrices de ciment, cylindres et poutres) de béton ordinaire (B.O ; f'_c = environ 42 Mpa) et béton haute résistance (BHR ; f'_c = environ 82 Mpa avec fumée de silice). Elle porte aussi sur des mélanges de béton avec deux types de fibres, métalliques et polypropylènes et sur des poutres avec barres d'armatures.

- Elle présente en premier les résultats des tests micromécaniques et macro mécaniques sur des bétons renforcés de fibres à des températures +22°C et -50°C.

Les tests micromécaniques sont sous forme de tests d'arrachement avec fibre alignée dans la direction de la charge appliquée. Pour les tests macro mécaniques, des poutres en béton renforcé de fibres métalliques sont chargées en flexion à 4 points. En général, dans tous les types de béton, la résistance à -50°C, est supérieure à celle des bétons à +22°C. Des Indices de ténacité sont calculés selon la norme ASTM-C-1018-90 ; ceci a donné une ténacité à -50°C légèrement réduite pour les mélanges de béton ordinaire mais drastiquement réduite pour les mélanges de béton haute résistance.

- Elle présente ensuite les résultats des tests en flexion sur des poutres à différents taux de chargement (du quasi statique à dynamiques). Les taux élevés de chargement sont associés à une grande quantité d'énergie transférée à l'élément dans un laps de temps très court. La sensibilité du béton au taux de chargement ne permet pas l'utilisation de ses propriétés déterminées statiquement pour évaluer son comportement sous conditions dynamiques ; et c'est ainsi que des tests sous taux élevés de chargement sont requis.

Les tests à différents taux élevés de chargement sont générés par une masse en chute libre à différentes hauteurs d'une machine d'impact sollicitant à mi-portée un spécimen sous forme de poutre en flexion à trois points.

En général, il a été trouvé que le béton est un matériau très sensible au taux de chargement ; les pics de charge de flexion et les énergies de rupture sont plus élevés dans les conditions de chargements dynamiques que dans les conditions de chargements statiques. Les fibres, particulièrement métalliques, ont données une augmentation significative de la ductilité et de la résistance du composite sous taux élevés de chargement ; le béton haute résistance (avec de la fumée de silice), dans certaines

conditions de chargement, a donné lieu à un comportement plus fragile que le béton ordinaire ; la présence des renforcements, sous formes de fibres ou de barres continues, a donné une réduction de la vitesse de fissuration.

Deux modèles, l'un basé sur le principe de balance d'énergie et l'autre sur la solution de l'équation dynamique d'équilibre avec analyse d'intégration par pas de temps, sont proposés pour évaluer la réponse de la poutre soumise à une impulsion dynamique extérieure.

Mots clés : Matrice de ciment, béton renforcé de fibres, résistance à la flexion, basses températures, fibres métalliques, indices de ténacité, rupture, taux de chargement, Impact

ABSTRACT

During its service life, a structure may be subjected to various environmental and loading conditions. However, in general, the properties determined under one set of conditions may not be used to determine the behaviour of the material under a different set of conditions.

The present study presents some micromechanical and macro mechanical test data for steel fibre reinforced at normal (22°C) and at low (-50°C) temperatures. Micromechanical tests were conducted in the form of fibre pull-out tests with the fibre aligned in the direction of the applied pull-out load.

In the micromechanical tests, steel fibre reinforced concrete beams were loaded at four points (4-point loading). Two levels of matrix strength, normal and high, were investigated. Strengths in all cases were higher at -50°C than at 22°C. Toughness at -50°C, on the other hand, was marginally reduced for concrete with a normal strength matrix and drastically reduced for this with at high strength matrix.

It is well known that concrete is a loading rate sensitive material; therefore, its properties determined under conventional static loading cannot be used to predict the performance of concrete subjected to high loading rates. The problem of these high rates loadings are associated with large amounts of energy imparted to the structure in a very short period of time, and concrete is a brittle material. Since the load rate sensitivity of concrete prohibits the use of its statically determined properties in assessing its behaviour under dynamic conditions, high load rate tests are required.

The high rate loading are generated in the present study by a drop weight machine in different heights impacting a specimen with the form of beam in his mid span.

An instrumented drop weight machine was utilised. The instrumentation included strain gauges mounted in the striking end of the hammer, and also in one of the support anvils. In addition, three accelerometers were mounted along the length of the beam in order to obtain the beam response, and also to enable the inertial correction to the observed top load transited by the hammer.

Two different concrete mixes, normal strength with a compressive strength of 42 MPa, and high strength with a compressive strength of 82 Mpa, were tested. The effect of two types

of fibres steel, and polypropylene, in enhancing concrete properties was investigated. In addition, tests were also conducted on beams with conventional reinforcement.

In general, it was found that concrete is a very load rate material. The peaks bending loads and fracture energies were higher under dynamic conditions than under static conditions. Fibres particularly increase the ductility and the resistance to the composite to these high rates loading. High strength concrete made with micro silica, in certain circumstances, was found to behave in a far more brittle manner than normal strength concrete The presence of reinforcement, either in the form of fibres, or continuous bars was found to reduce the crack velocity.

A model based on a time step integration technique was proposed to evaluate the response of the beam subjected to a external impact pulse.

Keywords : Ciment matrix, Fiber reinforced concrete, flexural strenght, low temperatures, metal fibers, toughness indices, failure, impact.

ملخص

قد تتعرض المنشآت إلى مختلف العوامل التأثيرية المحيطة بنا و كذا التحميلات خلال الفترة الزمنية لاستغلالها. إلا انه و في العموم، فالخواص المحددة بمجموعة شروط لا يمكن استخدامها لتحديد سلوك المواد تحت مجموعة مختلفة من المقيدات.

من المعروف أن الحرارة لها تأثير مباشر على سلوك المواد عند التحميل. و إلى حد الساعة لا يزال البيتون المصنوع من الألياف المحمل تحت درجات حرارة معتدلة موضع اهتمام والدراسة، لأن سلوك هذه المادة لم يتم الإلمام بها كلية.

أما البيتون المصنوع من الألياف المحمل بدرجات حرارة منخفضة هو أقل تعريفا من الأول، هذا ما يبرر موضوع الدراسة الحالية التي ستسمح و بدون شك ، بمساهمة ولو ضئيلة في توضيح رؤية المعارف.

تقدم هذه الدراسة بعض معطيات تجارب الميكرو ميكانيكية و الماكرو ميكانيكية التي تمت على عينات من البيتون ، هذه التجارب الميكرو ميكانيكية كانت 50°C - و منخفضة 22°C المدعم بالألياف تحت درجات حرارة معتدلة على شكل تجارب اقتلاع بألياف مصفوفة على اتجاه قوة الاقتلاع المطبقة.

بالنسبة للتجارب الماكرو ميكانيكية، فتمت على رافدات من البيتون المدعم بألياف محملة على أربع نقاط تعمل في حالة الانحناء. تمت التجارب على نوعان من المقاومة ، حول البيتون العادي و البيتون ذات مقاومة عالية . (هي في كل الحالات أكبر من مقاومة العينات التي تمت عليها 50°C - إن مقاومة البيتون تحت درجات منخفضة) . مؤشرات التصلب تم حسابها بالسنة للخليطين من البيتون المدعم بألياف حسب 22°C التجارب تحت حرارة . كان أقل نسبيا عند تركيب 50°C - ، النتيجة المحصل عليها هي أن التصلب في ASTM C 1018-90 معيار البيتون العادي و لكن ولكن أقل بكثير في تركيب البيتون ذات مقاومة كبيرة .

الأمر المعروف أن البيتون هو مادة حساسة مع تغيرات التحميل و بالتالي الخواص المحددة في التحميلات استاتيكية لا نستطيع استعمالها للتنبؤ لنتائج قياسية بالنسبة للتحميلات المرتفعة. الإشكال أن هذه التحميلات بنسب عالية من التشوهات لها ارتباط مع كمية كبيرة من الطاقة التي منحت إلى المنشأ في فترة زمنية وجيزة جدا.

زيادة على ذلك ، البيتون هو مادة هشة حيث أن الحساسية لنسبة تحتمل البيتون لا تسمح باستعمال خواصه المحددة استاتيكية إذا قدرنا سلوكه تحت الشروط الديناميكية و بالتالي التجارب تحت التأثيرات المرتفعة من التحميل هي مستوفية .

تتجلى التجارب بنسب التحميل المرتفعة في هذه الدراسة بكتلة في تساقط حر على مختلف الارتفاعات متصادم مع عينة على شكل عتبة تعمل في الانحناء على 03 نقاط مركزة في نصف الباع. الارتفاعات المختلفة للسقوط الحر للكتلة تسمح بتغيرات لسرعة التحميل أي نسبة التحميل. ملصقة على رأس المطرقة و أيضا الدعائم. إضافة jauges de déformationالأجهزة المرفقة تحتوي على تم تركيبهما على امتداد العتبة حتى تتحصل على رد العتبة و السماح trois accéléromètres إلى ذلك بإجراء التصحيحات على عطالة التحميل المشاهد الذي يصل عن طريق المطرقة.

تمت هذه التجربة على نوعان من البيتون بمقادير مختلفة، البيتون العادي بمقاومة وسطي عند الإنضغاط تقدر ب 42 MPA و بيتون ذات مقاومة مرتفعة بمقاومة إنضغاط تقدر ب 82MPA.

الأثر الملاحظ على خليط البيتون الذي تمت التجربة عليه كان باستعمال نوعان من الألياف، الحديدية منها بمعامل بمعامل مرونة منخفضة polypropylène. مرونة مرتفع و إضافة إلى ذلك تم إجراء تجارب على العتبات المسلحة بالقضبان الحديدية المعتاد استعمالها (وكانت ارتفاعات سقوط المطرقة متغيرة ما بين 0.15 م إلى 2.3 Barres lisses et Haute adhérence) م . تمت تجارب بطريقة استاتيكية على عينات متشابهة من أجل المقارنة المباشرة مع النتائج الديناميكية.

و في العموم قد تم الوصول إلى أن مادة البيتون تتأثر بفاعلية كبيرة مع تغيرات التحميل. القيم القصوى عند الانحناء و طاقة الإنهيار كانت أكثر ذروة عند العمل بالشروط الديناميكية مقارنة مع استاتيكية منها.

تركيب هذا المزيج وخاصة بالألياف الحديدية أعطى تزايد ملحوظ في اللدونة و المقاومة مع نسب التحميل المرتفع. أعطى في بعض الحالات سلوك أكثر هشاشة من fumée de silice البيتون ذات المقاومة الكبرى المصنوع من fumée de silice البيتون العادي (بدون).

وجود التدعيم على شكل ألياف أو قضبان مستمرة أعطى انخفاض في سرعة التشقق. تم اقتراح نموذج يرتكز على تقنية التكامل على مدى زمن لتقييم رد فعل عتبة المؤثرة باصطدام مع دفع خارجي . هذا النموذج باستطاعته التنبؤ على سلوك الغير خطي الملاحظ تجريبيا تحت تأثير تحميل الاصطدام ، و أيضا السلوك الهش المتزايد للبيتون ذات المقاومة المرتفعة . لكن هذا النموذج يبقى في مجال غير مطلق عند الاستعمال.

SOMMAIRE

Dédicace.....	i
Remerciements.....	ii
Résumé.....	iii
Table des Matières.....	ix
Liste des Figures.....	xiii
Liste des tableaux.....	xvii
Liste des Notations et Abréviations	xix

TABLE DES MATIERES

	Page
1. INTRODUCTION GENERALE	
1.1 Généralités	24
1.2 Problématique.....	26
1.2.1 Bétons en chargement soumis aux basses températures	
1.2.2 Bétons soumis aux taux élevés de chargement.....	
1.3 Objectifs de la thèse.....	27
1.4 Introduction au travail expérimental.....	28
1.5 Structuration de la thèse.....	30
2. REVUE BIBLIOGRAPHIQUE	
2.1 Introduction.....	32
2.2 Les tests aux basses températures.....	33
2.3 Les tests à taux élevés de chargement.....	34
2.4 Les tests à taux variable de chargement sur le béton ordinaire.....	38
2.5 Les tests à taux variable de chargement sur le béton à fibres.....	41
2.6 Développement de fissures dans la pâte de ciment sous taux élevé de charge.....	43
3. PRESENTATION DU TRAVAIL EXPERIMENTAL	
3.1 Introduction.....	45
3.2 Préparation des spécimens.....	47
3.2.1 Mélanges de pâte de ciment.....	49
3.2.2 Poutres en béton ordinaire.....	49
3.2.3 Poutres en béton haute résistance.....	50
3.2.4 Poutres en béton de fibres.....	50
3.2.5 Poutres en béton armé.....	50
3.2.6 Poutres avec entailles.....	51
3.3 Programme expérimental.....	52
3.3.1 Programme statique.....	52
i. Tests de flexion sur les poutres.....	
ii. Tests de traction.....	
iii. Tests de rigidité sur le tampon en caoutchouc.....	
iv. Résistance compression déterminée sur les morceaux cassés de poutres.....	32
3.3.2 Programme des taux élevés de charge.....	54
i. La machine de test d'Impact.....	
ii. Calibration.....	
iii. Analyse des résultats de tests.....	
iv. Les réactions des supports.....	

	Page
4. ANALYSE DE MODELES.	
4.1 Introduction.....	78
4.2 Modèle A – Evaluation de la réponse de la poutre à une impulsion ext d’impact : Principe de la balance d’énergie.....	79
4.2.1 Hypothèses.....	80
4.2.2 Notation.....	80
4.2.3 Evaluation de l’énergie cinétique.....	81
4.2.4 Evaluation de l’énergie de flexion.....	82
4.2.5 L’énergie totale.....	82
4.2.6 Technique de différences finies.....	83
4.2.7 Résultats.....	84
4.3 Modèle B – Evaluation de la réponse de la poutre à une impulsion exte d’impact : solution de l’équation dynamique d’équilibre utilisant le pas temps.....	86
4.3.1 La loi constitutive du béton.....	87
4.3.2 Analyse par pas de temps et résultats.....	88
5. ANALYSES DES RESULTATS DE TESTS:CORRECTIFS A APPORTER	
5.1 La force d’inertie dans les tests instrumentés	
5.1.1 Introduction.....	91
5.1.2 Nature de la force d’inertie.....	92
5.1.3 Observations expérimentales.....	93
5.1.4 L’utilisation de tampon en caoutchouc.....	96
5.1.5 Instrumentation des supports.....	101
5.2 Balance d’Energie dans les tests instrumentés sous taux élevés de chargement.	
5.2.1 Introduction.....	102
5.2.2 Balance d’énergie au pic de charge.....	103
5.2.3 Balance d’énergie juste après la rupture.....	108
5.2.4 Les pertes d’énergies de machine.....	108
6. PRESENTATION ET ANALYSE DES RESULTATS	
6.1 Béton de fibres exposé aux basses	
6.1.1 Introduction.....	112
6.1.2 Tests d’arrachement de fibres.....	114
6.1.3 Tests de flexion des poutres en béton de fibres métalliques.	
i. Résistance à la flexion.....	117
ii. Ténacité en Flexion	118
6.2 Béton sous taux élevés de chargement	
6.2.1 Introduction.....	120

	Page	
6.2.2	Comparaison du comportement aux taux élevés de charge d poutres en béton et des poutres en pâte de ciment.....	121
6.2.3	Effets du taux du taux de charge sur les poutres en béton ordinaire.....	123
6.2.4	Effets du taux de charges sur les poutres en béton haute résistance.....	129
6.2.5	Comparaison entre le béton ordinaire et le béton haute résistance.....	132
6.2.6	Effets du moment d’Inertie.....	135
6.3	Poutres avec entailles sous taux élevé de chargement	
6.3.1	Introduction.....	136
6.3.2	Poutres avec entailles en béton ordinaire avec et sans fibres sous taux élevés de charge.....	137
6.4	Les bétons de fibres sous taux élevés de chargement.	
6.4.1	Introduction.....	143
6.4.2	Béton ordinaire avec fibres métalliques sous taux de charge variable.....	145
6.4.3	Béton ordinaire avec fibres en polypropylène sous taux de charge variable.....	148
6.4.4	Comparaison entre le béton ordinaire avec fibres métallique et fibres en polypropylène.....	152
6.4.5	Effet de variation du taux de chargements dans le domaine dynamique sur la performance du béton ordinaire avec fibre métalliques.....	153
6.4.6	Béton haute résistance avec fibres métalliques sous taux de charges variable.....	156
6.4.7	Béton haute résistance avec fibres en polypropylène sous ta de charges variable.....	139
6.4.8	Comparaison entre le béton ordinaire avec fibres et le béton haute résistance avec fibres.....	160
6.5	Le béton armé sous taux élevés de chargement.	
6.5.1	Introduction.....	162
6.5.2	Le béton ordinaire armé de barres HA sous taux de charge variable.....	163
6.5.3	L’utilisation de barres lisses.....	170
6.5.4	L’utilisation d’Etriers.....	174
6.5.5	Le béton haute résistance armé de barres HA sous taux de charges variable et sa comparaison avec le béton ordinaire.....	176
6.6	Le béton de fibres sous taux élevés de chargement.	
6.6.1	Introduction.....	182
6.6.2	Béton armé ordinaire avec fibres en polypropylène sous tau de charges variable.....	182
6.6.3	Béton armé haute résistance avec fibres en polypropylène sous taux de charges variable.....	184

	Page
6.6.4 Comparaison Béton armé ordinaire avec fibres en polypropylène.....	186
6.6.5 Poutres pré endommagées.....	188

7. CONCLUSIONS ET PERSPECTIVES

7.1 Conclusions.....	190
7.2 Perspectives.....	197

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES.....	199
ANNEXES	

ANNEXE A - EVALUATION DE LA REPONSE DE LA POUTRE : POUTRE MODELISE COMME UN SYSTEME A UN SEUL DEGRE DE LIBERTE.....	205
ANNEXE B - EVALUATION DE LA REPONSE DE LA POUTRE MODELEE COMME SYSTEME A PLUSIEURS DEGRE DE LIBERTE.....	208
ANNEXE C - ANALYSE PAR PAS DE TEMPS.....	211

LISTE DES FIGURES

Page

1.1	Courbes Charge Déflexion pour le béton avec et sans fibres métalliques en Flexure.....	24
1.2	Schéma de propagation de Fissure.....	25
2.1.	Trois différentes façons pour déterminer 'n'.....	41
2.2.	(a) L'énergie absorbée et (b) la vitesse de fissuration quand la fissure se propage dans la pâte de ciment durcie.....	44
3.1	Dimensions des spécimens d'arrachement.....	49
3.2	Chambre environnementale pour de Tests à -50°C.....	53
3.3	Chambre environnementale de refroidissement pour les tests d'arrachement de fibres.....	54
3.4	Les dimensions de la machine et du marteau.....	56
3.5	Disposition de l'appareillage de test d'impact.....	57
3.6	Déclenchement du système d'acquisitions de données.....	58
3.7	Le schéma du circuit du marteau.....	58
3.8	Les réactions du support de spécimen.....	59
3.9	Le schéma du circuit du support.....	59
3.10	La calibration du support et de la tête du marteau.....	61
3.11	La calibration de l'accélération du marteau.....	62
3.12	Les types de sorties des 5 canaux d'instrumentation.....	
3.13	(a) Positions des accéléromètres, (b) distribution des accélérations, (c) la force d'inertie généralisée.....	64
3.14	La distribution des accélérations pour les poutres en béton simple.....	67
3.15	La distribution des accélérations pour les poutres en béton armé.....	70
3.16	(a) distribution linéaire des accélérations, (b) distribution sinusoïdale des accélérations.....	71
3.17	(a) chargement dynamique sur les poutres, (b) chargement statique équivalent....	72
3.18	Algorithme d'analyse.....	74
3.19	Comparaison entre la force de réaction observée et la force de réaction évaluée.	75
3.20	Vérification de la validité de la technique utilisée pour le calcul de l'inertie.....	77
3.21	La réaction horizontale des supports.....	77
4.1	Les déplacements de la poutre.....	81

	Page
4.2 La technique de différences finies.....	83
4.3 Prédications d'énergie utilisant le modèle A.....	85
4.4 Prédications du modèle A / résultats expérimentaux.....	86
4.5 Prédications du modèle B pour le béton ordinaire.....	89
4.6 Prédications du modèle B pour le béton haute résistance.....	90
4.7 Energie de flexion au pic de charge (Modèle B).....	90
5.1 Représentation de l'origine de la force d'Inertie.....	91
5.2 La période des oscillations	92
5.3 La charge du marteau et la force d'inertie pour le béton ordinaire.....	95
5.4 La charge du marteau et la force d'inertie pour (a) le béton ordinaire, (b) le béton armé.....	95
5.5 Effets de la hauteur de chute sur (a)la charge du marteau, (b) la force d'inertie....	96
5.6 Effet du tampon en caoutchouc sur les poutres en béton ordinaire.....	99
5.7 Effet du tampon en caoutchouc sur les poutres en béton armé.....	100
5.8 Courbe type charge du marteau / temps.....	101
5.9 Composants de l'énergie de flexion.....	103
5.10 Balance d'énergie au pic de charge.....	106
5.11 Composants de l'énergie de flexion pour le béton ordinaire et le béton haute résistance.....	106
5.12 Balance d'énergie juste après la rupture.....	109
5.13 Les pertes dans la machine.....	110
6.1 Schéma des Tests.....	112
6.2 Calcul des Indices de Ténacité.....	113
6.3 Max des charges d'arrachement.....	115
6.4 Energies Totales d'Arrachement.....	115
6.5 Courbe type D'arrachement de Fibre Pour Matrice de Pâte de Ciment.....	116
6.6 Courbe type D'arrachement de Fibre Pour Matrice de Pâte de Ciment avec Fumée de Silice.....	116
6.7 Résistance à la flexion des Différents mélanges à 20°C et -50°C.....	117
6.8 Courbes Charge/Déflexion pour poutres en béton ordinaire et Haute résistance avec fibres à différentes températures et calcul des Indices de ténacité.....	119
6.9 Le comportement de la pâte de ciment et du béton aux taux élevés de charge..	123
6.10 Le comportement de la pâte de ciment et du béton aux taux élevés de charge jusqu'au pic de charge.....	124

	Page
6.11 Les courbes charges déflexions pour le béton ordinaire.....	126
6.12 Détermination du paramètre « n »	128
6.13 Détermination du paramètre « n » pour le béton ordinaire.....	130
6.14 Mélange avec et sans fumée de silice.....	130
6.15 Détermination du paramètre « n » pour le béton haute résistance.....	132
6.16 Comparaison entre le béton ordinaire et le béton haute résistance.....	134
6.17 La profondeur de la zone de micro fissuration autour de la fissure.....	135
6.18 La sensibilité du taux de contraintes du béton haute résistance.....	136
6.19 Effet de la hauteur de chute du marteau sur la charge de flexion.....	140
6.20 Effet de la hauteur de chute du marteau sur les énergies.....	143
6.21 Effet de la hauteur de chute du marteau sur les la ténacité à la rupture.....	145
6.22 Le comportement statique du béton ordinaire avec et sans fibres métalliques.....	148
6.23 Le comportement dynamique du béton ordinaire avec et sans fibres métalliques..	148
6.24 Le comportement statique e dynamique du béton ordinaire avec fibres métalliques.....	149
6.25 Le comportement statique du béton ordinaire avec et sans fibres en polypropylène.....	151
6.26 Le comportement dynamique du béton ordinaire avec fibres en polypropylène..	152
6.27 Le comportement statique et dynamique du béton ordinaire avec fibres en polypropylène.....	153
6.28 Le comportement du béton avec fibres métalliques (a), (b), (c).....	156
6.29 Le comportement statique du béton HR avec et sans fibres métalliques.....	159
6.30 Le comportement dynamique du béton ordinaire avec et sans fibres métalliques.....	160
6.31 Le comportement statique et dynamique du béton HR avec et sans fibres métalliques.....	160
6.32 Le comportement statique du béton HR avec et sans fibres en polypropylène....	161
6.33 Le comportement dynamique du béton HR avec et sans fibres en polypropylène..	162
6.34 Le comportement statique et dynamique du béton HR avec fibres en polypropylène.....	163
6.35 Effet du taux de charge sur le béton armé ordinaire.....	168
6.36 Effet de la hauteur de chute du marteau sur (a)li pic de charge de flexion, (b) l'énergie de rupture du béton armé ordinaire.....	169

	Page
6.37 Energie, à différentes déflexions de la flèche, absorbée par le béton armé ordinaire avec barres HA.....	170
6.38 Section de poutre.....	170
6.39 Moment de résistance limite théorique et observé.....	172
6.40 Effet de la hauteur de chute du marteau sur (a)le pic de charge de flexion, (b) l'énergie de rupture du béton armé ordinaire avec armatures lisses.....	172
6.41 Energie, à différentes déflexions de la flèche, absorbée par le béton armé ordinaire avec barres lisses.....	172
6.42 Comparaison des poutres avec armatures HA et armatures lisses.....	178
6.43 Comparaison des poutres avec et sans armatures transversales.....	179
6.44 Les courbes charge/déflexion pour le béton armé HR.....	181
6.45 Comparaison entre les poutres en béton armé ordinaire et béton armé HR.....	183
6.46 Courbe charge du marteau / temps et vitesse / temps pour le béton armé HR avec hauteur de chute du marteau de 0.5m.....	184
6.47 Courbe charge du marteau/temps et vitesse /temps pour le béton armé HR avec hauteur de chute du marteau de 1.5m.....	184
6.48 Courbe charge du marteau/temps et vitesse /temps pour le béton armé ordinaire : hauteur de chute du marteau de 0.5m.....	184
6.49 Courbe charge du marteau/temps et vitesse /temps pour le béton armé ordinaire avec hauteur de chute du marteau de 1.5m.....	184
6.50 Comparaison entre le béton armé ordinaire et béton armé HR.....	185
6.51 Effet de l'ajout de fibres en polypropylène dans le béton armé ordinaire.....	188
5.52 Effet de l'ajout de fibres en polypropylène dans le béton armé HR.....	190
6.53 Comparaison entre l'effet du béton armé ordinaire avec fibres en polypropylène et béton armé HR avec fibres en polypropylène.....	192
A-1 Modèle à un degré de liberté.....	205
A-2 Détermination de masse généralisée.....	207
B-1 Modèle à plusieurs degrés de liberté.....	208
C-1 Modèle à un degré de liberté pour évaluer la réponse de la poutre utilisant l'analyse à pas de temps.....	212

LISTE DES TABLEAUX

Page

3.1	Types de spécimens.....	51
4.1	Propriétés de poutre pour l'application du modèle A	84
4.2	Les constantes dans la loi constitutive obtenue expérimentalement proposée pour le béton.....	88
5.1	Effet du tampon en caoutchouc sur les poutres en béton ordinaire.....	97
5.2	Effet du tampon en caoutchouc sur les poutres en béton armé.....	98
5.3	Balance d'énergie au pic de charge pour le béton ordinaire.....	107
5.4	Balance d'énergie au pic de charge pour le béton HR.....	105
5.5	Balance d'énergie juste après la rupture pour le béton ordinaire.....	109
5.6	Balance d'énergie juste après la rupture pour le béton HR.....	110
6.1	Charge Max d'Arrachement et Energie Totale d'Arrachement pour Matrices sans fum de Silice à 22°C et -50°C.....	114
6.2	Charge Max d'Arrachement et Energie Totale d'Arrachement pour Matrices avec fum de Silice à 22°C et -50°C.....	114
6.3	Pics de Charge et Energie Totale de Rupture pour les Poutres en Béton ordinaire à 22°C et à - 50°C.....	118
6.4	Pics de Charge et Energie Totale de Rupture pour les Poutres en Béton Haute Résistance à 22°C et à - 50°.....	118
6.5	Comparaison entre les propriétés dynamiques de la pâte de Ciment et Le Béton	122
6.6a	Comportement statique des poutres en béton ordinaire sans fibres.....	126
6.6b	Comportement dynamique des poutres en béton ordinaire sans fibres.....	126
6.7a	Comportement statique des poutres en béton HR.....	132
6.7b	Comportement dynamique des poutres en béton HR sans fibres.....	132
6.8a	Effet du moment d'inertie sur le comportement dynamique des poutres en béton sans fibres.....	137
6.8b	Effet du moment d'inertie sur le comportement dynamique des poutres en béton HR sans fibres.....	137
6.9	Comportement des poutres avec entailles en béton ordinaire sous chargement statique et dynamique.....	141
6.10	Comportement des poutres avec entailles en béton HR sous chargement statique et dynamique.....	141

6.11 Comportement des poutres avec entailles en béton ordinaire avec fibres en polypropylène sous chargement statique et dynamique.....	142
6.12 Le comportement statique du béton ordinaire avec et sans fibres métalliques.....	147
6.13 Le comportement dynamique du béton ordinaire avec et sans fibres métalliques.....	147
6.14 Effet du moment d'inertie du béton ordinaire avec fibres métalliques.....	150
6.15 Comportement statique du béton ordinaire avec et sans fibres en polypropylène.....	151
6.16 Le comportement dynamique du béton ordinaire avec fibres en polypropylène.....	151
6.17 Effet du moment d'inertie du béton ordinaire avec fibres en polypropylène.....	152
6.18 Le comportement dynamique du béton ordinaire avec et sans fibres métalliques.....	155
6.19 Le comportement statique du béton HR avec et sans fibres métalliques.....	159
6.20 Le comportement dynamique du béton HR avec et sans fibres métalliques.....	159
6.21 Effet du moment d'inertie du béton HR avec fibres métalliques.....	160
6.22 Le comportement statique du béton HR avec et sans fibres en polypropylène.....	161
6.23 Le comportement dynamique du béton HR avec et sans fibres en polypropylène.....	162
6.24 Effet du moment d'inertie du béton HR avec fibres en polypropylène.....	163
6.25a Comportement statique du béton ordinaire armé de barres d'armatures HA.....	166
6.25b Comportement dynamique du béton ordinaire ($e/c=0.4$) armé de barres d'armature HA.....	167
6.25c Comportement dynamique du béton ordinaire ($e/c=0.33$) armé de barres d'armature HA.....	167
6.26a Comportement statique du béton ordinaire armé de barres d'armatures lisses.....	174
6.26b Comportement dynamique du béton ordinaire armé de barres d'armatures lisses ($e/c=0.4$).....	174
6.26c Comportement dynamique du béton ordinaire armé de barres d'armatures lisses ($e/c=0.33$).....	175
6.27 Comportement statique et dynamique du béton ordinaire avec d'étriers.....	179
6.28 Comportement statique et dynamique du béton HR armé de barres HA.....	180
6.29 Comportement statique et dynamique du béton armé ordinaire avec fibres en polypropylène.....	187
6.30 Comportement statique et dynamique du béton armé HR avec fibres en polypropylène.....	189
6.31 Comportement statique et dynamique des poutres pré endommagées en béton armé avec et sans fibres en polypropylène.....	193

Liste des Notations et Abréviations

A : Aire de la section droite de la poutre

a : Longueur de la Fissure

a_h : Accélération du marteau

A_s : Aire de la section d'acier

b : Largeur de la poutre

D_1, D_2, D_3 : Les distances entre les accéléromètres

E_b : Energie de Flexion de la poutre

E_{ker} : Energie Cinétique Rotationnelle dans le Spécimen

E_m : Energie laissée à la Machine de test

E_s : Energie gagnée par le Spécimen

E_{wof} : Energie due au travail de rupture

f_{ud} : Résistance ultime en tension de l'acier sous chargement dynamique

f_{us} : Résistance ultime en tension de l'acier sous chargement statique

g : Accélération de la gravité de la terre

h : Hauteur de la poutre

K_I : Facteur d'Intensité de Contrainte

K_{IC} : Facteur Critique d'Intensité de Contrainte

l : Longueur de la portée de la poutre

m_h : Masse du marteau

$\dot{P}(t)$: Taux de chargement

P_b : La charge de flexion généralisée du spécimen

P_i : La force d'inertie généralisée

P_t : La charge du marteau sur le spécimen

V_h : Vitesse du marteau

$u(x,t)$: Déflexion de la section à x distance et au temps t

$u'(x,t)$: Déformation angulaire (rotation) de la section à x distance de l'appui et au temps t

$u''(x,t)$: Dérivée de la rotation de la section par rapport à x distance de l'appui et au temps t

$\dot{u}(x,t)$: Vitesse à x distance de l'appui et au temps t

$\ddot{u}(x,t)$: Accélération à x distance de l'appui et au temps t

u_c : Déflexion au centre de la poutre

\dot{u}_c : Vitesse au centre de la poutre

\ddot{u}_c : Accélération au centre de la poutre

ΔE : Energie perdue par le Marteau

σ_f : Contrainte de rupture

$\dot{\sigma}$:Taux de contrainte

$\dot{\varepsilon}$:Taux de déformation

BHR : Béton haute résistance

BO : Béton Ordinaire

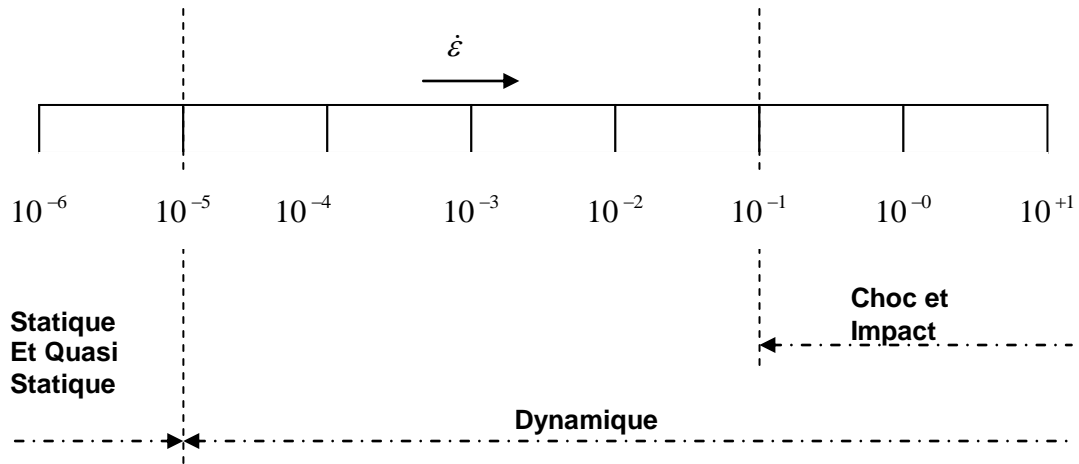


Figure 1.3 Plage des taux de déformations selon les sollicitations

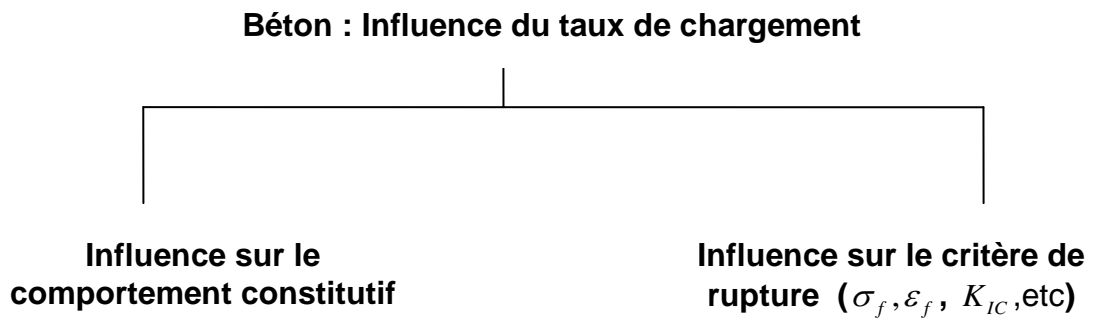


Figure 1.4 Influence du taux de chargement sur le comportement du béton

1- INTRODUCTION GENERALE

1.1- Généralités

L'ingénieur de structure est capable de prédire la nature, durée et magnitude du chargement sur une structure dans des conditions environnementales données. D'autre part, il est aussi capable de connaître les propriétés des matériaux qu'il utilise.

La fragilité du béton simple (ou la pâte de ciment), est bien connue ; sur une base comparative, en traction, le béton absorbe moins d'1/2000 de l'énergie à la rupture absorbée par l'acier doux. La basse résistance en tension des éléments en béton simple ou en pâte de ciment, mène très vite à la propagation instable des fissures surtout dans les cas de chargements ou de conditions environnementales défavorables.

Quand on incorpore des fibres dans la matrice de béton, Il y a deux avantages: le premier : étant donné que la résistance de ces composants est élevée, ces derniers résistent à des charges supplémentaires sans extension des dommages ; le second : comme le comportement du béton de fibres sous chargement est caractérisé par une large zone de déformation post élastique, ceci lui procure une certaine ductilité et ainsi la ruine est suffisamment avertit à l'avance.

La figure 1.1 montre la courbe type charges déflexions pour des bétons avec et sans fibres métalliques sollicités en flexion. Notez la prééminence de la zone post pic du mélange renforcé de fibres.

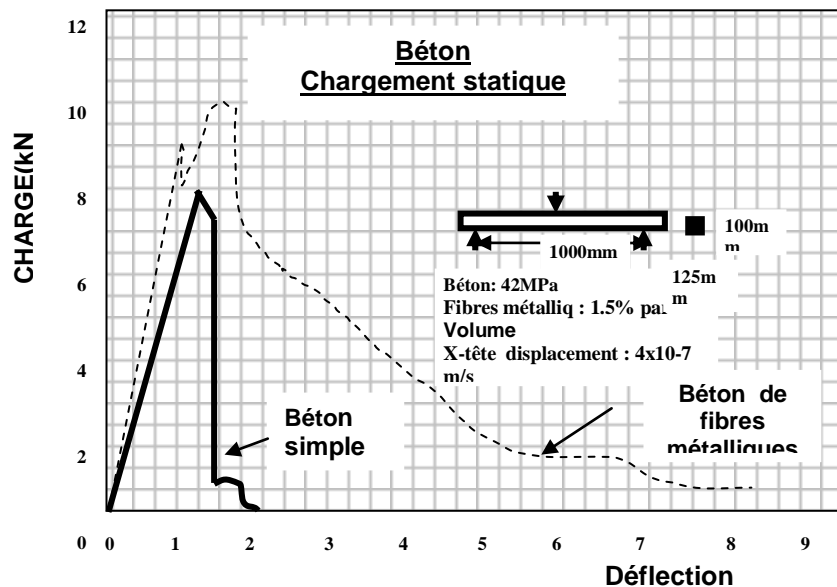
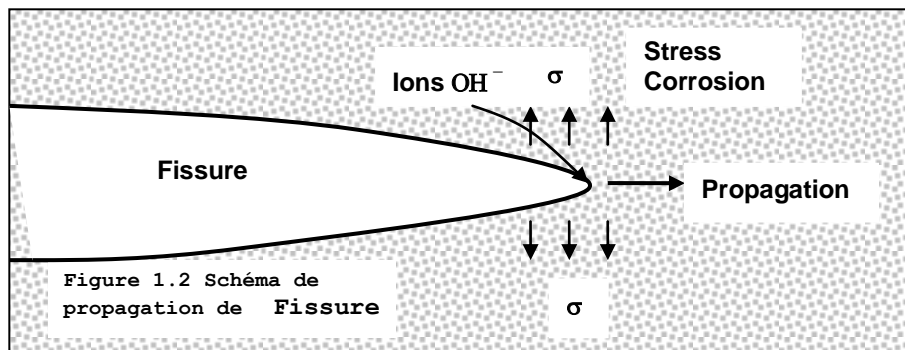


Fig 1.1 Courbes Charge Déflexion pour le béton avec et sans fibres métalliques en Flexion

Dans le cas de l'exposition du béton ou de la pâte de ciment aux basses températures: le transport d'eau (ions OH⁻) aux extrémités de la fissure est en partie responsable de la

propagation sous critique et critique de la fissure ; c'est ce qu'on appelle la corrosion sous contrainte « stress-corrosion » ; à basses températures le gel d'eau limite le transport d'ions OH^- nécessaires à la propagation de la fissure dans la matrice (Figure 1.2).



Les macro fissures dans le béton sont structurellement dangereuses et néfastes pour la durabilité. Quand le mélange est renforcé de fibre, une zone pseudo plastique est formée au bout de la fissure existante où un pont de contraintes de traction est formé empêchant la propagation instable de la fissure. Quand la fibre est correctement imbibée dans la matrice du mélange, l'arrachement de la fibre nécessite des quantités d'énergie substantielles résistant à la propagation de cette dernière. Le mélange renforcé de fibre est, par conséquent plus ductile que la matrice correspondante sans fibre, dépendant du type et du dosage de fibre.

Pour le cas des chargements, une structure peut être soumise à un certain nombre de types de ces chargements. Les chargements peuvent être divisées en deux catégories : les charges statiques ou quasi statiques et les charges qui varient avec le temps ; ceci fait référence en général aux charges statiques et charges dynamiques (Figure 1.3). La prédiction du comportement de la structure dans le cas des conditions statiques est généralement connue et ne pose aucun problème. Par contre dans le cas des charges dynamiques la prédiction précise du comportement de la structure n'est pas connue d'avance (Figure 1.4).

Le chargement dynamique peut être divisé en deux catégories : monocycle et multi cycle. Un exemple du chargement monocycle : une masse d'impact contre un élément de structure. Cependant, une structure soumise à un séisme est sollicitée à un chargement multi cycle. Le chargement dynamique monocycle dans un cours instant ou à taux très élevé de chargement est appelé Impact.

Il existe deux types de chargement à taux élevé ou d'impact : sur un simple point ou distribué. Une structure frappée par un missile peut être considérée comme un chargement à taux élevé sur un simple point d'impact, alors qu'une explosion peut être considérée

comme un chargement à taux élevé d'un impact distribué. Dans la présente recherche, seul le simple point de chargement d'impact est concerné.

1.2 Problématique

1.2.1 Béton en chargement soumis aux basses températures

Le béton et l'acier sont tous les deux des matériaux sensibles à la température. Par conséquent, les basses températures sont des facteurs majeurs influençant le mécanisme d'arrachement ou de rupture des fibres métalliques imbibées dans la matrice et de là le comportement mécanique du composite.

Au-dessous de 0°C, il existe une partie de l'eau qui est gelée dans les pores. Le reste de l'eau dans les pores coexiste avec la glace déjà formée. Puisque l'eau sur refroidie a une pression de vapeur plus élevée que la glace, l'équilibre ne peut pas être maintenu et l'eau de pore sur refroidie doit migrer vers les extrémités du spécimen. Cet état de fait (désorption) cause des pressions hydrauliques dans la matrice dont la dissipation dépendrait de la perméabilité matricielle. Pour des matrices avec de la fumée de silice, moins perméable que les matrices sans fumée de silice, cela signifierait plus de désorption et plus de dommage interne.

Les matériaux cimentaires exposés aux basses températures subissent donc des transformations chimiques et physiques qui peuvent changer la réponse de ces derniers sous chargement par rapport à leur réponse dans des conditions ordinaires.

L'acier également, exposé aux basses températures, subit des transformations dans ses caractéristiques chimiques et mécaniques.

La résistance n'est pas une propriété fondamentale; cela dépend comment elle a été mesurée. Les propriétés de béton ou la pâte de ciment dépendent, parmi entre autres, de la géométrie du spécimen, de la rigidité et le type de machine de test, du mode de chargement, du taux d'humidité, de la température de chargement. Dans cette partie d'étude, nous traitons l'effet de la température en chargement statique.

1.2.2 Bétons soumis aux taux élevés de chargement

Le problème des taux élevés de chargement (dans notre cas le simple point d'impact), c'est la difficulté d'évaluation de la charge exacte de sollicitation du spécimen en fonction du temps. Comme résultats, les valeurs des énergies sont généralement choisies comme variables de base. ; la résistance à ces taux élevés de chargement d'un matériau ou d'une structure peut être définie en terme d'énergie que le système est capable d'absorber jusqu'à sa rupture.

D'un autre coté, il a été remarqué que les matériaux sont sensibles au taux de chargement (Figure 1.4), ceci complique encore plus le problème. Le degré de sensibilité au taux de chargement dépend du système de chargement, du système de support et des facteurs environnementaux etc. Ceci requière une connaissance approfondie des propriétés des matériaux. Dans la plupart des matériaux de construction utilisés aujourd'hui, le comportement des bétons sous taux élevés de chargement est le moins connu ; son extrême fragilité en tension et son hétérogénéité lui procurent une faible résistance à ce genre de chargements. Pour ces raisons, il a été utilisé en conjonction avec des fibres ou des barres d'armatures conventionnelles en acier. La découverte des fibres malaxées dans le béton renforce sa résistance à ces taux élevés de chargement, comparé au béton sans fibres. La compréhension du composite nécessite la compréhension de chacun des éléments.

Le travail expérimental, spécialement avec la machine d'impact, a été mené par plusieurs chercheurs, mais ces tests d'instruments d'impact posent d'inhérents problèmes et le résultat peut être largement discutable. Les effets de la force d'inertie, l'énergie restituée et autres problèmes doivent être considérés. Le but essentiel de ce travail est de développer un test valide pour étudier le béton soumis à ces taux élevés de chargement. Plusieurs facteurs qui affectent la résistance du béton à ces taux de chargement et différentes techniques dans le but de renforcer la résistance de ce dernier, ont été utilisés.

1.3- Objectifs de la thèse

Le béton, avec sa composition hétérogène et son comportement non élastique se comporte différemment par rapport à d'autres matériaux tels que les métaux. Sa composition aléatoire de particules d'agrégats (fins et gros) liés par la pâte de ciment durcie, lui procure une hétérogénéité beaucoup plus grande que les métaux.

Les connaissances actuelles du comportement du béton exposé aux basses températures et sous taux élevés de chargement sont insuffisantes pour expliquer ses performances comme matériaux de structure. Sa sensibilité à ces genres d'expositions conduit à la non validité des connaissances acquises dans le domaine sans prendre en considération ces paramètres. Les résultats obtenus à des températures ordinaires d'exposition et des taux bas de chargement ne peuvent pas être utilisés pour prédire le comportement à de basses températures et à des taux élevés de chargement; ceci à cause de la règle d'extrapolation qui n'est pas acceptée. Pour cela des études spécifiques doivent être entamées.

Les tests à basses températures nécessitent un matériel adéquat pour subir les spécimens continuellement à ces températures. Pour cela une chambre environnementale avec toute

une instrumentation est utilisée pouvant recevoir les spécimens à tester ; les basses températures sont atteintes grâce à l'utilisation de l'Azote liquide dans la chambre ; les spécimens sont chargés à des bas taux de chargement. Des tests micromécaniques afin de comprendre le principe unitaire et macro mécaniques sont conduits.

Les tests à taux élevés de chargement nécessitent une machine capable de générer des taux élevés de contraintes, une méthode fiable d'acquisition des données et une technique valide d'analyse des résultats de tests. Ces tests seront réalisés sur une machine d'impact avec une masse en chute libre à des hauteurs différentes pouvant ainsi engendrer différents taux élevés de chargement ; celle-ci est décrite dans le chapitre 3. Les instruments de mesures de charge sont incorporés à la tête du marteau et à un des supports du spécimen. Trois accéléromètres montés le long de la poutre, sont utilisés pour nous donner la correction due à la force d'inertie de la poutre. Une analyse est développée pour évaluer cette force d'inertie à partir de la lecture des accéléromètres. Ceci nous donne les charges réelles de flexion et les énergies réelles de déformation générées, en utilisant les résultats de sortie de charges et d'accélération en fonction du temps.

La rupture est causée par la propagation instable des fissures. Sous chargement, des micro fissures dans le béton croissent et deviennent des macros fissures qui se propagent causant la séparation des parties de l'élément. Quand la propagation instable commence, le comportement de l'élément dépend surtout du mode propagation de fissures, de la vitesse de fissuration, des ramifications des fissures.

La présente étude consiste à développer une méthode de test valide pour analyser des poutres en béton sous ces chargements à taux élevés et évaluer la réponse des comportements des bétons simples, des bétons de fibres et des bétons avec armatures conventionnelles.

1.4 Introduction au travail expérimental

Le programme expérimental nécessite les tests d'environ 300 poutres en béton à différents mélanges.

Les différents types de mélanges à différentes conditions environnementales (températures et taux de chargement) testés sont :

+Tests Statiques

Traction : mélange de :

- Pâte de ciment sans fumée de Silice+1 fibre alignée/effort à 22°C et à -50°C
- Pâte de ciment+fumée de Silice +1 fibre alignée/effort à 22°C et à -50°C

Flexion en quatre points

- Poutres en béton ordinaire+ Fibre Métallique à 22°C et à -50°C
- Poutre en béton avec Fumée de Silice+Fibres Métalliques à 22°C et à -50°C

Flexion en trois points

- Poutres en béton ordinaire
- Poutres en béton haute résistance
- Poutres en béton ordinaire+Fibres
- Poutres en béton haute résistance
- Poutres en béton ordinaire+ barres d'armatures HA
- Poutres en béton haute résistance+ barres d'armatures HA
- Poutres en béton ordinaire+Fibres + barres d'armatures HA
- Poutres en béton haute résistance+Fibres+ barres d'armatures HA
- Poutres en béton ordinaire+barres d'armatures lisses
- Poutres en béton haute résistance+ barres d'armatures lisses
- Poutres en béton ordinaire+Fibres+ barres d'armatures lisses
- Poutres en béton haute résistance+Fibres+ barres d'armatures lisses

Tests Dynamiques : flexion en trois points

- Poutres en béton ordinaire
- Poutres en béton haute résistance
- Poutres en béton ordinaire+ Fibres
- Poutres en béton haute résistance+ Fibres
- Poutres en béton ordinaire+barres d'armatures HA
- Poutres en béton haute résistance+ barres d'armatures HA
- Poutres en béton ordinaire+Fibres+ barres d'armatures HA
- Poutres en béton haute résistance+Fibres+ barres d'armatures HA
- Poutres en béton ordinaire+barres d'armatures lisses
- Poutres en béton haute résistance+barres d'armatures lisses
- Poutres en béton ordinaire+Fibres+barres d'armatures lisses
- Poutres en béton haute résistance+Fibres+barres d'armatures lisses

Les tests à température ambiante sont réalisés à l'air libre alors que les tests à basses températures sont réalisés dans une chambre environnementale dans laquelle circule de l'azote liquide afin de permettre le refroidissement des spécimens.

Les bas taux de charge ou quasi-statique sont réalisés sur une machine conventionnelle. Les taux de charge élevés sont générés à différentes hauteurs de la masse en chute libre (marteau) de la machine d'impact. Ceci donne des vitesses de chargement allant de 4.2×10^{-7} m/sec (en statique) à 6.71 m/sec (à taux très élevés de chargement).

1.5 Structuration de la thèse

-Des simplifications sont possibles dans le traitement des données de charges dans le cas des taux élevés de chargement, si des suppositions sont faites en ce qui concerne la distribution des accéléromètres le long de la poutre. Dans le cas des taux élevés de chargement, la distribution des accélérations est étudiée pour le béton simple et le béton avec des barres d'armatures conventionnelles ; il est montré que de simples fonctions mathématiques peuvent être utilisées pour définir la distribution de l'accélération à travers le long de la poutre (chapitre 3).

-La prédiction analytique du comportement du béton sous taux élevés de contraintes requière un modèle et plusieurs hypothèses concernant ses comportements. Une loi constitutive pour le béton avec un taux de charge appliqué comme variable indépendante est proposée. Avec la loi proposée, le comportement de la poutre soumise à une impulsion est déterminé en utilisant un modèle à un simple degré de liberté. Une étude comparative entre les modèles théoriques (Modèle A et Modèle B) et expérimentaux du béton simple est réalisée (Chapitre 4).

-Un tampon en caoutchouc est utilisé entre le marteau et la poutre comme moyen pour réduire la force d'inertie ; avec des tampons convenables il est possible d'éliminer entièrement la force d'inertie, mais ceci, comme nous allons le voir, pose un problème (Chapitre 5 Paragraphe 1).

Le concept de balance d'énergie, qui puise ses bases dans la loi de conservation de l'énergie, a été examiné dans le cas des poutres en béton soumises à des taux élevés de chargement. Les énergies perdues par le marteau juste au début de l'impact et jusqu'à la charge maximale extérieure, sont comparées aux énergies emmagasinées par la poutre (Chapitre 5 ; Paragraphe 2).

-Le béton est un conglomérat dont la distribution des agrégats est aléatoire, liés entre eux par de la pâte de ciment durcie. Les propriétés globales du béton dépendent des propriétés de la pâte et son adhérence avec les agrégats. Pour cela en premier, nous étudions le

comportement de la pâte elle-même de ciment et la pâte de ciment avec une fibre alignée à l'effort de traction à des températures de +22°C et -50°C.

-La ténacité qui est un facteur très important pour évaluer la performance des mélanges cimentaires, a été étudiée et ceci à travers les Indices de ténacité calculés selon la norme ASTM C1018 -90 (Chapitre 6 Paragraphe 6.1).

-Le rôle de la fumée de silice est connu pour l'amélioration de la résistance du béton sous chargement statique, le béton haute résistance est aussi connu plus fragile que le béton ordinaire. Les effets de la résistance élevée sur les propriétés du béton soumis à un chargement statique à diverses températures (+22°C et -50°C) et à des taux variables de chargement, sont étudiés au chapitre 6.

-Le béton est un matériau fragile, par conséquent la résistance de l'élément de béton en tension ou en flexion, est déterminée par la dimension de l'imperfection ou du défaut présent. Les contraintes aux environs de la pointe de l'imperfection ou du défaut peuvent être exprimées en terme à l'aide de la mécanique de rupture ; cependant, la valeur critique de la ténacité à la rupture qui est le coefficient critique d'intensité de contrainte (K_{IC}) dépend de plusieurs choses selon le taux de charge qui est appliqué. La dépendance aux taux de contrainte de K_{IC} est étudiée pour les bétons simples et les bétons renforcés de fibres pour les poutres soumises aux chargements statique et dynamique. La croyance que les fibres ont la propriété de retarder la propagation de la rupture est aussi étudiée (chapitre 6 Paragraphe 3).

-L'utilisation des fibres dans le béton a prouvé l'augmentation de sa ductilité. Cette contribution des fibres dans le béton est une caractéristique très désirée surtout pour les situations de chargement à taux élevés, ou une grande quantité d'énergie est soudainement transférée à la structure, demandant une grande capacité d'absorption de cette énergie par ses éléments. Des poutres en béton de fibres métalliques et en polypropylène ont été soumises à ces chargements ; les valeurs de résistance et d'énergies de rupture ainsi obtenues sont comparées à celles obtenues sous chargement statique. La comparaison a été aussi faite pour les bétons sans fibre (chapitre 6 Paragraphe 4).

-La faible résistance en tension du béton a mené à l'utilisation d'une certaine quantité de fibres métalliques. Malgré les avantages des fibres dans le béton, celles-ci ne peuvent remplacer les barres d'armatures conventionnelles. Les barres d'armatures conventionnelles ont une performance meilleure que les fibres distribuées aléatoirement,

surtout, en terme de résistance et de ductilité, dans les situations de chargement statique. Cependant nous avons peu de connaissances sur la performance des bétons avec barres d'armatures conventionnelles sous taux élevés de chargement. Pour examiner cela, des poutres avec barres d'armatures conventionnelles ont été étudiées en faisant varier la hauteur de chute du marteau de la machine d'impact et leurs performances ont été comparées avec celles acquises en chargement statique. Des bétons à différents e/c avec barres d'armatures lisses et haute adhérence ont été testés et étudiés et comparés. (chapitre 6 Paragraphe 5)..

-Le confinement du béton a toujours montré une augmentation de sa ductilité sous l'effet d'un chargement statique. Les effets du confinement du béton sous taux élevés de chargement ont été étudiés, et ceci en utilisant des étriers (chapitre 6 Paragraphe 5).

L'effet d'ajout simultané de barres d'armatures conventionnelles et de fibres dans le béton ordinaire et le béton haute résistance a été également étudié. (Chapitre 6 Paragraphe 6).

Les principales conclusions et perspectives de l'étude menée, sont indiquées dans le chapitre 7.

2- REVUE BIBLIOGRAPHIQUE

2.1 Introduction

La possibilité qu'une structure soit soumise à des conditions environnementales et de chargements pas ordinaires, peut exister. Une structure en entier ou une partie de structure peut être appelée à être exposée de très basses températures ou à recevoir une grande quantité d'énergie par une application soudaine d'un chargement. Pour étudier une structure sous ces conditions extrêmes, nous devons être capables d'évaluer la résistance et la capacité d'absorption de l'énergie pour chacun des composants de la structure et de la structure entière. Par exemple pour évaluer l'énergie d'absorption lors d'un chargement à basses températures ou d'un tremblement de terre, nous devrions être capables de

connaître les propriétés de base des matériaux utilisés sous ces conditions. En plus de la connaissance des propriétés des matériaux, nous devrions connaître les mécanismes de rupture et les divers mécanismes de dissipation de l'énergie.

Malheureusement, nos connaissances du comportement des matériaux cimentaires sont plus qualitatives que quantitatives. Bien que certains travaux sur ces conditions soient réalisés, le côté quantitatif est loin d'être clair. Ceci est dû aux différences observées entre les différentes investigations expérimentales, qui souvent donnent des résultats contradictoires.

Les matériaux exposés aux basses températures subissent des transformations chimiques et physiques qui peuvent changer la réponse de ces derniers sous chargement.

De même, la réponse des matériaux soumis à des taux élevés de chargement n'est pas la même que la réponse des matériaux soumis à des taux bas de chargement communément appelés chargement statique ou quasi-statique.

En ce qui concerne les taux élevés de chargement, la distribution des contraintes pour un béton ordinaire ou renforcé de fibres, est loin d'être simple; Ceci est dû principalement à la structure hétérogène du béton et à la fragilité de l'interface du ciment et des agrégats. S'ajoute la difficulté, dans plusieurs cas, de l'estimation correcte de la charge réelle de sollicitation du spécimen et ses variations avec le temps.

La fonction de température ou de chargement dépend, entre autres, de la manière avec laquelle l'élément en béton absorbe l'énergie, de la masse relative et des formes de l'élément sollicité. La fonction températures ou de chargement considérée comme données d'entrée et la réponse de la structure comme données de sortie, sont très dépendantes l'une de l'autre.

2.2 Les tests aux basses températures

La résistance n'est pas une propriété fondamentale des matériaux (1, 2, 3); cela dépend comment elle a été mesurée. Les propriétés de béton ou de la pâte de ciment dépendent, entre autres, de la géométrie du spécimen, de la rigidité et le type de machine de test, du mode de chargement, du taux d'humidité, de la température de chargement. Les macro fissures formées dans le béton en chargement sont inesthétiques, parfois structurellement dangereuses et néfastes pour la durabilité (4) ; quand le mélange est renforcé de fibres, une zone pseudo plastique est formée au bout de la fissure existante où un pont de contraintes de traction est formé empêchant la propagation instable de la fissure (5).

Des données préliminaires obtenues par des tests micromécaniques (6) aussi bien que des tests macro mécaniques ont clairement établi l'effet des basses températures sur les éléments de béton (7, 8) et l'importance de nouvelle recherche.

L'augmentation de la résistance du béton aux basses températures a été précédemment annoncée. Il a aussi été observé que l'augmentation de la résistance du béton aux basses températures par rapport aux températures ordinaires est beaucoup plus grande dans le cas de béton humide que le béton sec (9). La raison souvent proposée dans l'amélioration de la résistance aux basses températures, est que : comme l'eau commence à geler dans les pores, moins et moins d'eau est disponible pour le « stress corrosion » au bout de la fissure et par conséquent la croissance sous critique de fissure est réduite ; ainsi, les spécimens peuvent donc, supporter de plus grandes charges. Au même moment, une réduction de la ténacité des bétons à basse température a été remarquée (10).

Au-dessous de 0°C, il existe une partie de l'eau qui est gelée dans les pores. Le reste de l'eau dans les pores coexiste avec la glace déjà formée. Puisque l'eau sur refroidie « supercooled water » a une vapeur de pression plus élevée que la glace, l'équilibre ne peut pas être maintenu et l'eau de pore sur refroidie doit migrer vers les extrémités du spécimen. Cet état de fait (désorption) cause des pressions hydrauliques dans la matrice dont la dissipation dépendrait de la perméabilité matricielle. Pour les matrices avec de la fumée de silice, moins perméable que les matrices sans fumée de silice (11), cela signifierait plus de désorption et plus de dommage interne. Ce dommage interne intervient probablement avant l'application de la charge dans les tests à -50°C consécutivement à la nature fragile des matrices de mélange de béton ou de ciment avec fumée de silice.

2.3 Les tests à taux élevés de chargement

Mainstone et Kavyrchine (1), Struck et Voggenreiter (2) et Kavyrchine et Struck (3) ont cité des exemples de chargements qui peuvent avoir lieu en pratique et les conséquences qui peuvent en découler. Ils ont aussi décrit les problèmes associés à l'évaluation de la réponse de la structure sous ces chargements. Dans le cas de ces chargements à taux élevés de chargement en impact, la réponse de la structure peut être divisée en deux types : la réponse locale de la structure et la réponse globale de celle-ci. Dépendant des masses relatives de la masse et de l'objet impacté, la réponse globale de la structure peut ou ne peut pas être significative. Le cas d'une petite masse frappant un gros objet, qui est particulièrement intéressant du point de vue militaire, est le cas où la réponse locale est critique. Le comité de la défense nationale des USA (NDRC) a proposé diverses formules

empiriques pour estimer la profondeur de pénétration (x) pour le cas des missiles cylindriques frappant une masse de béton (4). La forme générale de la formule est :

$$X = f(k, w, d, v) \quad (2.1)$$

Où k est une constante, w est le poids du missile, d est le diamètre du missile et v est la vitesse du missile.

La formule de NDRC s'applique pour les impacts à grandes vitesses (5), cependant pour les impacts à basses vitesses les pénétrations observées sont beaucoup plus profondes que celles prédites par la formule. Ainsi cette formule ne peut pas être appliquée pour des missiles déformables (5). La formule de NDRC ne considère aucun renforcement de l'objet impacté. Plusieurs autres chercheurs ont aussi présenté des formules empiriques basées sur leurs propres conclusions, mais aucune formule n'existe acceptée par tous.

Jusqu'à présent, il n'existe pas de résultats de la gamme complète des tests à taux élevés de charge sur les bâtiments et autres structures. Divers chercheurs ont testé des éléments de structure en matériaux cimentaires (éléments, fléchi, comprimé, tendu et plaques) à taux élevés de charge ; ces travaux sont réalisés afin de calculer la capacité d'absorption de l'énergie des matériaux cimentaires sous différents taux de chargement. Parmi les différentes méthodes employées (6,7) nous citons : les tests de chute libre de charge, les tests d'explosion, les tests Charpy, l'outil analytique de la mécanique de rupture etc... Malheureusement les premières méthodes de tests n'étaient pas suffisamment instrumentées et les chercheurs se sont rendus compte que d'importantes informations ne sont pas prises en compte par défaut ou par d'insuffisants instruments. La plus part de ces tests sont orientés vers le calcul des énergies de rupture ou ténacité. Des tentatives ont aussi eu lieu pour évaluer les propriétés des matériaux, telles que les lois constitutives en compression ou en traction, le facteur critique d'intensité de contraintes et le taux critique d'énergie de déformation libérée. L'étendue d'information qu'on peut tirer de ces tests à différents taux de chargement, dépend de notre compréhension du procédé de chargement à taux élevé, des transformations et dissipations de l'énergie au cours des tests. Les résultats obtenus par les instruments de mesure dans ces cas de chargement peuvent être trompeurs si des attentions particulières de leurs interprétations ne sont pas prises. Le plus important des instruments fournis pour les taux élevés de chargement en impact, est l'instrumentation du marteau ; suivie par les instruments dans le spécimen. Les jauges de déformation placées dans le marteau génèrent un signal électrique qui, avec une calibration convenable, peut nous donner la valeur de la charge à tout instant P(t). Cette

charge en fonction du temps t enregistrée peut être utilisée pour obtenir l'énergie restituée par le marteau (8). D'autres informations peuvent être obtenues comme la courbe qui montre la charge maximale qui peut être utile pour le calcul de la résistance.

Beaucoup de chercheurs ont remarqué que ces tests ne sont pas dépourvus d'effets parasites tels que les effets de la force d'inertie du spécimen. Ainsi la plus grande partie de la charge au commencement de l'événement est utilisée pour l'accélération du spécimen au repos. Donc ce n'est pas la totalité de la charge qui entre en jeu dans la sollicitation du spécimen. Cotterell (9) et plusieurs autres chercheurs (10-13) remarquèrent une discontinuité initiale de la courbe charge/temps obtenue par l'essai à taux élevés de chargement en impact sur des spécimens métalliques. Cette discontinuité dans la courbe P/t est expliquée par Cotterell (9) utilisant la théorie des ondes élastiques ; Il soutient que les ondes de compression dans le marteau sont réfléchies sous forme d'ondes de traction aux alentours du marteau. Rondon et Turner (10), plus tard, trouvèrent que la nature de la discontinuité observée de la charge sur temps diffère avec différentes configurations du marteau.

Une idée claire de la force d'inertie est présentée par Saxton, Ireland et Server (13) et par Server (14). La force d'inertie dans les tests instrumentés d'impact caractérisée par des oscillations du spécimen, dépend des masses impliquées, de la vitesse d'impact, de la rigidité de la zone de contact ainsi de suite. Server (14) recommande pour que des mesures soient fiables, elles devraient être prises après trois oscillations. Cependant pour des matériaux fragiles comme le béton, il n'est pas possible d'éviter la rupture durant la première oscillation. Ainsi les recommandations suggérées par Server (14) ne peuvent être appliquées dans notre cas. En conclusion la réponse mécanique de la poutre peut être éclipsée par les forces d'inertie engendrées. Les interprétations de ces résultats, dans le cas du béton, peuvent être très différentes des matériaux métalliques ou le temps de rupture est normalement très long, comparativement au béton.

Des remèdes au problème de la force d'inertie ont été présentés par plusieurs chercheurs. Ces remèdes peuvent être classés en deux catégories : analytique et expérimentale. Il est à noter que chaque méthode a ses propres hypothèses de simplifications ; ainsi aucune méthode universellement applicable n'existe.

Saxton et Al (13) conduisirent des tests instrumentés d'impact avec différents matériaux. Ils indiquèrent une dépendance linéaire de la force d'inertie maximale avec la vitesse d'inertie, et une augmentation systématique de la force d'inertie avec l'augmentation dans l'impédance acoustique du matériau testé. Ainsi ils conclurent que la force d'inertie en

impact est gouvernée par la mécanique ondulatoire. Ils étendent davantage d'arguments en proposant une série de tests sur des spécimens métalliques avec des propriétés connues. Les équations proposées par eux sont ainsi restrictives à leurs machines et instrumentation.

Radon et Turner (10) suggérèrent aussi une correction approximative de la force d'inertie dans les tests instrumentés d'impact. Ils prennent par hypothèse que l'accélération de chaque particule dans la poutre est une constante avec le temps, mais comme une fonction seulement de ses coordonnées le long de la poutre. Ils obtiennent la force d'inertie agissante sur un élément infinitésimal comme une fonction du déplacement au moment de la rupture.

Du côté expérimental, l'évaluation et par conséquent l'élimination des effets secondaires nous conduit à plus de sophistication de l'instrumentation. Une estimation de la charge de flexion sur des poutres sous impact a été tentée par Gopalaratman, Shah et John (15) en instrumentant les supports de spécimens. Ils indiquèrent que la différence entre les charges enregistrées du marteau et des supports du spécimen est cédée comme force d'inertie à la poutre.

Hibbert (16) essaya d'éliminer la force d'inertie à partir du calcul des énergies en mesurant l'énergie cinétique acquise par les morceaux cassés des poutres testées. Les spécimens du test Charpy utilisé par Hibbert (16) sont attachés à leurs extrémités par des supports qui peuvent tourner contre un ressort après la rupture.

Suaris et shah (17), pour éliminer les forces d'inertie des spécimens, introduisirent un tampon en caoutchouc entre la tête du marteau et la poutre et remarquèrent que la différence entre la charge de flexion et la charge du marteau est réduite à cause de la modification du système de test. La procédure adoptée par ces deux chercheurs implique deux remarques, primo, l'introduction du tampon en caoutchouc réduit sensiblement le taux de déformation et secundo, une grande énergie est absorbée en déflexion élastique par le tampon en caoutchouc qui doit être considérée au moment de calculer l'énergie de flexion de la poutre.

Un autre problème majeur surgi dans l'interprétation des résultats des tests instrumentés à taux élevés de chargement d'impact est celui de la balance d'énergie. L'énergie, obtenue par l'intégration de la courbe de charge par rapport au temps, est l'énergie totale libérée par le marteau Cette énergie ne sert pas uniquement à la rupture du spécimen, elle est aussi

consommée pour des effets secondaires ; l'équation généralement admise de la balance d'énergie est :

$$\Delta E_0 = E_s + E_m + E_{vib} + E_{kpf} + E_{wof} + E_{raf} \quad (2.2)$$

où : ΔE_0 , est l'énergie totale obtenue.

E_s, E_m sont les énergies de déformation réparties respectivement dans le spécimen et dans la machine de test.

E_{vib} , est l'énergie de vibration du spécimen

E_{kpf} , est l'énergie cinétique préalable pour la rupture du spécimen

E_{wof} , est le travail de rupture

Et E_{raf} est l'énergie cinétique rotationnelle après la rupture.

Abe, Chandan et Bradt (18) ont aussi tenté d'évaluer ces énergies, Iyer et Miclot (19) ont décrit une méthode pour corriger les valeurs brutes de ces énergies.

Quand le principe de la balance d'énergie est appliqué au béton, des problèmes additionnels se présentent. Avant tout, la correction requière la connaissance des matériaux soumis au taux élevés de déformation. Pour le béton nos connaissances de ses propriétés ne sont que qualitatives, ainsi l'évaluation ne peut être effectuée exactement. Un autre problème qui n'est pas considéré par les recherches effectuées est la nature compliquée de la zone de contact. Avec l'écrasement qui survient dans la zone de contact la balance d'énergie devrait tenir compte d'un terme additionnel E_{cru} qui peut être important à considérer mais difficile à évaluer. Ceci rend le problème de correction des énergies encore plus difficile en béton.

2.4 Les tests à taux variable de chargement sur le béton ordinaire

Les études de base de la pâte de ciment, du mortier et du béton ont révélées la nature fragile de ces matériaux à cause des basses résistances en tension de ces derniers. La faible résistance en tension du béton et sa basse déformation à la rupture lui procure une faible ténacité. En Moyenne, la ténacité de la plus part des matériaux métalliques est environ trois fois plus élevée que celle du béton. En plus le béton est sensible au taux de déformation. On a observé que les propriétés de ce dernier varient avec l'application du taux de contrainte. La variation de ces propriétés n'est pas seulement à cause du taux de

contrainte mais aussi en fonction du système d'application de charge pour le même taux de contrainte. Ceci complique encore plus le problème.

Beaucoup d'études ont été réalisées pour évaluer le comportement des matériaux cimentaires à différents taux de chargement. Le béton, sous forme de spécimens sollicités en compression en tension ou en flexion, ont été testés à de plus en plus de taux élevés de chargement des résistances et énergies ont été déterminées.

Les premières expériences ont été menées par Abrams (20) en 1917, celui-ci a soumis des cylindres de béton à des compressions sous taux élevés de chargement ; il observa une augmentation de la résistance des bétons à ces chargements par rapport à leurs résistances en chargement statique.

Watstein (21), en performant les tests en compression du béton à des taux variables de déformation (10^{-6} à 10/sec), trouva que le rapport de la résistance entre le chargement dynamique et statique est supérieur à l'unité. Il remarqua aussi que le rapport n'est pas très différent pour un béton à haute résistance et un béton ordinaire. Le module d'élasticité sécant et la charge maximale sont considérablement plus élevés dans le cas des taux élevés de déformation.

Gree (22) testa des éprouvettes de béton à des taux variables de chargement, en variant plusieurs paramètres indépendants, le type de ciment, la grosseur des granulats, la forme des granulats, les différentes granulométrie de sable, les conditions de mûrissement, des proportions de mélange et des âges différents et évalua la performance de chaque mélange. Contrairement à Watstein (21), il trouva que le rapport de la résistance de béton en chargement dynamique et en statique augmente avec la résistance mécaniques initiales. Le béton avec des granulats anguleux a montré un rapport de la résistance plus élevé par rapport à des granulats ronds et lisses. Le béton mûri dans l'eau a montré un rapport de la résistance plus élevé que ceux mûris à l'air libre.

C. Tiniç, et E. Brühwiler (23) déterminèrent les effets des taux de chargement sur la résistance en tension du béton. Ils trouvèrent une relation linéaire entre le module de rupture (f_t) et le taux de charge (R) selon $f_t = A+B \log_{10} R$ ou A et B sont des constantes.

M. K. Lee, et B. I. G. Barr (24) testèrent des prismes en béton en compression uni axiale. La sensibilité de la résistance à des taux de charge est relative à la dureté des agrégats. Ils trouvèrent aussi une relation entre le taux de charge et la contrainte de rupture.

$$\sigma_f = C + n \log \dot{\sigma}$$

ou σ_f : la contrainte à la rupture, $\dot{\sigma}$: est le taux de charge, C et n sont des constantes.

F.S. Rostásy, et K. Hartwich (29) testèrent des cubes en béton en variant les proportions et deux différents types d'agrégats sous impact en compression (taux de déformation jusqu'à 17/sec). Ils trouvèrent une diminution des déformations ultimes avec l'augmentation du taux de charge, ils attribuèrent cela à l'absence de déformation en fluage pour les taux de chargement élevés.

L'approche de la mécanique de rupture des effets du taux de chargement requiert la combinaison entre la théorie de Griffith et la théorie empirique décrivant l'augmentation de la fissuration sous critique (26). Selon le concept de la fissuration sous critique, la fissure grandit, sous charge maintenue, jusqu'à une valeur où la rupture survient. La vitesse d'agrandissement de la fissure est donnée par :

$$V = AK_I^n \quad (2.5)$$

V : est la vitesse de fissuration

K_I : est le facteur d'intensité de contrainte

A et n sont des constantes.

Dans le cas d'un chargement rapide, une fissure sous critique n'a pas assez de temps d'atteindre la limite critique d'où le spécimen peut supporter une charge plus élevée. Les trois différentes façons, pour déterminer la constante n dans l'équation 2.5, sont montrées dans la figure 2.1. La figure 2.1 (a) représente le chargement statique du test, avec σ_c la contrainte causant la rupture et t le temps de rupture. La figure 2.1 (b) correspond à l'observation directe de l'augmentation de la fissuration et la figure 2.1 (c) est le résultat du taux constant de chargement.

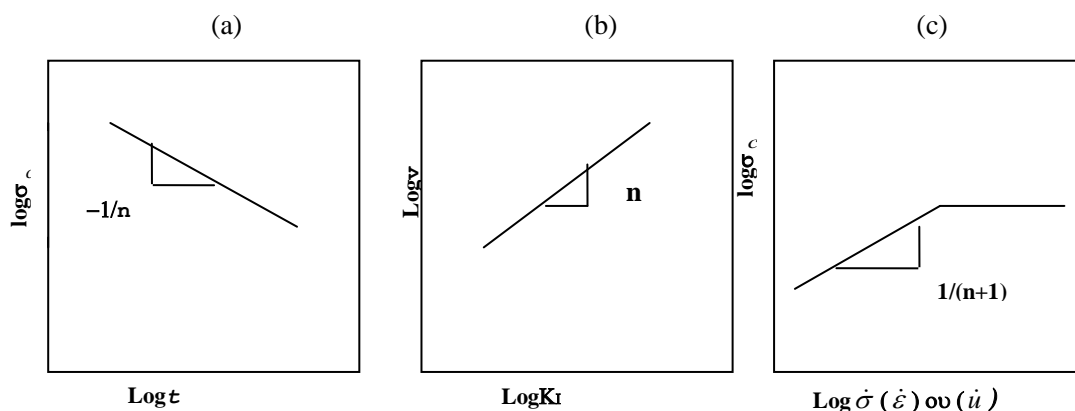


Figure 2.1. Trois différentes façons de la détermination de la constante « n »

Mindess et Nadeau (27) ont essayé de comparer la pente (n) de $\log V / \log K_I$ obtenue des tests contrôlés de fissuration en torsion, avec la pente de $\log \text{MOR} / \log \dot{u}$ (figure 2.1.c) ou \dot{u} est le taux de déplacement et MOR est le module de rupture. Ils trouvent que n est presque le même dans le cas des mortiers, mais une divergence de facteur deux pour la pâte de ciment. Ils ont aussi analysé les données obtenues par d'autres chercheurs dans le but de trouver une valeur de n pour chaque cas ; ils trouvent que n était plus grand pour les tests de compression que pour les tests de traction et flexion.

2.5 Les tests à taux variable de chargement sur le béton de fibres

La faible résistance du béton au taux de charge nous a mené à incorporer des substances fibreuses à la fragile matrice cimentaire afin d'augmenter sa performance ; ces fibres sont censées augmenter la résistance du composé, mais il s'est avéré que l'avantage, de l'ajout de ces fibres, n'est pas d'augmenter la résistance mais plutôt la ductilité du composé. L'augmentation de la ductilité peut être bénéfique particulièrement pour les cas de taux de chargement élevés accidentels qui peuvent se produire dans le cas de la prise en considération de l'énergie d'absorption dans le calcul. Ainsi plusieurs chercheurs ont commencé à étudier le comportement du composite fibre matrice de béton à différents taux de chargements.

Shah et Rangan (28) menèrent des tests statiques sur des spécimens en béton de fibres en compression, tension et en flexion et conclurent que l'avantage le plus important est ce

qui se passe après la fissuration de la matrice. L'adhérence des fibres est un facteur très important.

Naaman, A.E et and Shah, S.P (29) menèrent des tests d'arrachement sur des bétons de fibres pour étudier l'effet d'orientation et de groupement des fibres sur la charge maximale d'arrachement, la charge ultime et l'énergie d'arrachement. Ils trouvèrent que le mécanisme d'arrachement dans le cas des fibres droites est très différent du mécanisme d'arrachement des fibres inclinées. La performance de fibres groupées à l'arrachement dans la matrice de béton ne peut pas être estimée par la connaissance de la performance d'une fibre. Ainsi l'efficacité d'un groupe de fibres est moindre relativement par rapport à une simple fibre.

Ramakrishnan et Al (30) présentèrent une évaluation comparative entre deux types de fibres. La performance de fibres droites avec des bouts en crochets en acier de 25 cm est comparée à celle des fibres de 50 cm de même forme et même type. Les fibres en crochets augmentent la résistance en flexion, une plus grande capacité portante, une plus grande ductilité et une plus grande résistance aux taux élevés de chargement.

Y. Mohammadi, R. Carkon-Azad, S.P. Singh, S.K. Kaushik (31) utilisèrent une machine Charpy et étudièrent le comportement des bétons renforcés de fibres sous chargement d'impact. Ils calculèrent l'énergie restituée par le pendule à partir de la courbe charge /temps et aussi ce qui reste comme énergie du pendule pour le balancement. Ils ont tenté aussi de calculer les énergies perdues lors de l'impact. L'énergie cinétique des morceaux du spécimen a été déterminée. Sur la base de ces résultats, ils conclurent que pour les matériaux renforcés de fibres, l'énergie absorbée, après que la matrice a été fissurée, n'est pas beaucoup différente en flexion avec taux de chargement bas et taux de chargement élevés.

Knab et Clifton (32) étudièrent les dommages cumulés des dalles de béton renforcé de fibres métalliques sollicitées à des impacts répétitives. La profondeur du cratère mesurée sur le point d'impact est un bon indicateur des dommages cumulés. L'addition des fibres d'acier dans le béton a permis d'augmenter le nombre de coup d'impact avant la rupture de la dalle.

Ainsi sur la base de cette littérature des conclusions peuvent être faites :

a- Les résultats obtenus par les différents chercheurs sont souvent contradictoires. Par exemple, Hibbert (6) a trouvé que le taux de charge n'affecte pas les propriétés des bétons de fibres alors que les autres pensent le contraire.

b-Aucun accord général n'existe sur le phénomène responsable des effets du taux de charge.

c- Les effets semblent dépendre du type de test et du type d'interprétation

Le comportement de la matrice cimentaire n'est pas bien compris quand serait-il du cas des bétons de fibres.

2.6 Développement de fissures dans la pâte de ciment sous taux élevé de charge

La rupture fragile se présente avec la propagation rapide de la fissure. La vitesse à travers laquelle la fissure se propage dans un matériau semble dépendre non seulement des propriétés du matériau, mais aussi de la vitesse de chargement. Cependant, peu de travaux ont été faits pour des vitesses élevées de propagation de fissure. La majorité des travaux ont été réalisés sur des basses vitesses de propagation (de 10^{-8} à 10^{-2} m/s) obtenus sur des études de propagation de fissuration contrôlée à de très bas taux de chargement.

Parmi les quelques études faites avec taux élevés de chargement, figurent les travaux de Bhargava et Rehnstrom (33) chargeant des cubes en béton par détonation avec des explosifs en contact avec les spécimens. En utilisant la photographie à grandes vitesses, ils trouvèrent une vitesse de fissuration d'à peu près 180m/s. Les tests conduits par Alford (34) montrèrent la vitesse de fissuration de la pâte de ciment durcie avec un intervalle de 50 à 160 m/s. Il trouve aussi la vitesse de propagation de fissure du mortier sur un intervalle de 30 à 80m/s. Shah et John (35) trouvèrent des vitesses de propagation des mortiers et des bétons variant jusqu'à 100m/s. Takeda et Al (36) utilisèrent des taux élevés de chargement. Ils trouvèrent des vitesses élevées de fissure, jusqu'à 1000m/s.

L'énergie calculée à partir l'aire de la courbe charge déplacement, et la vitesse de fissuration sont tracées en fonction du temps sur la Figure 2.2. La propagation de la fissure dans la zone post-pic des charges peut être divisée en trois étapes suivantes (Figure 2.2)

Etape –I L'étape de Nucléation

Etape – II L'étape Stable

Etape – III L'étape Finale

Aussitôt que la charge atteint le maximum, la nucléation se produit. La vitesse de la fissure chute rapidement et la fissure entre dans la deuxième étape qui continue à grandir pour une période de temps assez grande avant d'atteindre l'étape finale ou la vitesse croît de nouveau causant la séparation.

L'étape I, qui compte 50 à 60% de la distance traversée par la fissure compte aussi pour à peu près 50 à 60% de l'énergie de rupture requise (Figure 2.2a). D'autre part, l'étape III qui survient en fin d'événement compte à peu près 5% de l'énergie de rupture. L'étape III

comprend des macro-fissures qui sont engendrées par le développement des micro-fissures dans les étapes I et II.

La vitesse moyenne de propagation de la fissure pour la pâte de ciment est de 115 m/sec et la vitesse maximale se situe entre 500 et 600 m/sec. La vitesse moyenne observée est seulement à peu près de 5% différente de la vitesse de fissure calculée par la méthode théorique (donnée par $0.38\sqrt{E/\rho}$) pour les matériaux fragiles (37).

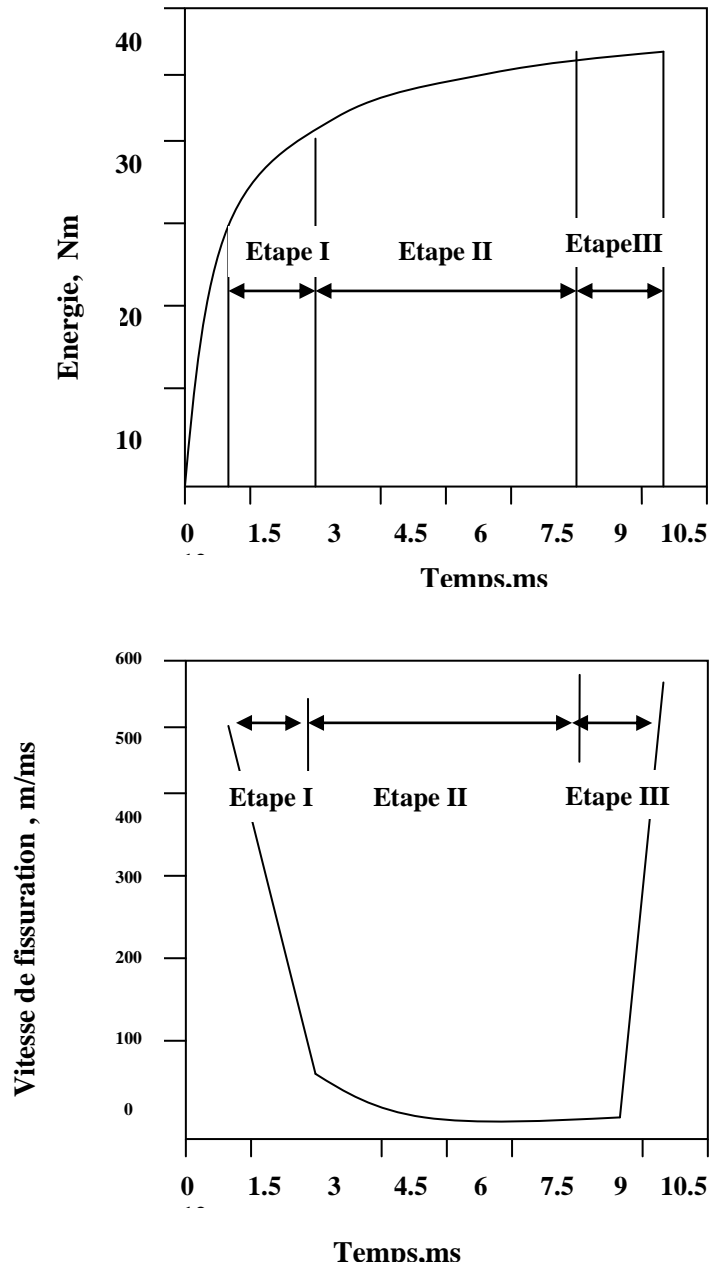


Figure 2.2- (a) L'énergie absorbée et (b) la vitesse de fissuration quand la fissure se propage dans la pâte de ciment durcie

3. PRESENTATION DU TRAVAIL EXPERIMENTAL

3.1 Introduction

Les tests destructifs sur le béton avaient été utilisés depuis plusieurs années. Comme mentionné précédemment, la résistance n'est pas une propriété fondamentale des matériaux; cela dépend comment elle a été mesurée, les propriétés mécaniques du béton dépendent entre autres, de la géométrie du spécimen, de la robustesse et du type de machine de test, de la configuration du chargement, de l'humidité et de la température ambiante. L'effet des taux de chargement sur le comportement des matériaux, qui a été relaté en premier par Abrams, est récemment devenu un domaine d'investigation. Beaucoup de recherches ont été réalisées pour étudier le taux de chargement et les basses températures et leurs effets sur les propriétés du béton. Malheureusement, pendant que pour le chargement statique et les expositions aux températures ordinaires des bétons, il existe un certain nombre de tests standards, contrairement en chargement à taux élevés et aux basses températures et il n'existe aucun standard.

Le béton et l'acier sont tous les deux des matériaux sensibles à la température. Par conséquent, les basses températures sont des facteurs majeurs influençant le mécanisme d'arrachement ou de rupture des fibres métalliques imbibées dans la matrice et de là le comportement mécanique du composite. Des données préliminaires obtenues par des tests micromécaniques (6) aussi bien que des tests macro mécaniques ont clairement établi l'effet des basses températures (7,8) et l'importance de nouvelles recherches.

Les tests à taux élevés de charge sur les matériaux sont spécifiques à une soudaine et grande quantité d'énergie transmise au spécimen. En plus, l'énergie potentielle emmagasinée à la source par la machine de test est transférée au spécimen par l'intermédiaire du marteau, du pendule ou d'une simple balle dans un intervalle de temps très court. La réponse du spécimen déformé par ce transfert d'énergie conduit au développement de contraintes élevées sur une durée de temps très infime. Il y a une limite de la quantité d'énergie que chaque matériau peut absorber comme énergie de déformation avant la rupture. Si l'énergie libérée par la charge excède cette limite, la rupture se produit. Beaucoup de techniques ont été utilisées pour tester le béton soumis au taux élevés de chargement, les plus communs sont :

- Les tests d'impact de masse en chute libre
- Les tests explosifs

- Les tests de travail de rupture (Work of fracture tests)
- Les tests de rupture de barre (Hopkinson's Split bar test)
- Les tests Charpy
- Les tests de mécanique de la rupture

Dans toutes ces méthodes de test, il s'agit de trouver la quantité d'énergie requise pour produire la rupture. Cependant, à la fois à cause du critère de rupture et des procédés physiques qui peuvent se présenter et qui peuvent varier de test en test, la comparaison entre l'un ou l'autre de ces tests est très difficile.

Dans les tests Charpy, le pendule est utilisé pour emmagasiner de l'énergie potentielle qui est soudainement transférée au spécimen quand le pendule est libéré. Initialement le test Charpy a été utilisé pour tester les matériaux métalliques. Ainsi, quand cette méthode a été utilisée pour tester le béton, des modifications ont été apportées. Premièrement, les supports du spécimen ont été modifiés dans le but de contenir des spécimens plus grands. Une autre modification c'est celle des jauges de déformation montées sur le bout de la tête du pendule (38), dans les supports du spécimen et sur le spécimen lui-même. Le contrôleur de la charge développée dans le marteau instrumenté permet une approche vers la quantification des énergies. La courbe charge / temps ainsi obtenue permet aussi le calcul du taux de contrainte accompli dans le test.

ACI Committee 544 (39) avait recommandé dans les tests à taux élevés d'impact une masse en acier en chute libre de 4.5 kg frappant à plusieurs reprises un spécimen de béton de 457mmx152.4mmx63.5mm. Le nombre de coups, pour déterminer le critère de rupture, est noté. Le nombre de coups peut être converti pour évaluer l'énergie en multipliant l'énergie transmise à chaque coup (20.2 N-M, dans ce cas) par le nombre total de coups jusqu'à la rupture du spécimen. Il y a beaucoup de problèmes avec ce type de test. La sélection du critère de rupture est arbitraire et toute la quantité d'énergie libérée par le pendule n'est pas transmise au spécimen, une partie est dissipée au dispositif lui-même.

La technique de la barre Hopkinson est souvent utilisée comme un moyen pour générer des chargements à haut taux de contraintes. La technique de Hopkinson consiste à deux barres élastiques entre lesquelles le spécimen est pris en sandwich ; une impulsion est générée dans la première barre, transmise à travers le spécimen et ainsi mesurée sur la seconde barre élastique. Ainsi la charge actionnée sur le spécimen est déterminée. Cette technique peut être utilisée pour des chargements en

compression (40) et en tension uni axiales (41) ; des taux de contraintes, jusqu'à 60MPa/ms, peuvent être atteints.

Les tests de travail de rupture peuvent être conduits en utilisant une machine conventionnelle statique générant un chargement à des taux conventionnels sur des spécimens en flexion, en mesurant la charge et la déflexion en un point. L'énergie dépensée en créant deux nouvelles surfaces de rupture (E_f), qui est égale à la surface de la courbe charge déflexion, peut être utilisée pour déterminer le travail de rupture γ_f ,

$$\gamma_f = \frac{E_f}{2A} \quad (3.1)$$

Où A est l'aire la section transversale du spécimen. Les résultats obtenus à partir des tests du travail de rupture peuvent être utilisés pour prédire les capacités d'absorption de l'énergie dans les conditions dynamiques seulement si la sensibilité du béton au taux élevés de charge est ignorée, ce qui est une supposition très irréaliste. Néanmoins de tels tests peuvent, au mieux, prédire les valeurs limites de l'énergie d'absorption.

Les tests explosifs sont souvent utilisés pour générer un chargement dynamique uniformément distribué. Les problèmes souvent encourus dans de tels tests, c'est l'incertitude de la quantification de l'énergie, de la charge et la réponse du spécimen.

La mécanique de la rupture a été utilisée comme un outil analytique pour prédire le comportement du béton sous taux élevés de chargement. Cependant, les résultats de cet outil sont limités, parce qu'il n'y a pas un accord général sur les constantes de base des matériaux en mécanique de rupture, aussi ces constantes elles-mêmes sont dépendantes du taux de contrainte appliqué.

Dans la présente étude une machine instrumentée a été utilisée pour tester des poutres en flexion, comportant une masse en chute libre à différentes hauteurs sollicitant les spécimens, créant ainsi différents taux élevés de chargement. Cette machine convient aux tests de grands spécimens en flexion. La masse du marteau a été choisie huit fois environ la masse de la poutre sollicitée, dans le but de provoquer la rupture du spécimen dès la première chute de la masse.

3.2 Préparation des spécimens

Pour le travail expérimental, des spécimens en ciment (Figure 3.1) avec une fibre alignée dans le sens de l'effort de traction, des poutres en béton ordinaire et béton haute résistance avec et sans fibre, des poutres en béton armé avec et sans fibres sont confectionnées. Deux différentes formes sont choisies, 500mmx150mmx150mm et 1200mmx100mmx125mm (longueur x largeur x hauteur). La première forme choisie des poutres convient pour les tests à basses températures; ces poutres s'avèrent plus maniables et convenables pour être utilisées dans la chambre environnementale décrite sur la Figure 3.2. La deuxième forme choisie convient pour les essais à taux élevés de charge. Le liant utilisé est un ciment portland normal correspondant à CPA 325 à différents dosages selon un programme préétabli à l'avance. Les granulats correspondent à du sable de carrière avec une granulométrie contrôlée et un gravier de carrière avec un diamètre maximum de 10 mm. Le tableau 3.1 présente les différents spécimens préparés.

3.2.1 Mélanges de pâte de ciment

Deux mélanges sont préparés ; un mélange : eau et ciment dans une proportion respectivement de 0.35:1 et un autre mélange : eau, ciment et fumée de Silice dans une proportion 0.35:0.85:0.15 (15% de fumée de silice). La Forme et les dimensions de la matrice de ciment avec la fibre imbibée sont décrites dans la Figure 3.1. Le composite est préparé en prenant soin de positionner symétriquement la fibre métallique dans le mélange et un séparateur en plastique de 0.5 mm d'épaisseur est placé transversalement au centre du moule (Figure 3.1) afin d'étudier le comportement du composé fibre-matrice après la fissuration de la matrice; le tout est vibré légèrement pendant environ 30 secondes. Pour ces tests, des fibres ondulées (crimped) sont choisies correspondantes à 60 millimètres de long et 1 millimètre de diamètre, (Figure 3.1) . Les spécimens sont démoulés après 24 heures puis transférés en chambre humide jusqu'à 28 jours pour les tests.

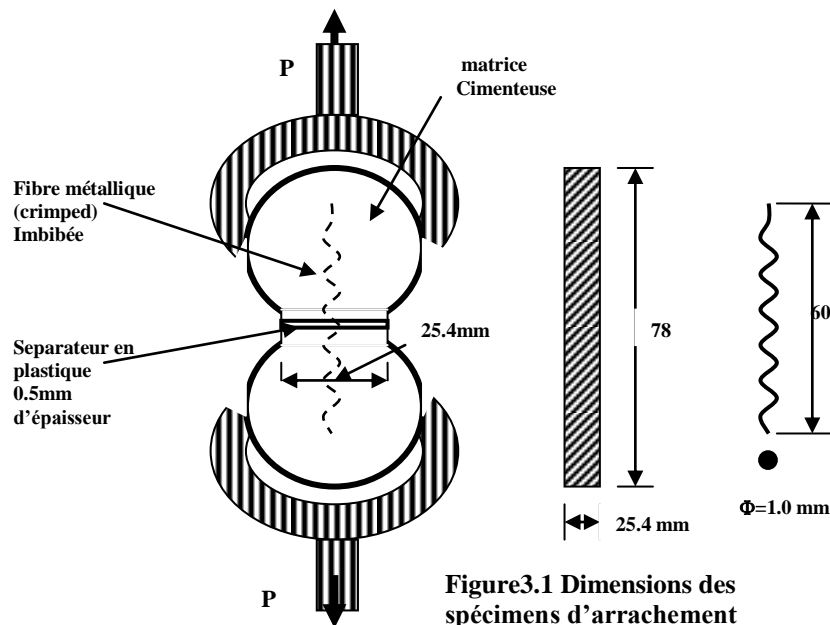


Figure3.1 Dimensions des spécimens d'arrachement

3.2.2 Poutres en béton ordinaire

Pour la préparation des poutres en béton ordinaire les proportions en poids sont : eau : ciment : sable : agrégats = 0.5 :1.0 :2.0 :3.5.

Une quantité de 9.45 ml de super plastifiant (Mighty150) par kilogramme de ciment est ajoutée au mélange.

Un petit malaxeur de 0.170 m³ est utilisé pour mélanger le béton. Tous les agrégats sont mis dans le malaxeur et mixés pendant une minute. Après, le ciment, l'eau et le super plastifiant sont ajoutés au mélange. Le tout est mixé pendant 10 minutes. Une fois le mélange terminé, le béton frais est versé à l'intérieur des moules huilés et soigneusement vibrés pendant 15 secondes à 6 différentes positions le long des poutres. Les poutres sont ensuite couvertes de films plastiques pendant 24 heures, ensuite démoulées et transférées à la chambre d'humidité. L'âge du béton à tester varie entre 30 et 90 jours.

Au moment du test les poutres sont retirées de la chambre d'humidité. L'emplacement des accéléromètres est marqué. Les accéléromètres sont fixés sur les marques à l'aide d'une colle époxy en ayant soin de bien nettoyer et sécher ces marques avant la fixation des accéléromètres. La colle utilisée est laissée sécher pendant 15 minutes, à ce moment les poutres sont prêtes pour le test.

3.2.3 Poutres en béton haute résistance

Pour les poutres en béton à haute résistance le même itinéraire est choisi. Pour produire du béton haute résistance, 14% de fumée de silice par poids de ciment est ajouté au mélange ; le ratio eau sur ciment + fumée de silice est réduit à 0.33 et une triple dose de super plastifiant est ajoutée. Les proportions sont ainsi :

Eau : ciment : fumée de silice : sable : gravier = 0.33 : 0.86 : 0.14 : 1.57 : 1.04.

Le moulage et l'entreposage des poutres en béton haute résistance suivent le même chemin que les poutres de béton ordinaire, décrit plus haut.

3.2.4 Poutres en béton de fibres

Les poutres en béton renforcées de fibres sont réalisées en incorporant des fibres métalliques ou en polypropylène dans le mélange du béton ordinaire et du béton haute résistance. Le pourcentage d'ajout de fibres métalliques est de 1.5% par volume de béton. Les fibres ont 60mm de longueur et leurs extrémités possèdent des crochets (produit par N.V Bekaert, Belgique). Un soin particulier est exigé lors de l'addition des fibres dans le mélange ; ceci est dû à l'agglomération de paquets de fibres qui restent agglutinées en groupe, ce qui ne permet pas une distribution uniforme de ces fibres dans le béton.

Les bétons avec fibres en polypropylène contiennent au maximum 0.5% de fibres de 38mm de long (produit par Forta Fibres, Inc., Grove City) par volume de béton, car ces fibres ont une très grande avidité d'eau ; ce qui rend, avec la technique de malaxage utilisée, pas du tout adéquate pour l'utilisation des volumes plus élevés de ces fibres.

3.2.5 Poutres en béton armé

Les poutres en béton armé sont confectionnées avec barres d'armatures haute adhérence (HA) et armatures lisses.

Dans le cas des poutres avec barres d'armatures haute adhérence, 2 barres de diamètre 10 mm (2x78.5mm²) sont placées dans le périmètre de la poutre avec 25mm d'enrobage.

Dans le cas des armatures lisses, de la même façon que les barres haute adhérence, 2 barres de diamètre 10 mm sont placées dans le béton.

Quelques poutres en béton armé sont fabriquées avec des étriers de 5mm de diamètre tous les 10cm.

Toutes les poutres en béton armé, béton ordinaire, haute résistance, avec ou sans fibres, produites sont indiquées sur le tableau 3.1.

Tableau 3.1
Types de spécimens (poutres)

Type de poutre	Quantité moules	Proportions des mélanges ¹	Super plastifiants ²	Fibre (%)	Résistance ³ (MPa)	Désignation
Pâte	10	0.35:1.0	-	-	-	P
Béton ordinaire	30	0.50:1.0:0.0:2.0:3.5	9.45ml	-	42	BN
Béton Haute résistance	30	0.33:.86:0.14:1.57:1.04	14.2ml	-	82	BHR
Béton ordinaire +fibres métalliques	20+20*	0.5:1.0:0.0:2.0:3.5	14.2ml	1.5	50	BNFM
Béton haute résistance+fibres métalliques	20+20*	0.33:.86:0.14:1.57:1.04	14.2ml	1.5	82	BHRFM
Béton ordinaire +fibres polypropylène	20	0.5:1.0:0.0:2.0:3.5	14.2ml	0.5	48	BNFP
Béton haute résistance+fibres polypropylène	20	0.33:.86:0.14:1.57:1.04	14.2ml	0.5	82	BHRFP
Béton ordinaire +armatures HA	30	0.4:1.0:0.0:2.0:3.5	9.45ml	-	48	BAN
Béton haute résistance +armatures HA	30	0.33:.86:0.14:1.57:1.04		-	82	BAHR
Béton ordinaire +armatures lisses	20	0.5:1.0:0.0:2.0:3.5 0.4:1.0:0.0:2.0:3.5	9.45ml	-	42	BALN
Béton ordinaire +armatures HA+Etriers	20	0.4:1.0:0.0:2.0:3.5	9.45ml14.2ml	-	48	BAN'
Béton ordinaire +armatures HA+Fibres en polypropylène	20	0.4:1.0:0.0:2.0:3.5	14.2ml	0.5	48	BNAFP
Béton haute résistance +armatures HA+Fibres en polypropylène	20	0.33:.86:0.14:1.57:1.04	14.2ml	0.5	48	BHRAFP
Béton ordinaire avec entaille	20	0.5:1.0:0.0:2.0:3.5	9.45ml	-	42	BNE
Béton haute résistance avec entaille	20	0.33:.86:0.14:1.57:1.04	14.2ml	-	82	BHRE
Béton ordinaire avec entaille+Fibres en polypropylène	20	0.5:1.0:0.0:2.0:3.5	14.2ml	0.5	48	BNFP

¹ Eau: Ciment: Fumée de Silice: Sable: agrégats (par poids)

² Par kilogramme de Ciment

³ Résistance à la compression d'un cube de 125mmx125mm

* Poutres 500x150x150 (tests à basses températures)

3.2.6 Poutres avec entailles

Pour étudier l'effet des entailles sur la performance du béton sous sollicitation dynamique, plusieurs poutres en béton ordinaire et béton haute résistance sont entaillées. Les entailles sont réalisées sur les poutres à mi-travée à l'aide d'une tronçonneuse sur une profondeur de 65 à 70mm. La profondeur de l'entaille de chaque poutre est mesurée après chaque test et utilisée dans l'analyse des résultats.

3.3 Programme expérimental

Le principe de base est de développer une technique valide pour tester les différents types de béton en chargement à de basses températures et à des taux élevés de chargement et d'analyser leurs effets sur la performance des tous ces types de bétons confectionnés. Les tests peuvent être classés en deux catégories : tests statiques et tests dynamiques ; en traction et en flexion à quatre points sur des poutres 500x150x150 mm avec une portée de 450 mm pour les basses températures et en flexion à trois points sur des poutres 1200x150x150 avec une portée de 960mm pour les taux élevés de chargement.

3.3.1 Programme statique

i. Les tests de flexion sur les poutres

Les tests statiques sont réalisés sur une machine de marque Baldwin Model GBN, fabriquée par Satec Systems, Inc., USA. Les poutres sont simplement supportées par des rouleaux sur une portée de 450 mm pour les tests à basses températures dans la chambre environnementale (Figure 3.2) et une portée de 960mm pour les tests statiques à comparer avec les tests aux taux de chargement. La machine est équipée d'une cellule de charge capable de mesurer les charges jusqu'à 90 KN et d'un lecteur de déplacement (LVDT) à mi-portée. Les acquisitions de ces valeurs sont reliées à un traceur de courbe (Plotter) X-Y, X pour la charge et Y pour le déplacement.

La vitesse choisie pour l'application de la charge statique est de 4.2×10^{-7} m/s. A cette vitesse, un test peut durer une heure avant d'atteindre la valeur maximale de la charge. Une fois la courbe P/Δ obtenue, un planimètre est utilisé pour calculer l'aire de celle-ci qui représente l'énergie absorbée par la poutre.

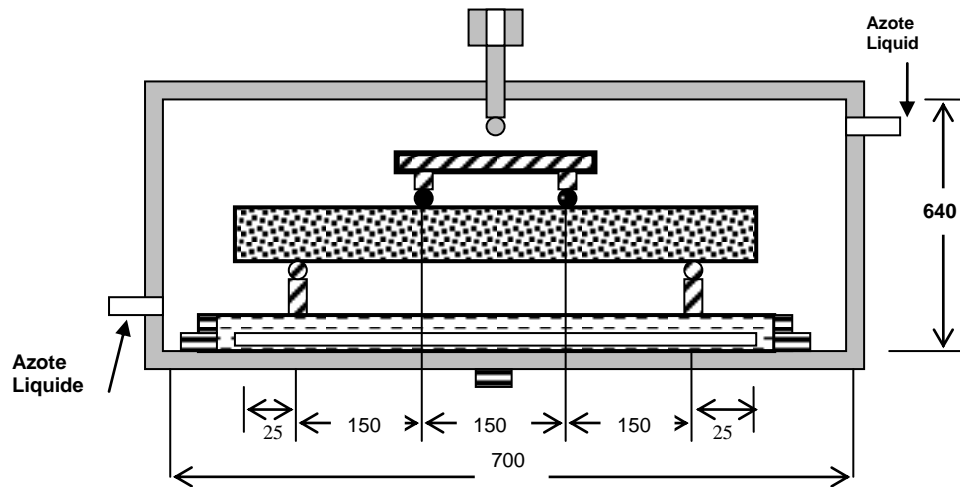


Figure 3.2. Chambre environnementale pour de Tests de flexion à -50°C

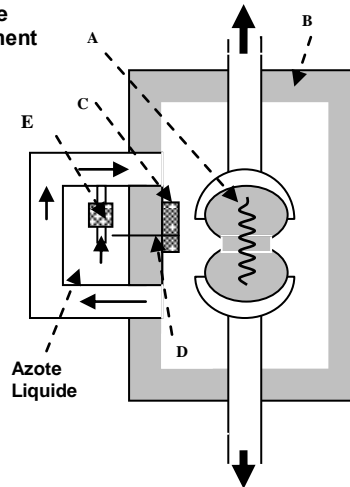
ii. Tests de traction

Une machine de traction est utilisée pour les tests d'arrachement de fibre dans la matrice de ciment aux basses et ambiantes températures (Figure 3.3) (Pull-Out). La vitesse choisie pour l'application de la charge statique est également de 4.2×10^{-7} m/sec.

Egalement, des tests en traction sont réalisés sur des barres d'armatures. Une jauge fixée avec un LVDT ajustée à celle-ci est utilisée pour la lecture des déformations. La courbe charge sur déplacement est ainsi obtenue. La vitesse de la charge de la machine est maintenue au environ de 1mm/minute. L'aire de la courbe charge par déplacement est mesurée à l'aide d'un planimètre. Cette énergie représente l'énergie de rupture des barres en tension. La charge de résistance élastique des barres a été en moyenne de 425 MPa alors que la charge ultime est de 720 MPa ; avec un allongement correspondant à déformation relative ultime de 0.12 (120/1000) et une énergie emmagasinée jusqu'à la rupture de 70MNm/m³.

Figure 3.3. Chambre environnementale de refroidissement pour les tests d'arrachement de fibres

- A : Specimen
- B: Chamber Environnementale
- C : Specimen mannequin
- D :Thermo couple
- E :Regulateur et pompe



iii. Tests de rigidité sur le tampon en caoutchouc

Plusieurs tests sont réalisés avec un tampon en caoutchouc entre la tête du marteau et la poutre. Cette technique est utilisée pour essayer d'éliminer les effets de la force d'inertie (16).

La machine de test statique utilisée précédemment est proposée pour ce test. La courbe charge par déplacement en compression du tampon de 150mmx150mmx 50mm (épaisseur) est obtenue. Le déplacement est obtenu en mesurant le déplacement de la tête du marteau de la machine ; pour la plus part des matériaux tendres, cette technique est considérée comme valide pour la mesure des déplacements. La rigidité de tampon est obtenue en mesurant la pente de la courbe charge par déplacement obtenue.

iv. Détermination de la résistance en compression du béton

La résistance en compression du béton est obtenue en utilisant des cylindres conventionnels sur la machine décrite précédemment. Les résultats sont obtenus après écrasement à 7, 28 et 90 jours.

3.3.2 Programme des taux élevés de charge

La machine de test utilisée est une machine qui comporte une masse en chute libre impactant des poutres en béton. Les sections suivantes donnent la description de la machine, les instrumentations, la calibration, l'acquisition des données et les analyses des résultats des tests.

i. La machine de test des taux élevés de charge

a. Principes généraux de la machine d'impact

Un schéma, avec les dimensions, est présenté sur la figure 3.4. Dans ce type de machine, un marteau avec une certaine masse est élevé à une certaine hauteur du spécimen. Dans cette position, le marteau a une énergie potentielle $m.a.h$ (masse du marteau x accélération du marteau par gravité x hauteur du marteau). Au moment de la chute libre du marteau, une partie de l'énergie potentielle se transforme en énergie cinétique jusqu'au moment juste avant de toucher le spécimen ou la première s'annule et la seconde soit maximale ; la vitesse juste avant de toucher le spécimen est égale à ;

$$V = \sqrt{2a_h h} \quad (3.2a)$$

A cette vitesse, le marteau a une énergie cinétique égale à

$$T_h = \frac{1}{2} m_h (\sqrt{2a_h h})^2 \quad (3.2b)$$

Au moment où le marteau touche la poutre, un transfert soudain de mouvement se produit du marteau à la poutre ; ainsi la vitesse du marteau diminue, ceci résulte de la perte d'énergie cinétique du marteau transférée comme gain d'énergie à la poutre. Ce transfert d'énergie se produit très rapidement, ceci provoque une soudaine concentration de contraintes dans la poutre. Dans la présente étude, cinq appareillages d'instrumentation sont utilisés pour contrôler la réponse de la poutre. Des jauges de déformation sur la tête du marteau et aussi sur les supports et trois accéléromètres sont montés le long de la poutre. Les jauges de déformation sur le marteau enregistrent la charge de contact entre le marteau et la poutre, les jauges sur les supports de la poutre enregistrent les réactions et les accéléromètres positionnés sur trois endroits de la poutre enregistrent les accélérations au court de l'événement. Les données de base sont enregistrées sur un système d'acquisition de données. La disposition de l'installation du test est montrée sur la figure 3.5.

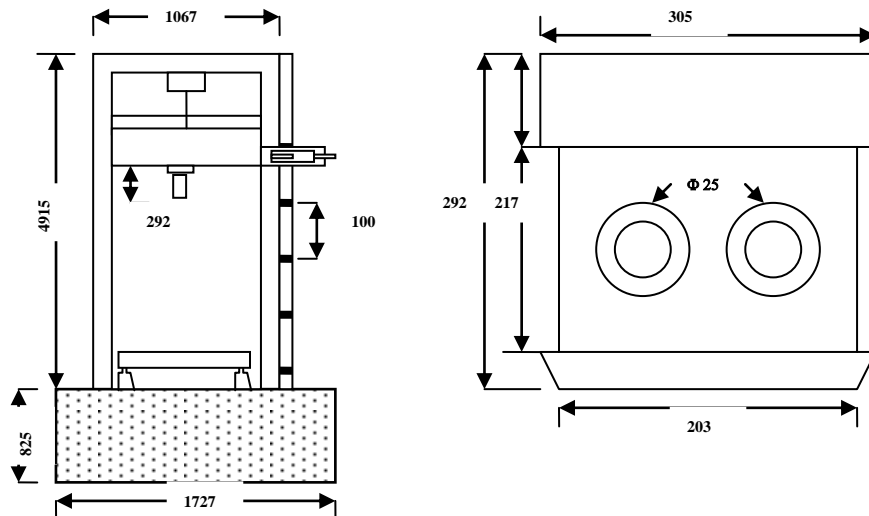


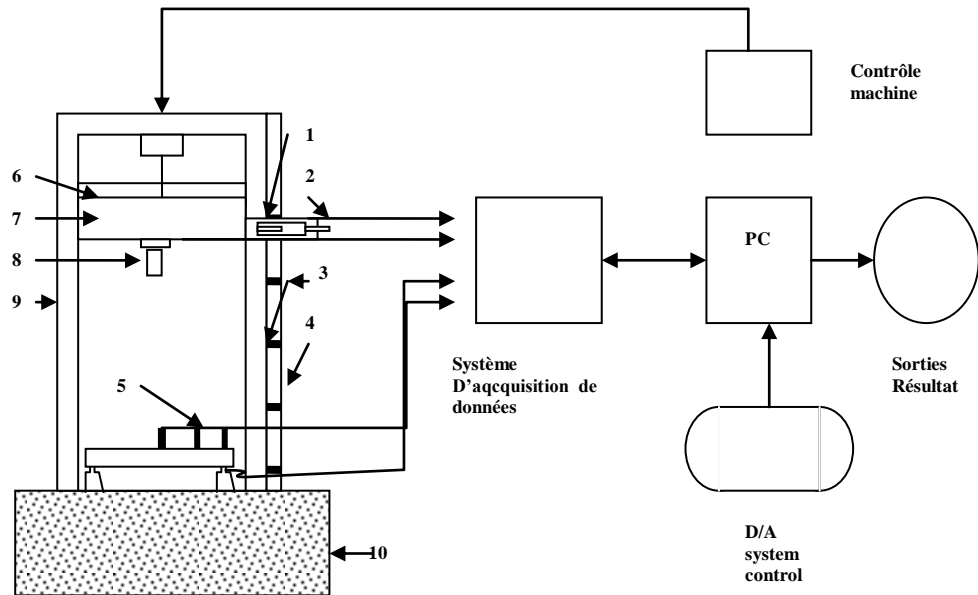
Figure 3.4 Dimensions Machine d'Impact et Masse d'Impact Marteau

Le marteau est attaché à un palan au moyen d'une épingle fermée. Le palan peut se déplacer en haut et en bas au moyen d'une chaîne et d'un moteur. Le marteau est élevé à la hauteur choisie et freiné à l'aide de freins pneumatiques. Le palan est ensuite détaché du marteau. En libérant les freins, le marteau chute sous l'effet de la gravité et frappe la poutre, ceci génère des taux élevés de chargement.

b- déclenchement de système d'acquisition de données

Le déclenchement du système d'acquisition se produit juste avant que le marteau touche la poutre, au moyen d'une cellule photo électrique assemblée au système. Une lamelle trouée en métal le long du parcours est installée sur la colonne de la machine.

Le marteau transporte la cellule photo électrique qui glisse le long de la lamelle. Au moment où le système de la cellule photo électrique atteint un trou (Figure 3.6) ou une source de lumière est installée, le système d'acquisition de données se déclenche.



1- Source de lumière 2- cellule 3-trous 4- lame métallique 5-Accéléromètres 6-Palonn 7- Marteau 8-Tête 9- Colonne 10- Piédestal

Figure 3.5 Dispositif d'installation du test d'Impact

c-La tête du marteau

Quand la tête du marteau frappe la poutre, les jauges de déformations enregistrent la charge de contact. La disposition des jauges de déformations sur la tête du marteau est indiquée sur la figure 3.7.a et le diagramme du circuit est indiqué sur la figure 3.7.b

Les huit jauges de déformation sont installées dans deux trous de 25mm de diamètre dans le but d'obtenir une amplification des signaux en se servant des concentrations de contraintes aux limites des trous. La tête du marteau est calibrée statistiquement en utilisant la machine universelle de tests statiques, décrite précédemment.

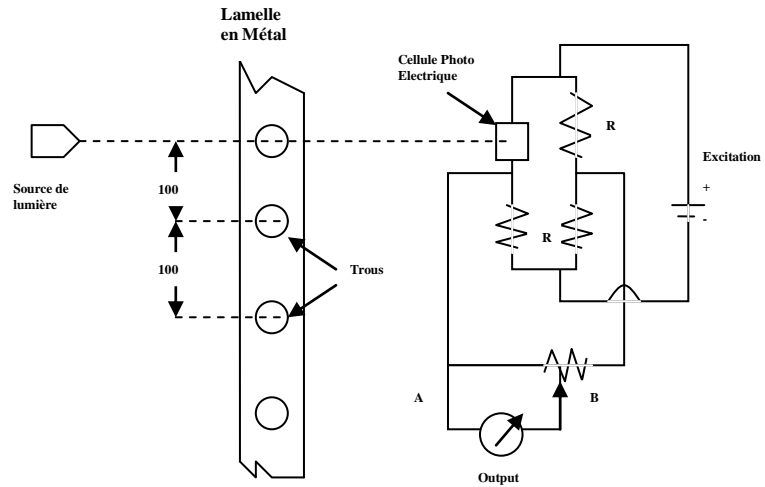


Figure 3.6 Déclenchement du Système d'acquisition

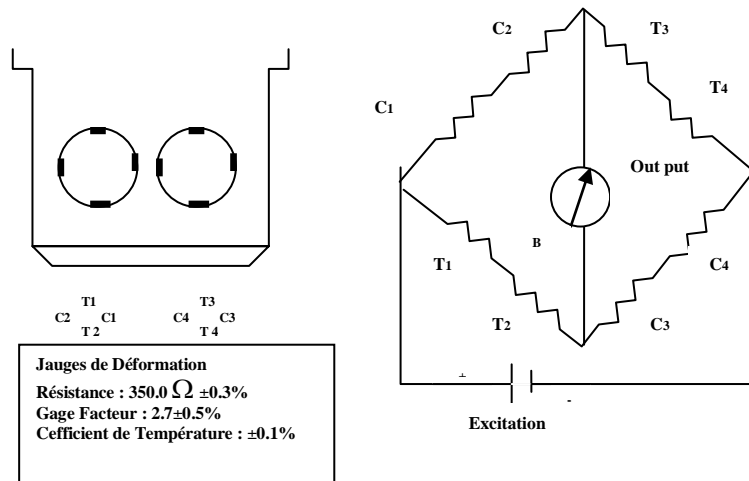


Figure 3.7 Le Circuit de la tête du Marteau

d-Le système au support du spécimen

Le système au support est capable à lire la réaction verticale aussi bien que la réaction horizontale (Figure 3.8). Ces deux réactions sont lues séparément à partir des signaux générés dans deux différents ponts de Wheatstone (Figure 3.9).

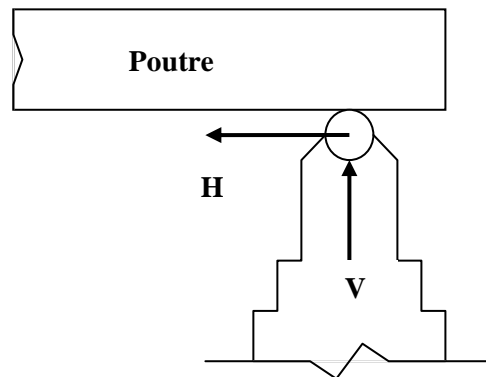


Figure 3.8 Les Réactions du Support

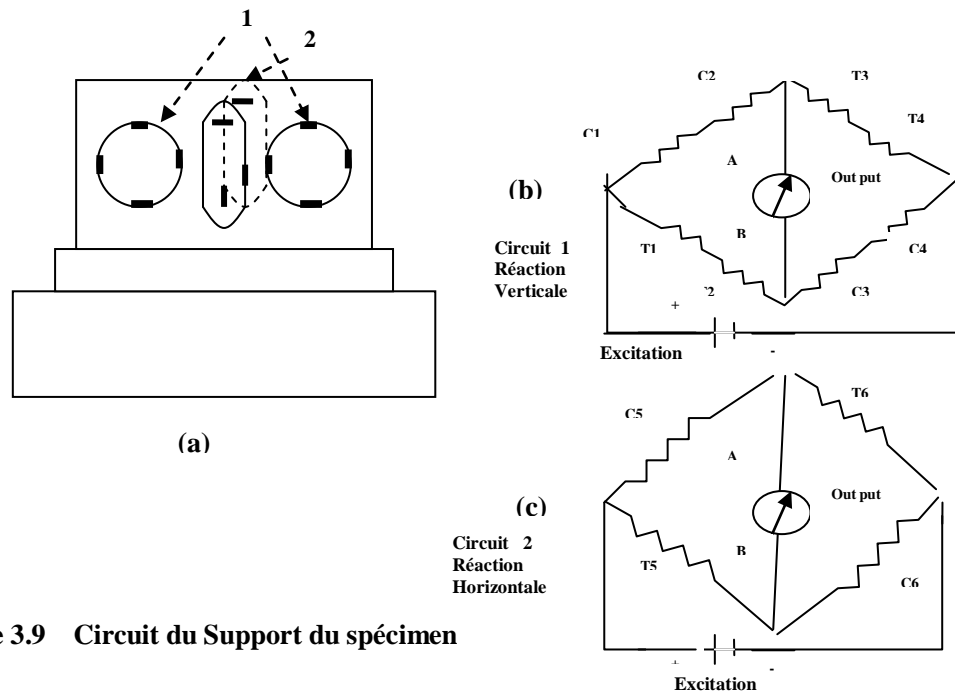


Figure 3.9 Circuit du Support du spécimen

Ces deux réactions peuvent être lues par le système d'acquisition de données à travers deux canaux indépendants. La réaction verticale est lue à travers les jauges de déformation montées dans les trous circulaires, alors que la réaction horizontale est lue à travers les jauges de déformations montées entre les deux trous (Figure 3.9)

Les jauges de déformation lisant la réaction verticale travaillent sur le même principe que les jauges installées sur la tête du marteau. Le pont lit la réaction horizontale à travers les sorties A et B dans la figure 3.9c qui sont proportionnelles aux valeurs de

la charge horizontale. On peut distinguer à travers la figure 3.9.b et 3.9.c que ces canaux agissent indépendamment l'un de l'autre. En d'autres mots, la présence d'une petite charge horizontale n'affecte pas l'équilibre du pont qui lit la réaction verticale et vis versa. La calibration des supports est menée sur la machine universelle de tests statiques.

e-Accéléromètres

Les accéléromètres utilisés sont des capteurs piézoélectriques avec une fréquence de résonance jusqu'à 45KHz et une résolution de 0.01g. Les accéléromètres peuvent lire jusqu'à plus ou moins 500g et ont une protection de surcharge jusqu'à 5000g.

¹ Manufacturé par PCB Piezotronics, Inc., Buffalo, New York.

f- Acquisition et enregistrement des données

Une fois le système d'acquisition de données lancé, il commence à transférer les sorties à partir de 5 canaux reliés à la mémoire de l'ordinateur pour la durée prévue. Cette durée est choisie selon le temps de chargement (environ 15 ms pour les bétons ordinaire et renforcé de fibres et 150 ms pour les bétons armés). Les cinq canaux sont lus simultanément à 0.2 ms d'intervalle. A la fin de l'essai, la mémoire de l'ordinateur transfère les données sur une disquette qui est utilisée pour l'analyse des données sur un micro-ordinateur.

ii. Calibration

a- Calibration de la tête

Les sorties à partir des jauges de déformation de la tête du marteau sont sous forme de signaux électriques ; pour convertir ces signaux en charges, une calibration est nécessaire. Bien que la tête du marteau soit sollicitée dynamiquement dans les tests présents, les propriétés de l'acier en condition dynamique sont supposées les mêmes qu'en condition statique, ainsi la calibration statique peut être utilisée. La tête est chargée pas à pas jusqu'à 70% de sa capacité de charge élastique et les lectures sont enregistrées. Figure 3.10 montre la courbe de calibration. Notons sur cette figure que la fonction de calibration est linéaire.

b- Calibration des supports

De la même façon, les supports sont calibrés sur la machine de test statique décrite précédemment. Dans le cas de la réaction verticale, une charge verticale est appliquée comme dans le cas de la tête alors pour le cas de la réaction horizontale un moment est appliqué (Figure 3.8). La figure 3.10 montre le résultat de la calibration ; comme pour la courbe de calibration de la tête du marteau, la courbe de calibration des supports est linéaire sans perte de réversibilité.

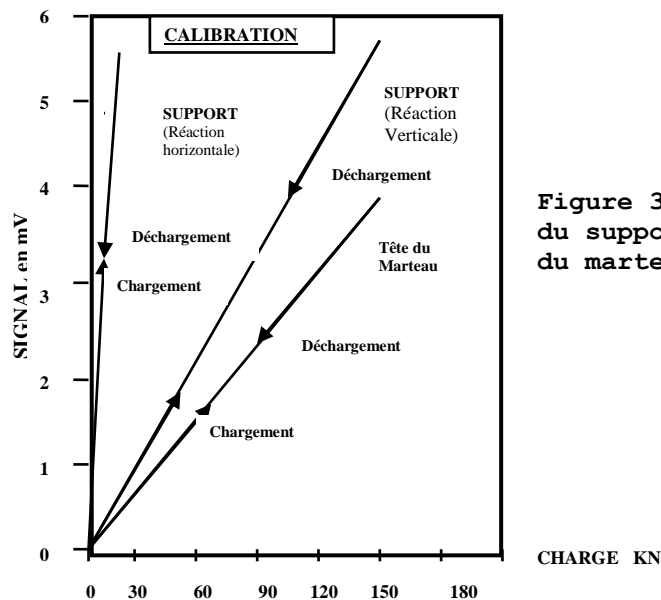
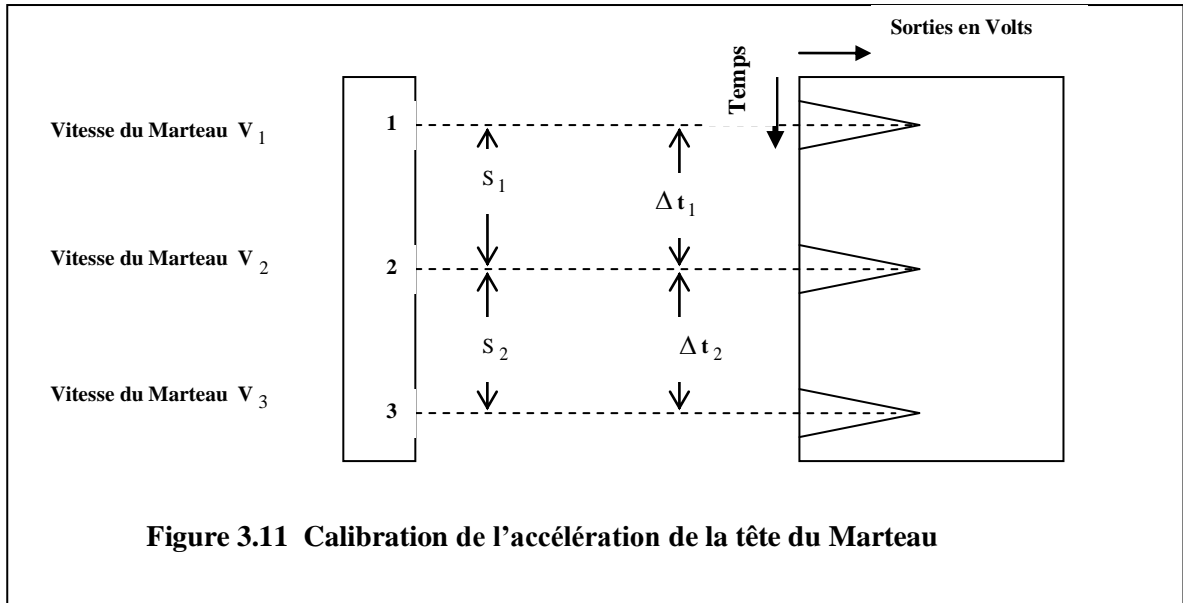


Figure 3.10 La calibration du support et de la tête du marteau

c- Calibration de l'accélération du marteau

Comme mentionné précédemment, le montage de la cellule photo électrique envoie un signal électrique quand il intercepte un trou de la lamelle métallique. Un schéma des sorties du montage de la cellule photo électrique est montré sur la figure 3.11 ; les données de la cellule photo électrique indique le temps requis par le marteau pour parcourir les distances entre les trous successifs.



Si on peut supposer que l'accélération du marteau (a_h) est constante et si nous connaissons le temps requis pour parcourir deux segments adjacents de longueur s_1 et s_2 (Figure 3.11), ainsi d'après loi des mouvements, l'accélération du marteau peut être obtenue comme suit :

Entre le premier et le deuxième trou,

$$s_1 = V_1 \Delta t_1 + 0.5 a_h \Delta t_1^2 \quad (3.3)$$

Entre le second et le troisième trou,

$$s_2 = V_2 \Delta t_2 + 0.5 a_h \Delta t_2^2 \quad (3.4)$$

Aussi,

$$V_2 = V_1 + a_h \Delta t_1 \quad (3.5)$$

C'est ainsi que

$$a_h = \frac{2(s_2 \Delta t_1 - s_1 \Delta t_2)}{\Delta t_1 \Delta t_2 (\Delta t_1 + \Delta t_2)} \quad (3.6)$$

Si les trous sont espacés d'une même longueur ($s_1 = s_2$), comme dans le cas de la présente étude, nous obtenons :

$$a_h = \frac{2s(\Delta t_1 - \Delta t_2)}{\Delta t_1 \Delta t_2 (\Delta t_1 + \Delta t_2)} \quad (3.7)$$

A noter que tous les termes du deuxième membre des équations 3.6 ou 3.7 peuvent être obtenus à partir des sorties de la cellule photo électrique ou des mesures physiques. Ainsi l'accélération de chute du marteau peut être évaluée.

L'accélération du marteau obtenue est toujours inférieure à l'accélération de la pesanteur (9.81 m/s^2), cette contradiction est due à la friction entre les colonnes de la

machine et le marteau. La valeur de la friction est dépendante de la propreté des colonnes de la machine.

Un test d'accélération après nettoyage des colonnes donne une accélération de 9.60 m/s^2 du marteau après sa chute libre. Un deuxième test d'accélération nous donne une accélération de 8.64 m/s^2 juste après le premier, sans avoir nettoyé les colonnes. Ceci nous mène à faire attention de nettoyer les colonnes de la machine après chaque test.

iii. Analyse des résultats de tests

Les acquisitions de données de tests d'impact sur les poutres en béton concernent la charge sur la tête du marteau, la charge sur les supports des poutres et les accélérations sur les trois endroits le long de la poutre. Toutes ces données sont obtenues en fonction du temps correspondant. La figure 3.12 montre les cinq séries de données obtenues à partir des cinq canaux instrumentés pour un test donné d'une poutre en béton simple. Puisque les données sont acquises à un intervalle de temps de 200 microsecondes, et puisque le temps d'impact dure entre 15 ms à 150 ms ceci implique l'acquisition de beaucoup de données par test. Pour des résultats d'analyse efficaces, un programme d'informatique est élaboré. L'algorithme de ce programme est développé dans la section 3.3.2.3g.

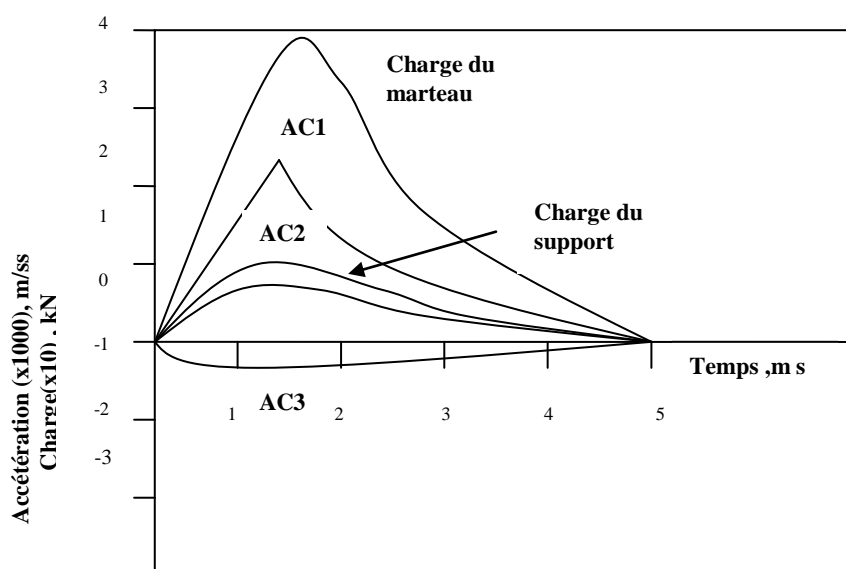


Figure 3.12 – Les sorties types à partir des 5 canaux de l'instrumentation

a. *L'énergie perdue par le marteau*

Quand le marteau descend en chute libre d'une certaine hauteur h , juste avant de toucher la poutre, la vitesse de celui-ci est donnée par l'équation 3.2a. Si cet instant correspond au temps zéro, alors :

$$V_h(t=0) = \sqrt{2a_h h} \quad (3.8)$$

Après le contact entre le marteau et la poutre nous pouvons écrire :

$$\int P_t(t) dt = m_h V_h(0) - m_h V_h(t) \quad (3.9)$$

En utilisant l'équation 3.8 et en résolvant l'équation 3.9 nous obtenons,

$$V_h(t) = \left[2a_h h - \frac{1}{m_h} \int P_t(t) dt \right] \quad (3.10)$$

Si $\Delta E(t)$ est l'énergie cinétique perdue par le marteau, alors ;

$$\Delta E(t) = \frac{1}{2} m_h [V^2(0) - V_h^2(t)] \quad (3.11)$$

En substituant les valeurs de $V_h(0)$ et $V_h(t)$ dans l'équation 3.11,

$$\Delta E(t) = \frac{1}{2} m_h \left[2a_h h - \left(\sqrt{2a_h h} - \frac{1}{m_h} \int P_t(t) dt \right)^2 \right] \quad (3.12)$$

Ainsi, d'après l'équation 3.12, nous pouvons calculer à n'importe quel moment l'énergie perdue par le marteau puisque la charge de ce dernier peut être connue à n'importe quel moment à partir des acquisitions de données . Comme nous allons voir plus tard toute l'énergie perdue par le marteau n'est pas totalement transférée au spécimen (chapitre 8).

b-La charge de flexion

La charge de contact entre le marteau et le spécimen n'est pas la vraie charge de flexion de la poutre à cause de l'inertie de cette dernière. Une partie de la charge du marteau est utilisée pour accélérer la poutre au repos qu'on appelle force d'inertie et qui est décrite en détail au chapitre 5. Cette force d'inertie doit être soustraite de la charge observée du marteau afin d'obtenir la charge réelle de flexion du spécimen. Beaucoup de techniques ont été utilisées par différents chercheurs pour soustraire cette force d'inertie ; dans la présente étude, les données des accéléromètres sont utilisées pour appliquer cette correction d'inertie.

Pour arriver à calculer la vraie charge de flexion, il est important de comprendre les différentes charges en question. La charge du marteau est une charge concentrée à mi-travée de la poutre alors que les forces d'inertie de réaction de la poutre sont

distribuées à travers toute la masse du spécimen. Ces forces d'inerties distribuées peuvent être sommées en une force d'inertie équivalente $P_i(t)$ qui doit être soustraite de la charge du marteau pour obtenir la vraie charge de flexion de la poutre $P_b(t)$ agissant au centre. Nous pouvons ainsi prédire les énergies, les moments et les contraintes correctes au centre de la poutre. Comme montré sur la figure 3.13, les trois accéléromètres sont placés à des distances $D_1, (D_1+D_2)$ et $(0.5l + h)$ de l'axe de la poutre. Si les accélérations entre les accéléromètres et les accélérations à mi travée peuvent être obtenues par extrapolation linéaire, et si la distribution des accélérations est supposée symétrique par rapport au centre de la poutre, alors l'accélération à n'importe quel point est connue. Si un segment élémentaire dx de la poutre a une accélération $\ddot{u}(x,t)$ à son centre, alors la force d'inertie agissante sur lui est donnée par

$$dI(x,t) = \rho A dx \ddot{u}(x,t) \quad (3.13)$$

Où ρ est la masse volumique et A l'aire de la section droite de la poutre.

Dans la position de la poutre comme indiquée sur la figure 3.13c, si $\ddot{u}_0(t), \ddot{u}_1(t), \ddot{u}_2(t)$ et $\ddot{u}_3(t)$ sont les accélérations respectivement au centre et aux trois endroits des accéléromètres, et si $\delta u_0, \delta u_1, \delta u_2$ et δu_3 sont les déplacements virtuels correspondants, alors,

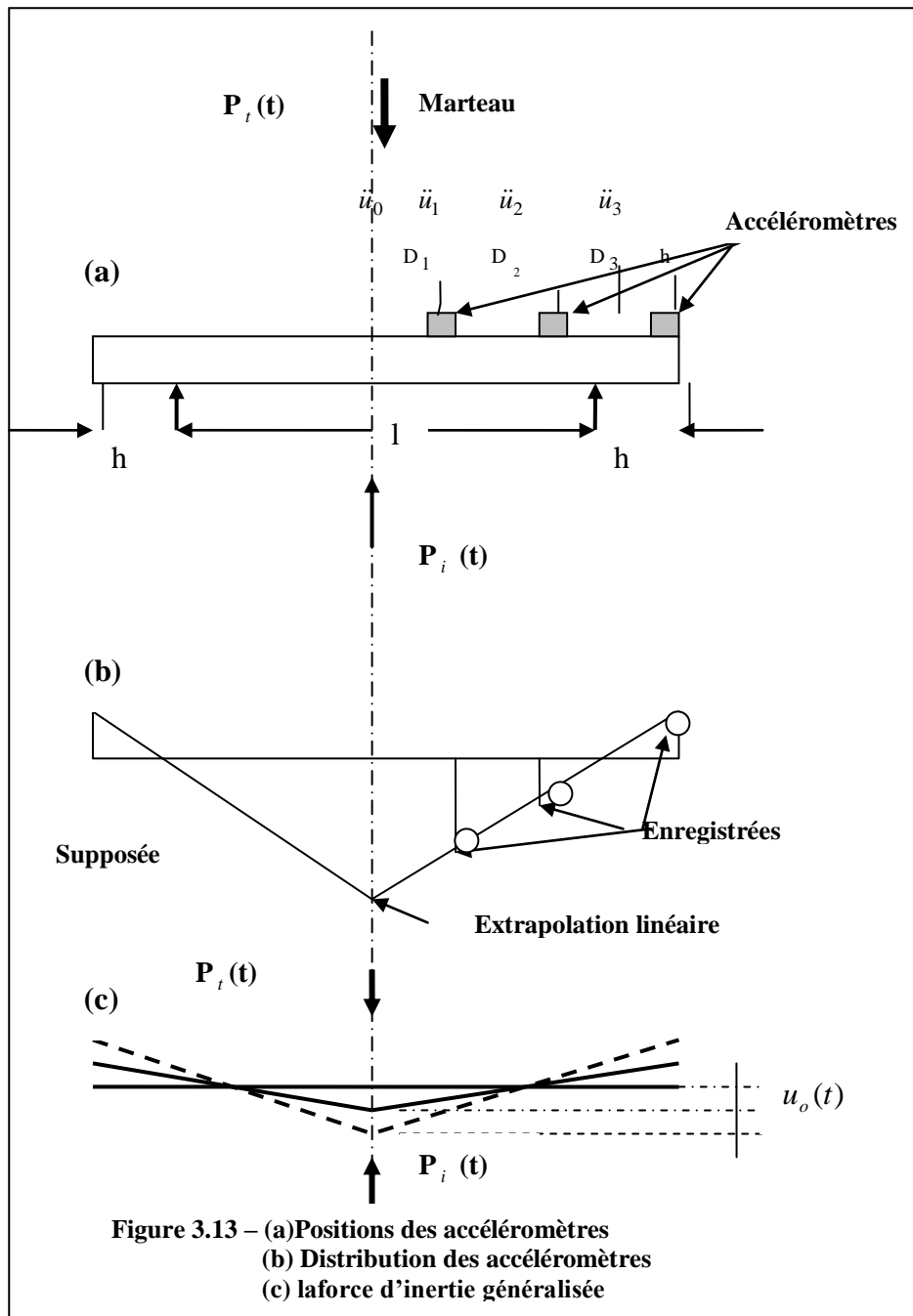
$$\frac{\delta u_0}{\ddot{u}_0(t)} = \frac{\delta u_1}{\ddot{u}_1(t)} = \frac{\delta u_2}{\ddot{u}_2(t)} = \frac{\delta u_3}{\ddot{u}_3(t)} \quad (3.14)$$

Si les forces d'inertie réparties sont remplacées par une force d'inertie résultante au centre de la poutre, alors le travail virtuel donné par les forces d'inertie réparties le long de la poutre sur les déplacements virtuels peut être égale au travail virtuel donné par la force d'inertie résultante $P_i(t)$ sur le déplacement virtuel au centre de la poutre.

$$P_i(t) \delta u_0 = \int \rho A \ddot{u}(x,t) \delta u(x) dx + 2 \int \rho A \ddot{u}(y,t) \delta u(y) dy \quad (3.15)$$

En développant ;

$$\begin{aligned} P_i(t) \delta u_0 = & ? \left[\int \rho A \left[\ddot{u}_0(t) - \frac{\ddot{u}_0(t) - \ddot{u}_1(t)}{D_1} x \right] \left[\delta u_0 - \frac{\delta u_0 - \delta u_1}{D_1} x \right] dx \right. \\ & + \int \rho A \left[\ddot{u}_1(t) - \frac{\ddot{u}_1(t) - \ddot{u}_2(t)}{D_2} x \right] \left[\delta u_1 - \frac{\delta u_1 - \delta u_2}{D_2} x \right] dx \\ & + \int \rho A \left[\ddot{u}_2(t) - \frac{\ddot{u}_2(t) - \ddot{u}_3(t)}{D_3} x \right] \left[\delta u_2 - \frac{\delta u_2 - \delta u_3}{D_3} x \right] dx \\ & \left. + \int \rho A (-1) \left[\ddot{u}_3(t) - \frac{\ddot{u}_3(t) - \ddot{u}_s(t)}{h} y \right] (-1) \left[\delta u_3 - \frac{\delta u_3 - \delta u_s}{h} y \right] \right] \end{aligned} \quad (3.16)$$



Ou $\ddot{u}_s(t)$ et δu_s sont respectivement l'accélération et le déplacement virtuel sur le support de la poutre. Si l'accélération et le déplacement virtuel sur le support sont supposés nuls, et si la poutre est considérée comme homogène et isotrope, alors l'équation 3.16 peut être simplifiée :

$$P_i(t)\delta u_0 = 2\rho A \left[\frac{1}{3}\ddot{u}_1(t)\delta u_0 D_1 + \frac{1}{3}\ddot{u}_0(t)\delta u_0 D_1 + \frac{1}{3}\frac{\ddot{u}_1(t)}{\ddot{u}_0(t)}\delta u_0 D_1 + \frac{1}{3}\ddot{u}_2(t)\delta u_1 D_2 \right. \\ \left. + \frac{1}{3}\ddot{u}_1(t)\delta u_1 D_2 + \frac{1}{3}\frac{\ddot{u}_2(t)}{\ddot{u}_1(t)}\delta u_1 D_2 + \frac{1}{3}\ddot{u}_2(t)\delta u_2 D_3 + \frac{1}{3}\ddot{u}_3(t)\delta u_3 h \right]$$

(3.17)

En remplaçant $\delta u_1, \delta u_2, \text{et} \delta u_3$ en fonction de δu_0 en utilisant l'équation 3.14 et en divisant par δu_0 dans les deux termes de l'équation, nous obtenons :

$$P_i(t)\delta u_0 = 2\rho A \left[\frac{1}{3} - \frac{D_1}{\ddot{u}_0(t)} (\ddot{u}_0^2(t) + \ddot{u}_1^2(t) + \ddot{u}_1(t)\ddot{u}_0(t)) \right. \\ \left. + \frac{1}{3} \frac{D_2}{\ddot{u}_0(t)} ((\ddot{u}_2^2(t) + \ddot{u}_1^2(t) + \ddot{u}_1(t)\ddot{u}_2(t)) \right. \\ \left. + \frac{1}{3} \frac{D_3}{\ddot{u}_0(t)} \ddot{u}_2^2(t) + \frac{1}{3} \frac{h}{\ddot{u}_0(t)} \ddot{u}_3^2(t) \right] \quad (3.18)$$

Ainsi en connaissant les accélérations au centre et aux deux endroits de la poutre ou sont fixés les accéléromètres, et les propriétés de la poutre, alors la force d'inertie résultante peut être obtenue à partir de l'équation 3.18.

Une fois la force d'inertie résultante obtenue, la poutre peut être modélisée comme un système à un degré de liberté et la charge en flexion peut être obtenue par l'équation d'équilibre dynamique,

$$P_b(t) = P_t(t) - P_i(t) \quad (3.19)$$

c-La répartition des accélérations

Si l'accélération en chaque point le long de la poutre peut être exprimée en fonction de l'accélération au centre, alors l'équation du travail virtuel peut être d'avantage simplifiée. En d'autres termes, si les accélérations $\ddot{u}_1(t), \ddot{u}_2(t), \ddot{u}_3(t)$ peuvent être exprimées comme une fonction de $\ddot{u}_0(t)$, alors l'équation 3.18 peut être écrite en fonction seulement de l'accélération $\ddot{u}_0(t)$.

Beaucoup de tests ont été réalisés sur les poutres en béton simple, béton renforcé de fibres et béton armé qui indiquent qu'une simplification est possible. La distribution des accélérations en béton simple et en béton de fibres est montrée sur la figure 3.14 et celle du béton armé sur la figure 3.15. Comme montré sur la figure 3.14, la distribution des accélérations pour le béton simple et le béton de fibres sans armatures conventionnelles est approximativement linéaire. D'un autre côté la

distribution des accélérations pour le béton armé est approximativement sinusoïdale (figure 3.15). Avec ces approximations les forces résultantes d'inertie peuvent être exprimées comme suit :

(i) *Cas linéaire* :

Pour le cas linéaire (figure 3.14 a), les déplacements peuvent être écrits comme :

$$u(x,t) = \frac{2u_0(t)}{l}x \quad \text{entre les supports} \quad (3.20)$$

$$u(y,t) = \frac{-2u_0(t)}{l}y \quad \text{en dehors des supports}$$

En réécrivant l'équation 3.15 pour ce cas, nous obtenons :

$$P_i(t)\delta u_0 = 2 \int \rho A \left[\frac{2\ddot{u}_0(t)x}{l} \right] \left[\frac{2\delta u_0 x}{l} \right] dx + 2 \int \rho A \left[\frac{-2\ddot{u}_0(t)y}{l} \right] \left[\frac{-2\delta u_0 y}{l} \right] dy \quad (3.21)$$

Une fois encore si la poutre est homogène et isotrope, l'équation 3.21 peut être simplifiée comme :

$$P_i(t) = \rho A \ddot{u}_0(t) \left[\frac{1}{3} + \frac{8h^3}{3l^2} \right] \quad (3.22)$$

Notez que l'expression ci-dessus peut être aussi obtenue à partir de l'expression générale (équation 3.18) en exprimant $\ddot{u}_1(t)$, $\ddot{u}_2(t)$ et $\ddot{u}_3(t)$ en fonction de $\ddot{u}_0(t)$.

(ii) *Cas sinusoïdal*

Dans ce cas, les déplacements entre les supports sont supposés comme une fonction sinusoïdale alors que les déplacements hors travée sont supposés comme fonction linéaire (Figure 3.16 b)

En conséquence :

$$u(x,t) = u_0(t) \sin \frac{\pi x}{l} \quad (\text{entre les supports})$$

$$u(x,t) = -u_0(t) \sin \frac{\pi y}{l} \quad (\text{au de là des supports}) \quad (3.23)$$

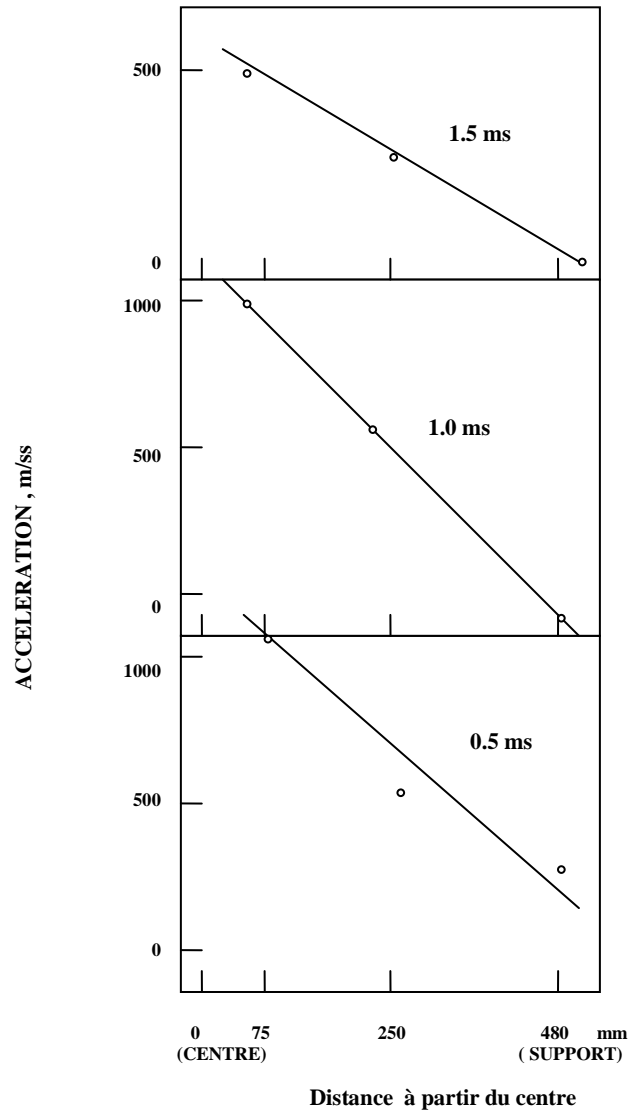
Réécrivant l'équation 3.15 pour ce cas :

$$P_i(t)\delta u_0 = \int \rho A \left[\ddot{u}_0(t) \sin \frac{\pi x}{l} \right] \left[\delta u_0 \sin \frac{\pi x}{l} \right] dx + 2 \int \rho A \left[-\ddot{u}_0(t) \frac{\pi y}{l} \right] \left[-\delta u_0 \frac{\pi y}{l} \right] dy \quad (3.24)$$

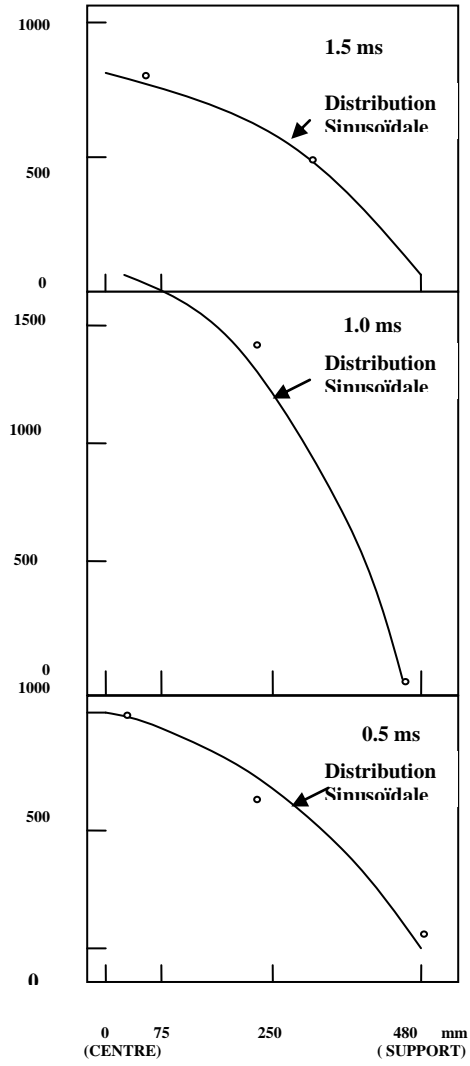
Pour une poutre homogène et isotrope, l'équation ci-dessus peut être simplifiée :

$$P_i(t) = \rho A \ddot{u}_0(t) \left[\frac{1}{2} + \frac{2\pi^2 h^3}{3l^2} \right] \quad (3.25)$$

En utilisant l'équation 3.19 pour le cas linéaire ou sinusoïdale nous pouvons déterminer la charge de flexion généralisée.



Distance à partir du centre
Figure 3.14 Distribution des accélérations pour les poutres en béton simple



Distance à partir du centre
 Figure 3.15- Distribution des accélérations pour les poutres en béton armé

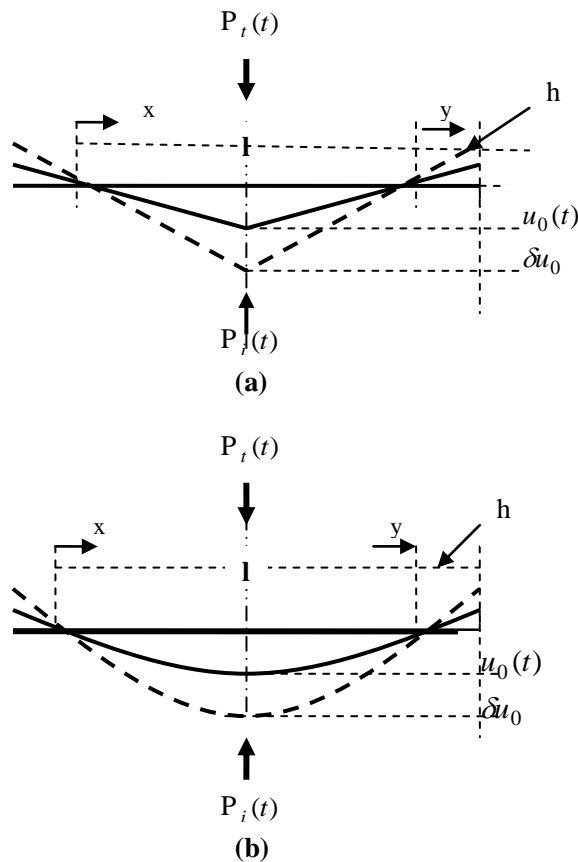


Figure 3.16- (a) Distribution linéaire des accélérations
(b) Distribution Sinusoïdale des accélérations

d- Moments et contraintes

Pour la poutre sollicitée dynamiquement, le moment à mi-portée peut être obtenu en prenant le moment de toutes les forces agissantes par rapport au centre de la poutre (Figure 3.17 a).

Le même moment au centre peut être aussi prédit dans le cas d'un système statique équivalent avec la charge du marteau et la force d'inertie remplacés par la charge de flexion généralisée agissant au centre de la poutre. Le cas de la distribution linéaire peut être utilisé pour démontrer ceci ; Si F_{i1} est la résultante des réactions des forces d'inertie de la poutre à gauche ou à droite de la mi-portée et si F_{i2} est la résultante des réactions des forces d'inertie hors travée de la poutre (Figure 3.17 a) alors

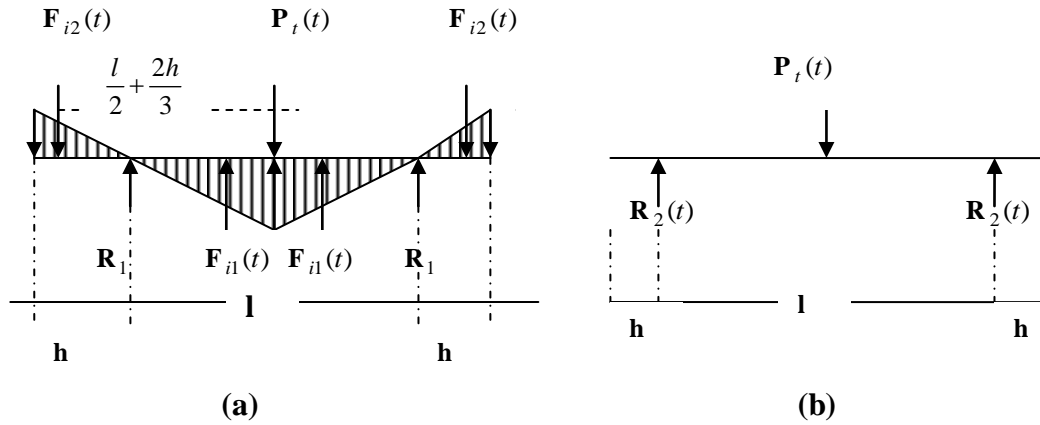


Figure 3.17- (a) Chargement dynamique sur les poutres (b)Chargement statique équivalent

$$F_{i1}(t) = \frac{1}{4} \rho A \ddot{u}_0(t) l \quad (3.26)$$

$$F_{i2}(t) = \frac{1}{L} \rho A \ddot{u}_0(t) h^2 \quad (3.27)$$

A partir de l'équilibre des forces verticales,

$$R_1(t) = \frac{1}{2} P_t(t) - F_{i1}(t) + F_{i2}(t) \quad (3.28)$$

Ou

$$\begin{aligned} R_1(t) &= \frac{1}{2} P_t(t) - \frac{1}{4} \rho A \ddot{u}_0(t) l + \frac{1}{L} \rho A \ddot{u}_0(t) h^2 \\ &= \frac{1}{2} P_t(t) - \rho A \ddot{u}_0(t) \left[\frac{l}{4} - \frac{h^2}{l} \right] \end{aligned} \quad (3.29)$$

Si $M_0(t)$ est le moment au centre,

$$M_0(t) = R_1(t) \frac{l}{2} + F_{i1}(t) \frac{l}{6} - F_{i2}(t) \left[\frac{l}{2} + \frac{2h}{3} \right]$$

Remplaçant $R_1(t)$ à partir de l'équation 3.29, $F_{i1}(t)$ à partir de l'équation 3.26, $F_{i2}(t)$ à partir de l'équation 3.27, nous obtenons

$$M_0(t) = P_t(t) \frac{l}{4} - \rho A \ddot{u}_0(t) \left[\frac{l^2}{12} - \frac{2h^2}{3l} \right] \quad (3.30)$$

La charge de flexion généralisée $P_b(t)$ peut être obtenue à partir de l'équation 3.19, en utilisant la force d'inertie généralisée $P_i(t)$ obtenue à partir de l'équation 3.22,

$$P_b(t) = P_i(t) - \rho A \ddot{u}_0(t) \left[\frac{1}{3} + \frac{8h^3}{3l^2} \right] \quad (3.31)$$

Si $M_{eo}(t)$ est la valeur du moment à mi-portée du système équivalent, alors,

$$M_{eo}(t) = P_b(t) \frac{l}{4}$$

Avec $P_b(t)$ obtenu à partir de l'équation 3.31,

$$M_{eo}(t) = P_b(t) \frac{l}{4} - \rho A \ddot{u}_0(t) \left[\frac{l^2}{12} - \frac{2h^2}{3l} \right] \quad (3.32)$$

En comparant l'équation 3.30 et l'équation 3.32 nous pouvons remarquer que le moment prédit par le système équivalent (3.32) est le même que celui prédit par l'analyse dynamique (3.30).

Puisque la charge généralisée de flexion prédit le moment exact à mi-portée du système équivalent, il est possible de l'utiliser directement pour le calcul des contraintes. Les contraintes dans la poutre peuvent être obtenues à partir de,

$$\sigma(c,t) = \left[P_b(t) \frac{l}{4} \right] \left[\frac{c}{I} \right] \quad (3.33)$$

Où c est la distance d'une fibre d'une certaine section de la poutre à l'axe neutre de celle-ci et I est le moment d'inertie. Si σ_{td} est le module de rupture sous conditions dynamique, alors,

$$\sigma_{td} = \left[P_{b,\max} \frac{l}{4} \right] \left[\frac{h}{2I} \right] \quad (3.34a) \quad \varepsilon_f = (6u_{0,pic}h)/l^2 \quad (3.34b)$$

Où $u_{0,pic}$ est le déplacement à mi-portée de la poutre au pic de charge.

e- Vitesses et déplacements

Une fois l'historique des accélérations à chaque point le long de la poutre est connu, l'historique des vitesses et déplacements peut être obtenu par intégrations en fonction du temps. Cependant c'est l'historique de la vitesse et du déplacement du point de charge qui sont en premier lieu concernés par l'analyse. L'accélération au centre $\ddot{u}_0(t)$ de la poutre obtenue par extrapolation des accélérations mesurées, est utilisée pour ce but. Si $\dot{u}_0(t)$ est la vitesse au centre et $u_0(t)$ est le déplacement au centre, alors,

$$\dot{u}_0(t) = \int \ddot{u}_0(t) dt \quad (3.35)$$

$$u_0(t) = \int \dot{u}_0(t) dt \quad (3.36)$$

f- Energies

Comme dans le cas statique, l'aire de la surface de la courbe charge (Equation 3.19) versus déplacement à mi-portée (Equation 3.36) est l'énergie emmagasinée par la

poutre. Jusqu'à la fin de l'impact, cette aire de surface représente l'énergie de rupture. Si $E_b(t)$ est l'énergie en flexion, alors,

$$E_b(t) = \int P_b(t) du_0 \quad (3.37)$$

g- L'Algorithme du programme informatique

L'Algorithme du programme informatique est conçu pour analyser les données à partir des tests d'impact (Figure 3.15). Les données de tests sont enregistrées avec un temps de base. Ainsi l'analyse commence à l'instant où la tête du marteau touche la poutre ($t=0$) et se termine à la rupture de la poutre ($t=t_f$) c'est à dire au moment où la charge chute à zéro. Les sorties du programme sont sous forme d'historique des énergies perdues par le marteau ($\Delta E(t)$), d'énergies emmagasinées par la poutre ($E_b(t)$) ainsi de suite. Les résultats peuvent être obtenus sous forme graphique.

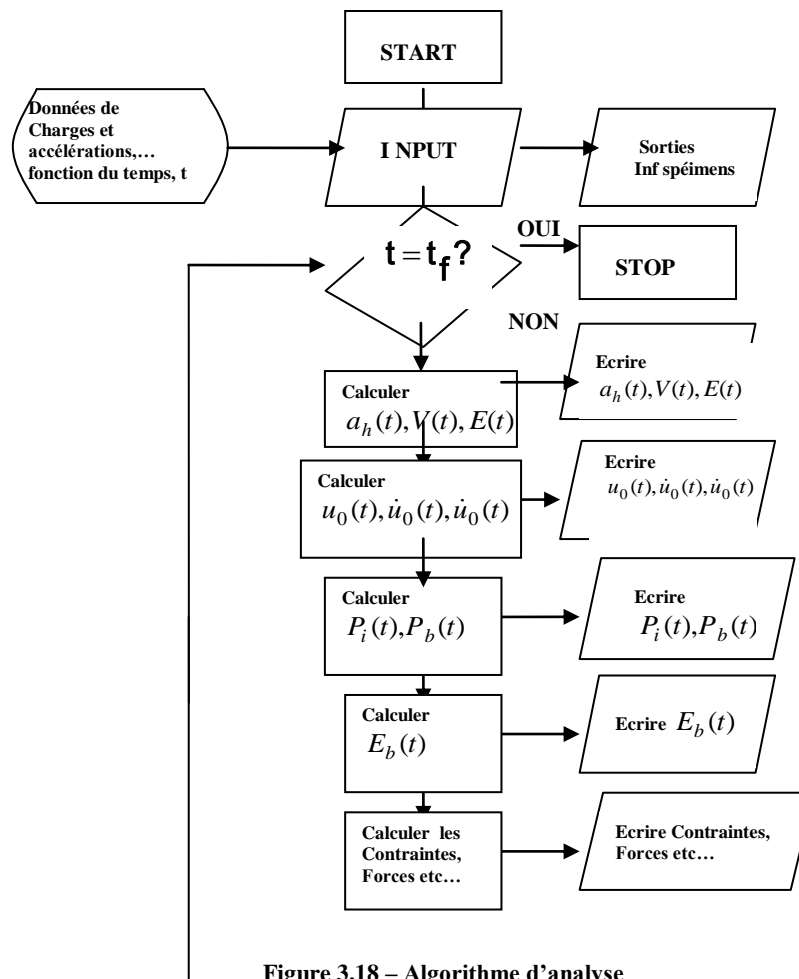


Figure 3.18 – Algorithme d'analyse

iv. Les réactions des supports

a. La réaction verticale

Comme mentionné précédemment, un des supports de la poutre est également instrumenté pour lire la réaction verticale du support. C'est une méthode complètement indépendante pour vérifier la validité de l'équation 3.29, et fournit aussi une vérification sur le fonctionnement des accéléromètres et des jauges de déformation sur le marteau. La figure 3.19 montre une telle comparaison. La figure 3.19 montre deux différences entre la réaction $R_1(t)$ obtenue en utilisant l'équation 3.29, et la réaction verticale mesurée du support.

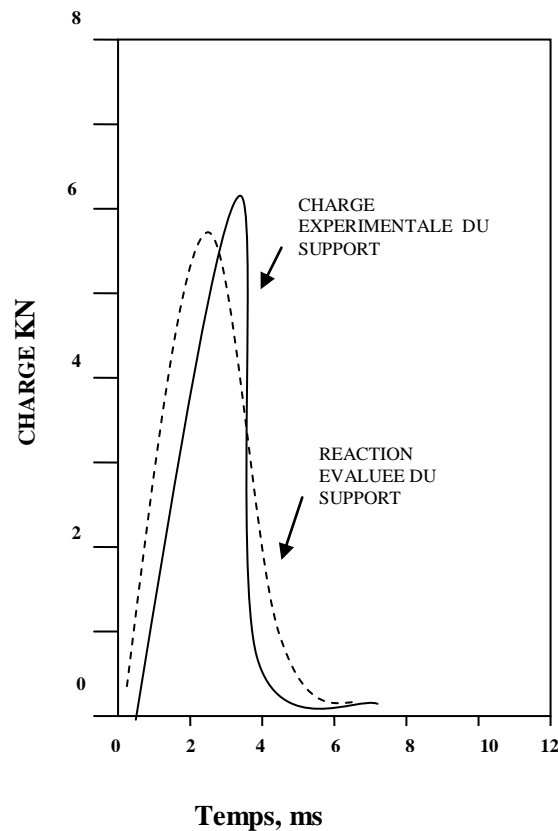


Figure 3.19- Comparaison entre la réaction évaluée du support et la réaction du support observée

Premièrement le pic de la valeur de $R_1(t)$ est plus petit d'environ 5-12% que la valeur mesurée. Deuxièmement, il y a un déphasage d'environ 0.2 ms entre le pic de charge mesuré et le pic de charge obtenu analytiquement. Ceci est peut être dû au temps que prennent les ondes de choc pour se répartir du centre aux supports de la poutre. Pour le béton ($E \cong 25 \times 10^9 \text{ N/m}^2$ et $\rho \cong 2400 \text{ kg/m}^3$), la vitesse c des ondes longitudinales des contraintes, (donnée par $c = \sqrt{E/\rho}$) est d'environ 3300 m/s. A partir de cette vitesse, l'onde des contraintes prend 0.15 ms pour traverser le centre de la poutre jusqu'aux supports de celle-ci (une distance de 480mm). En plus l'observation donne un

décalage de 0.2ms. Ces deux explications et le contact inégal en temps entre les supports et la poutre explique peut être ce décalage.

La réaction $R_2(t)$ dans le système statique équivalent de la figure 3.17b peut être évaluée par sommation des forces verticales.

$$R_2(t) = \frac{1}{2} P_b(t)$$

En utilisant $P_b(t)$ à partir de l'équation 3.31 (approximation linéaire), nous obtenons,

$$R_2(t) = \frac{1}{2} P_t(t) - \rho A \ddot{u}(t) \left[\frac{1}{6} + \frac{4h^3}{3l^2} \right] \quad (3.38)$$

La comparaison de $R_1(t)$ à partir de l'équation 3.29 et de l'équation $R_2(t)$ 3.38 montre une légère différence. La différence des pics de charge et des accélérations dans la présente étude ne dépasse pas 6%. Ainsi, bien que non valide, la réaction mesurée du support fois deux, et comparée à la charge de flexion, peut fournir une autre vérification de la technique de correction de la force d'inertie. La Figure 3.20 montre une telle comparaison

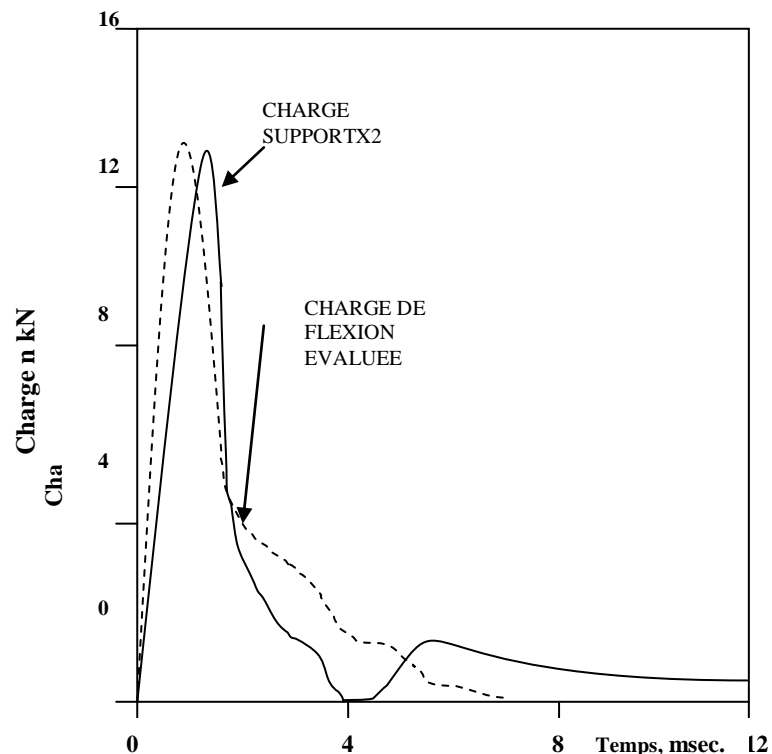


Figure 3.20-Vérification sommaire sur la validité de la technique utilisée pour le calcul de l'inertie

b-La réaction horizontale

Comme mentionné précédemment, l'instrumentation sur un des supports est capable d'enregistrer la réaction horizontale. Celle-ci est trouvée proche de zéro. Ceci confirme l'hypothèse que la poutre est simplement appuyée. La réaction horizontale du support de la poutre en béton obtenue par les résultats de test d'impact est montrée sur la figure 3.21.

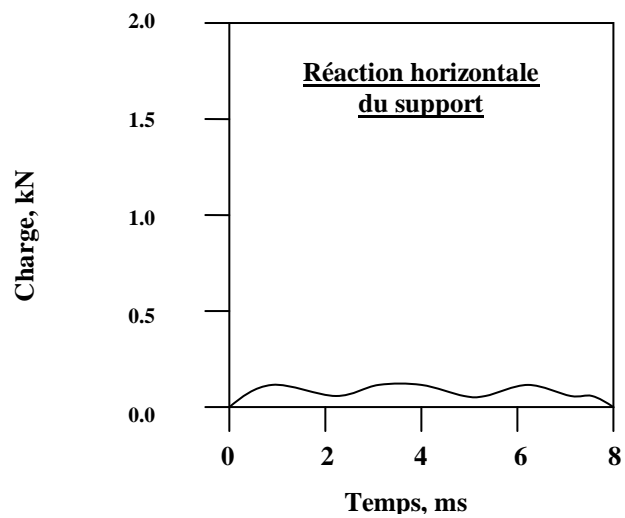


Figure 3.21 La réaction horizontale du support

4. ANALYSE DES MODELES

4.1 Introduction

Le but du travail expérimental sur les bétons, est d'arriver à un ensemble de propriétés capables d'expliquer les faits expérimentaux observés. Les conditions environnementales et la géométrie des spécimens utilisés dans les investigations au laboratoire peuvent ou ne peuvent pas être rencontrées en pratique. Cependant, le comportement du béton sous un ensemble de conditions peut être utilisé pour prédire son comportement sous d'autres ensembles de conditions. L'impossibilité de généraliser au laboratoire toutes les situations possibles qu'on rencontre en pratique est normalement surmontée par l'utilisation de modèles mathématiques. Cependant, le développement de modèles réussis, nécessite la connaissance du comportement du matériau et les effets des divers paramètres sur son comportement. Des tentatives sont généralement entreprises pour déterminer un ensemble de propriétés fondamentales du matériau à partir d'un nombre limité d'observations expérimentales. Le comportement du matériau sous chargement, et les mécanismes responsables de sa ruine, sont deux des paramètres nécessaires pour concevoir un modèle.

Quelquefois, on peut utiliser dans le modèle des informations utiles à partir des observations expérimentales. Les tests instrumentés d'impact sur des matériaux fragiles peuvent être considérés dans ce cas. La charge enregistrée en fonction du temps par l'instrumentation de la tête du marteau dans de tels tests, n'est pas la charge effective de flexion de la poutre. La majeure partie de cette charge de contact entre le marteau et la poutre se reconvertit en force d'inertie de la poutre. Ainsi, après chaque acquisition de données de charge, il faut faire attention à soustraire les forces d'inertie de la poutre. Bien que certains chercheurs (15,44) aient recommandé une instrumentation additionnelle pour mesurer directement la force d'inertie ou la charge effective de flexion de la poutre ; ces techniques ne sont pas exemptes de problèmes : une instrumentation additionnelle est chère ; certaines de ces techniques peuvent modifier les conditions de test ; et certaines hypothèses sont nécessaires pour interpréter ces données additionnelles. Par exemple l'utilisation du tampon en caoutchouc entre le marteau et la poutre, comme décrit au chapitre 5, peut altérer sensiblement le taux de déformation. De même que la distribution linéaire de l'accélération n'est pas toujours vraie dans tous les cas.

Annexes A et B présente les solutions classiques du problème de la poutre soumise à une impulsion externe. Dans l'annexe A la poutre est modélisée comme un système à

simple degré de liberté et l'annexe B présente la solution du même problème présenté avec un système à plusieurs degrés de liberté. Il peut être noté que ces solutions classiques présentées, ne sont pas capables de donner une solution pour une impulsion extérieure arbitraire. Ils ne prennent pas aussi en compte la micro fissuration dans le béton et finalement, ils ne sont capables de prédire le comportement de la poutre que jusqu'au pic de charge. Du point de vue de l'énergie, pour ces modèles, négliger l'énergie absorbée par la poutre après le pic des charges c'est sous estimer l'énergie de rupture. Il a été constaté dans la présente étude que la plus grande partie de l'énergie de rupture absorbée par la poutre se situe dans la région du chargement du post pic (chapitre 6), pour laquelle les solutions classiques de l'annexe A ou l'annexe B sont inappropriées.

Dans ce qui suit, deux différents modèles sont présentés. Ces modèles appliqués seulement au béton (sans fibre et sans armatures). Les entrées de base de ces modèles sont les charges extérieures agissantes sur la poutre, enregistrées par les jauges de déformation situées à la tête du marteau.

Le modèle A qui est capable d'analyser le comportement de la poutre seulement jusqu'au pic de charge, est basé sur le principe de balance d'énergie. Il est admis que l'énergie laissée par le marteau jusqu'au pic de charge est transférée à la poutre sous forme d'énergie cinétique et d'énergie de flexion (énergie de déformation). En supposant une certaine fonction de la déflexion de la poutre, ce concept de balance d'énergie peut être exprimé, à chaque instant, comme une fonction de la déflexion au centre de la poutre et sa dérivée en fonction du temps. Une technique de différences finies est utilisée pour résoudre l'équation différentielle non linéaire ainsi obtenue dans l'intervalle du temps.

Le modèle B est basé sur l'équilibre dynamique des forces. La technique d'intégration par pas de temps est utilisée pour résoudre l'équation d'équilibre dynamique jusqu'au pic des charges. Il peut être noté ici que la modélisation de la charge post-pic du béton nécessite la connaissance de la manière précise dans laquelle les fissures se propagent dans cette région. En l'absence de ces connaissances, une telle modélisation n'est pas encore possible.

4.2 Modèle A – Evaluation de la réponse de la poutre à une impulsion externe d'impact : Principe de la balance d'énergie

Ce modèle est utilisé pour évaluer la réponse de la poutre à une charge extérieure. Ce n'est applicable qu'au domaine élastique de chargement, donc l'analyse de réponse de la poutre doit être utilisée uniquement jusqu'au pic des charges. Jusqu'à l'instant où la charge atteint son maximum, toute l'énergie laissée par le marteau est supposée être transmise à la poutre. Cette énergie transmise à la poutre apparaît sous deux différentes formes: énergie de flexion de la poutre (énergie de déformation) et énergie cinétique. Toutes les autres formes d'énergie sont négligées. De ces deux formes d'énergie, l'énergie de flexion qui est consommée pour solliciter la poutre, est le premier but de l'analyse. Dans ce qui suit, la séparation de l'énergie de flexion de la poutre de l'énergie cinétique sera tentée.

4.2.1 Hypothèses

1. Le comportement de la poutre reste élastique jusqu'au pic de charges
2. La poutre fléchit seulement dans le premier mode
3. A partir de l'instant de contact de la charge avec la poutre, l'énergie transmise par la charge est absorbée par la poutre comme énergie cinétique et comme énergie de flexion
5. L'énergie transmise par la charge du marteau sous formes de déformations élastiques sur les différentes parties de la machine de test, est négligée
6. La déflexion de la poutre, de forme sinusoïdale, est exprimée comme :

$$u(x,t) = u_0(t) \sin(\pi x / l) \quad (4.1)$$

4.2.2 Notations

$u(x,t)$: Déflexion de la poutre à la section distante de x par rapport à l'appui et au temps t (Figure 4.1 (a)).

$u_0(t)$: Déflexion au centre de la poutre au temps t

$\Delta E_0(t)$: L'énergie totale transmise par le marteau au temps t .

$T(t)$: L'énergie cinétique dans la poutre au temps t .

$U(t)$: L'énergie de flexion de la poutre au temps t .

ρ : La densité du béton.

l : Distance entre les supports de la poutre.

b : La largeur de la poutre.

h : Hauteur de la poutre.

$\Delta E_0(t)$, l'énergie totale transmise par le marteau au temps t , peut être obtenue en utilisant l'équation 3.12. $\Delta E_0(t)$, est supposée être complètement transférée à la poutre (hypothèse 3). Si le reste des termes de l'équation de la balance d'énergie peut être négligé, alors,

$$\Delta E_0(t) = T(t) + U(t) \quad (4.2)$$

Si la déflexion à chaque point est donnée par l'Equation (4.1), ensuite la vitesse est donnée par,

$$\dot{u}(x,t) = \dot{u}_0(t) \sin \frac{\pi x}{l} \quad (4.3)$$

La pente à chaque point sera,

$$u'(x,t) = u_0(t) \left[\frac{\pi}{l} \right] \cos \left[\frac{\pi x}{l} \right] \quad (4.4)$$

Et la courbure à chaque point sera,

$$u''(x,t) = -u_0(t) \left[\frac{\pi}{l} \right]^2 \sin \left[\frac{\pi x}{l} \right] \quad (4.5)$$

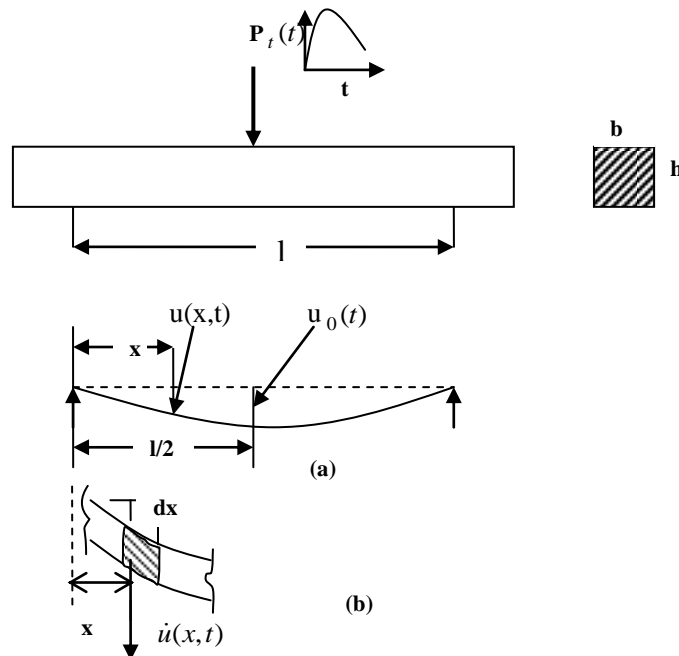


Figure 4.1 - Les déplacements de la poutre sous chargement

4.2.3 Evaluation de l'énergie cinétique $T(t)$

Comme indiquée sur la figure 4.1(b), si dT est l'énergie cinétique d'une masse élémentaire alors,

$$dT = \frac{1}{2} (\text{mass})(\text{vitesse})^2 = \frac{1}{2} (\rho b h dx) \dot{u}^2(x, t) \quad (4.6)$$

$$T = \int dT = \int \frac{1}{2} \rho b h \dot{u}^2(x, t) dx \quad (4.8)$$

En remplaçant $\dot{u}(x, t)$ à partir de l'équation 4.3 dans l'équation 4.8 et en simplifiant, nous obtenons :

$$T(t) = \frac{\rho b h l}{4} \dot{u}^2(t) \quad (4.9)$$

7.2.4 Evaluation de l'énergie de flexion (U(t))

Si dU est l'énergie de déformation dans une masse élémentaire de la figure 4.1 (b) alors :

$$dU = \frac{1}{2} EI (u''(x, t))^2 dx \quad (4.10)$$

$$U(t) = \int dU \quad (4.11)$$

$$U(t) = \frac{1}{2} \int EI (u''(x, t))^2 dx \quad (4.12)$$

En remplaçant $u''(x, t)$ à partir des équations (4.5) dans l'équation (4.12) et en simplifiant nous obtenons :

$$U(t) = \frac{\pi^4 EI}{4l^3} u_0^2(t) \quad (4.13)$$

4.2.5 L'énergie totale

Finalement remplaçant les équations (4.9) et l'équation (4.13) dans l'équation (4.2), nous pouvons obtenir l'énergie totale :

$$\Delta E_0(t) = \frac{\rho b h l}{4} \dot{u}^2(t) + \frac{\pi^4 EI}{4l^3} u_0^2(t) \quad (4.14)$$

$$\Delta E_0(t) = A \dot{u}_0^2(t) + B u_0^2(t) \quad (4.15)$$

Ou,

$$A = \frac{\rho b h l}{4} \quad (4.16)$$

$$\text{et } B = \frac{\pi^4 EI}{4l^3} \quad (4.17)$$

L'équation (4.15) est une équation différentielle non linéaire dans la quelle $u_0(t)$ et $\dot{u}(t)$ doivent être résolus. La technique de différences finies est utilisée ici dans ce but.

4.2.6 La technique de différences finies

Dans cette technique, une tentative est faite pour satisfaire l'équation différentielle successivement à chaque point le long de l'axe du temps. Si $(u_0)_n, (u_0)_{n-1}$, et $(u_0)_{n+1}$ sont les déflexions respectivement au temps $t, (t-\Delta t)$ et $(t+\Delta t)$, (Fig. 4.2), alors, la pente à gauche du nième point = $\{(u_0)_n - (u_0)_{n-1}\} / \Delta t$ (4.18)

Et la pente à droite du nième point = $\{(u_0)_{n+1} - (u_0)_n\} / \Delta t$ (4.19)

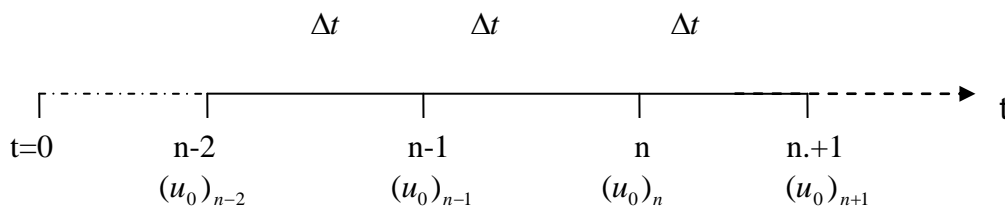


Figure 4.2 – Technique de différences finies

Ainsi la pente moyenne du nième point sera :

$$(\dot{u})_n = \frac{1}{2} \left[\frac{(u_0)_{n+1} - (u_0)_{n-1}}{\Delta t} \right] \quad (4.20)$$

En remplaçant l'Equation 4.20 dans l'Equation 4.15 et en résolvant pour $(u_0)_{n+1}$, nous obtenons :

$$(u_0)_{n+1} = \sqrt{\frac{4}{A} [(\Delta E_0)_n - B(u_0)_n^2]} \Delta t^2 + (u_0)_{n-1} \quad (4.21)$$

Ainsi connaissant les déflexions aux deux points précédents le long de l'axe du temps, et l'énergie juste au point en question, la déflexion à chaque point peut être obtenue à partir de l'Equation 4.21. Pour commencer le procédé, les déflexions des deux premiers points $(u_0)_1$ et $(u_0)_2$ sont supposés, tous les deux nuls. L'Equation 4.21 peut être ainsi utilisée à partir du 3^{ième} point.

Une fois les déflexions à divers points le long de l'axe du temps et jusqu'au pic des charges, sont connues, les Equations 4.20, 4.9 et 4.13 peuvent être utilisées pour calculer respectivement la vitesse, l'énergie cinétique et l'énergie de flexion de la poutre.

4.2.7 Résultats

Cette méthode de séparation de l'énergie totale du marteau en énergie cinétique et énergie de flexion de la poutre, est appliquée à des poutres en béton sollicitées à mi-portée par la charge du marteau en chute libre à une hauteur de 0.5m. Les propriétés des poutres utilisées sont données sur tableau 4.1.

Tableau 4.1
Les propriétés pour l'application du modèle A

Propriétés	Unités	Valeurs
E	N/m^2	32.0×10^9
ρ	Kg/m^3	2400.0
b	m	0.100
h	m	0.125
l	m	0.960

Figure 4.3 montre que la plus grande partie de l'énergie transmise par le marteau, apparaît sous forme d'énergie cinétique et seulement 10% de cette énergie sous forme d'énergie de flexion de la poutre. Les figures 4.4 (a), 4.4 (b) et 4.4 (c) présentent la comparaison entre les valeurs calculées en utilisant le modèle et celles obtenues par l'expérimentation (voir Chapitre 3 et chapitre 6 paragraphe 6.2).

C'est clair à partir de la Figure 4.4 (a) que le modèle sur estime l'énergie de flexion de la poutre. Egalement, les déflexions (Fig. 4.4 (b)), et la vitesse (Figure 4.4 (c)) sont également sur estimées. Il y a plusieurs raisons à cela, mais probablement la plus vraisemblable est que l'Equation 4.2 n'est pas valide. Comme mentionné au Chapitre 2 et au chapitre 6 paragraphe 6.2, l'Equation 4.2 est une simplification de la solution. Il est probable que, initialement, seulement une partie de l'énergie transmise par le marteau est consommée par la poutre. Une grande partie de l'énergie transmise par la charge du marteau apparaît sous forme d'énergie de déformation et de vibrations de la machine. Cela est particulièrement vrai pour une machine avec un cadre haut et léger et une masse relativement lourde du marteau. Avec une masse du marteau huit fois plus lourde que la poutre dans notre cas, l'énergie perdue est particulièrement significative. Malheureusement, il n'est pas possible à ce stade, de cibler et quantifier ces pertes et d'ajouter plus de termes au deuxième membre de l'Equation 4.2.

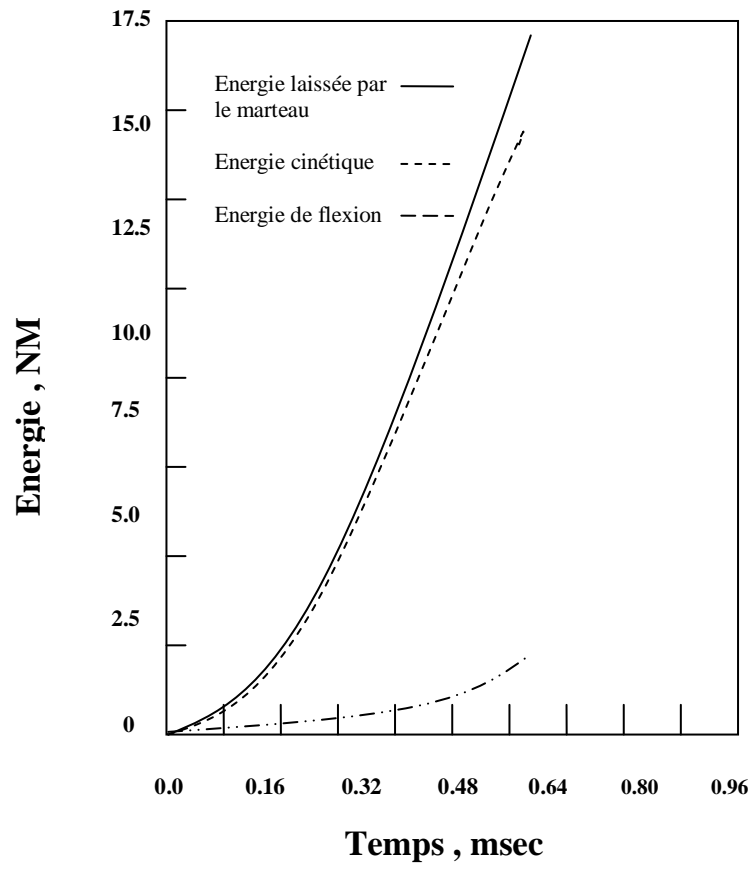


Figure 4.3 -Prédictions d'énergie utilisant le Modèle A

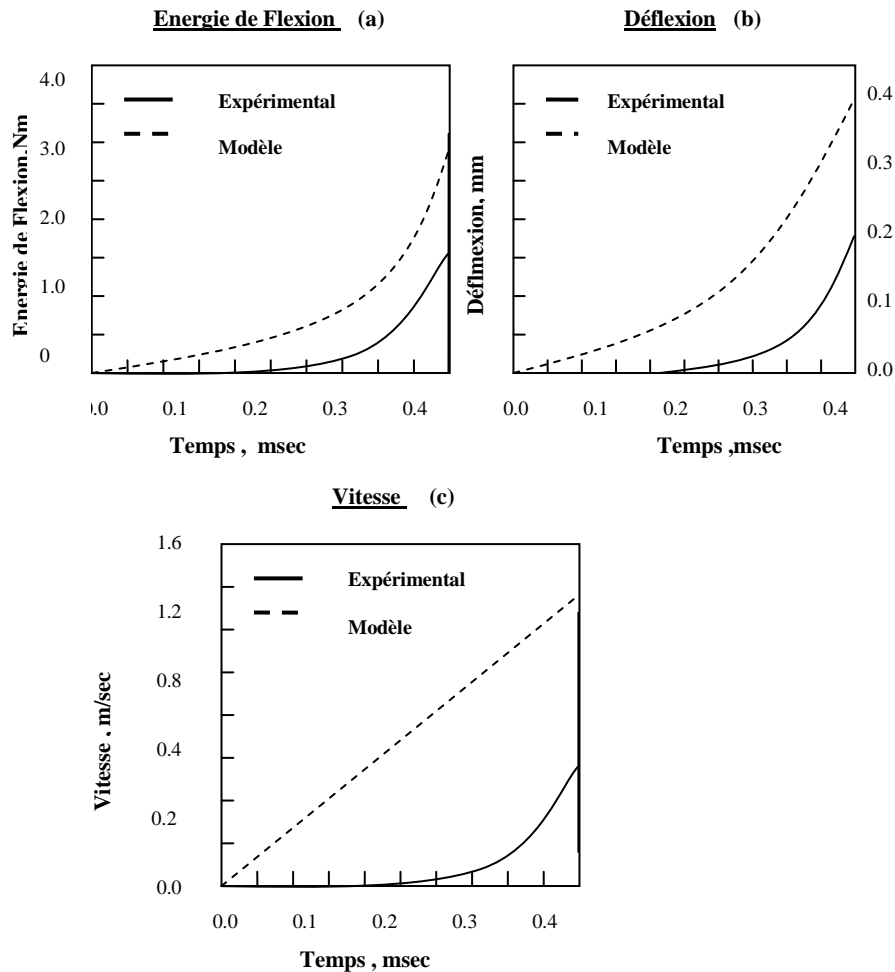


Figure 4.4 –Prédictions du modèle / Conclusions Expérimentales (Modèle A)

4.3 Modèle B – Evaluation de la réponse de la poutre à une impulsion externe d'impact : solution de l'équation dynamique d'équilibre utilisant le pas de temps

Quand une charge extérieure arbitraire agit sur une poutre, avec une rapide montée de la charge, des forces d'inertie sont générées. Ainsi à tout instant t , après le premier contact, l'équation d'équilibre dynamique peut s'écrire comme suit:

$$P_b(t) = P_t(t) - P_i(t) \quad (4.22)$$

Où $P_t(t)$ représente la charge extérieure, $P_i(t)$ la force d'inertie et $P_b(t)$ la charge de flexion de la poutre.

Si le matériau de la poutre est élastique et linéaire jusqu'à la rupture, les modèles linéaires présentés dans les annexes A et B peuvent être utilisés. Cependant, le béton ne se comporte pas en traction, compression ou en flexion linéairement jusqu'à la rupture et comme tel, ces modèles ont une utilité limitée. En plus, l'utilisation de ces

modèles dans le cas des taux élevés de chargement requière la connaissance les propriétés de ces matériaux soumis à ces taux. Dans le cas du béton, les propriétés exactes aux taux élevés de contraintes ne sont pas connues. Ainsi, le premier pas va dans la direction de formulation d'une loi constitutive pour le béton sous taux élevés de contraintes à partir des conclusions expérimentales.

4.3.1 La loi constitutive du béton

La loi constitutive du béton en compression généralement acceptée en phase élastique est (45):

$$\sigma = \sigma_f \left[\frac{2\varepsilon}{\varepsilon_f} - \left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_f} \right)^2 \right] \quad 4.23$$

Ou

σ = La contrainte.

σ_f = La contrainte à la rupture.

ε = La déformation relative

ε_f = La déformation relative à la rupture.

σ_f et ε_f sont affectés par la variation du taux de contraintes $\dot{\sigma}$ (Chapitre 6). Sur la base des résultats obtenus au paragraphe 6.2, nous pouvons montrer que:

$$\sigma_f = C_1 \dot{\sigma}^{C_2}, \text{ ou } C_2 = 1/(1+n) \quad (4.24)$$

Et,

$$\varepsilon_f = C_3 \dot{\sigma}^{C_4} \quad (4.25)$$

En remplaçant σ_f et ε_f à partir des équations 4.24 et 4.25 dans l'équation 4.23, nous obtenons:

$$\sigma = C_1 \dot{\sigma}^{C_2} \left[\frac{2\varepsilon}{C_3 \dot{\sigma}^{C_4}} - \left(\frac{\varepsilon}{C_3 \dot{\sigma}^{C_4}} \right)^2 \right] \quad 4.26$$

En réarrangeant les termes nous obtenons:

$$\sigma = 2K_1 \dot{\sigma}^{K_2} \varepsilon - K_\sigma \dot{\sigma}^{K_4} \varepsilon^2 \quad (4.27)$$

Ou,

$$K_1 = C_1 / C_3$$

$$K_2 = C_2 - C_4$$

$$K_3 = C_1 / C_3^2$$

$$K_4 = C_2 - 2C_4$$

Les résultats obtenus pour le béton ordinaire (Tableau 6.6b) et pour le béton haute résistance (Tableau 6.7b) sont utilisés pour évaluer les constantes ci-dessus. Les valeurs obtenues sont indiquées sur le tableau 4.2.

Tableau 4.2
Les constantes obtenues expérimentalement

BETON ORDINAIRE		BETON HAUTE RESISTANCE	
$C_1 = 0.65$	$K_1 = 9142$	$C_1 = 0.30$	$K_1 = 1\,9480$
$C_2 = 0.40$	$K_2 = 0.24$	$C_2 = 0.31$	$K_2 = 0.01$
$C_3 = 7.11 \times 10^{-5}$	$K_3 = 1.29 \times 10^8$	$C_3 = 1.54 \times 10^{-5}$	$K_3 = 1.26 \times 10^9$
$C_4 = 0.16$	$K_4 = 0.08$	$C_4 = 0.30$	$K_4 = -0.290$

Si $E(\varepsilon)$ est le Module d'élasticité tangent au niveau de ε , nous obtenons à partir de l'Equation 4.27 :

$$E(\varepsilon) = d\sigma / d\varepsilon = 2K_1 \dot{\sigma}^{K_2} - 2K_3 \dot{\sigma}^{K_4} \varepsilon \quad (4.28)$$

Noter que le module d'élasticité sécant est fonction de la déformation ε .

4.3.2 Analyse par pas de temps et résultats

Un résumé de la technique d'intégration par pas de temps de l'accélération linéaire est donné à l'annexe C. La rigidité $K(\varepsilon)$ au commencement de chaque pas de temps est obtenue en utilisant l'Equation 4.28 et l'expression,

$$K(\varepsilon) = \frac{\pi^4 E(\varepsilon) I}{2l^2} \quad (4.29)$$

Les charges de sollicitations (les charges du marteau) jusqu'au pic, pour trois hauteurs de chute du marteau pour les bétons ordinaire et haute adhérence constituent les données d'entrées du programme établi pour faire les analyses par pas de temps.

Les résultats, en ce qui concerne le modèle et l'expérimental (voir chapitre 6 paragraphe 6.2), sont montrés sous forme de graphes charge déflexion sur les Figures 4.5 pour les bétons ordinaires et 4.6 pour les bétons haute résistance. L'énergie de flexion de la poutre jusqu'au pic de charge, qui peut être obtenue en prenant l'aire de la surface de

la courbe charge déflexion des figures 4.5 et 4.6, est montrée sur la Figure 4.7 pour les bétons ordinaires et bétons haute résistance. On peut voir que le modèle proposé ici prédit raisonnablement le comportement de la poutre soumise à ces taux élevés de charge. Le modèle prédit aussi la fragilité montrée par le béton haute résistance.

Un inconvénient majeur avec le modèle qui est indiqué ici, c'est l'incapacité de celui-ci à prédire la réponse de la poutre au-delà du pic de charges. Avec le commencement de l'ouverture des fissures et leurs croissances au pic de charge, la réponse de la poutre dépend, parmi autre chose, de la vitesse de propagation de la fissure, les bifurcations de la fissure s'il y en a, et aussi de la profondeur de la zone micro fissurée autour de la fissure. Dans l'absence de ces connaissances précises de la propagation de fissure sous ces chargements, de tels modèles ne pas sont possibles à réaliser pour le moment.

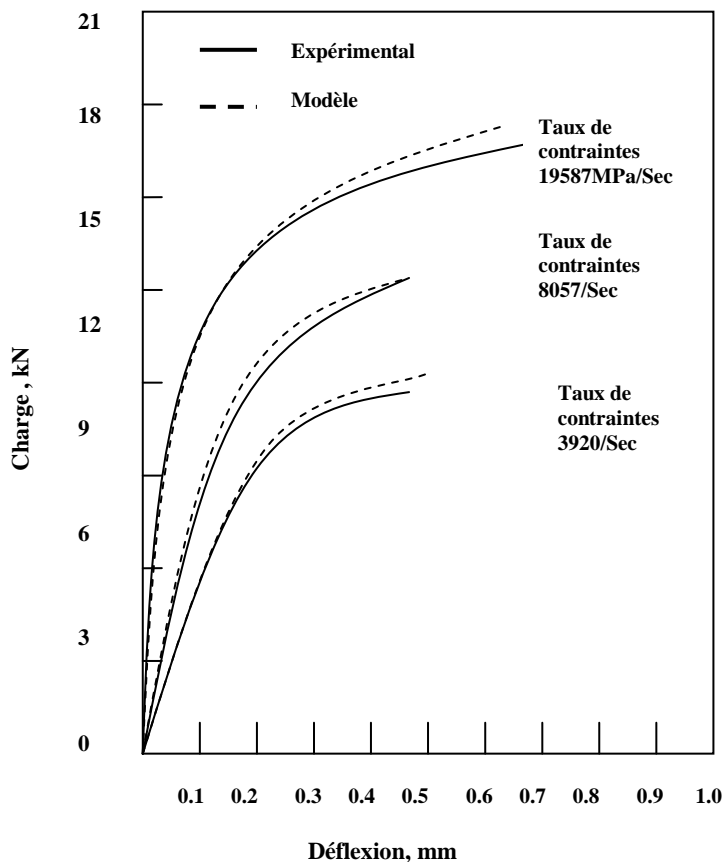


Figure 4.5 – Prédications du modèle B / Résultats expérimentaux du béton ordinaire

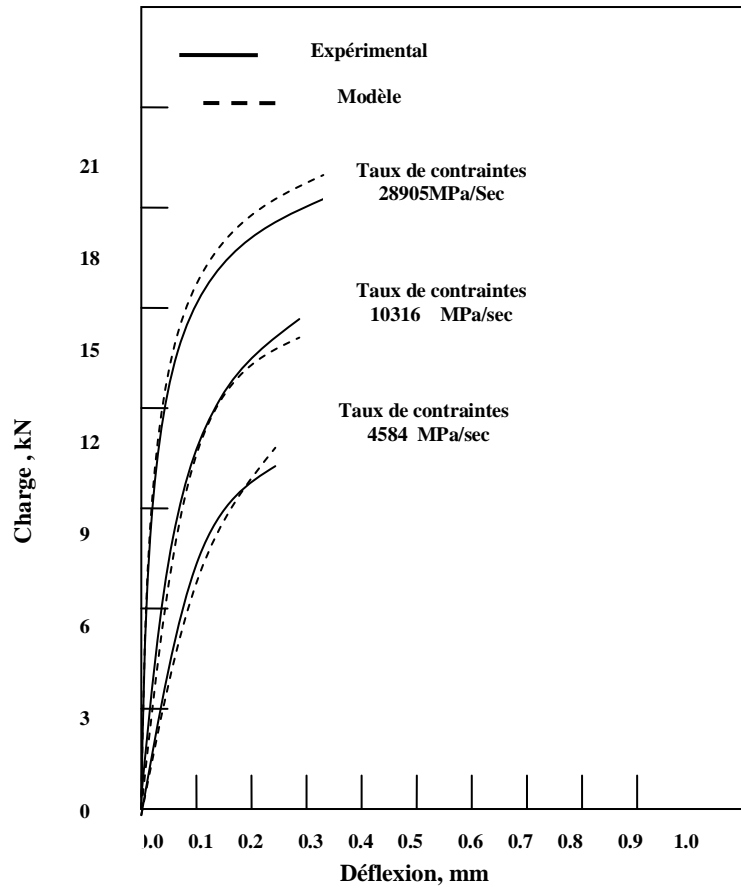


Figure 4.6 – Prédications du modèle / Résultats expérimentaux du BHR

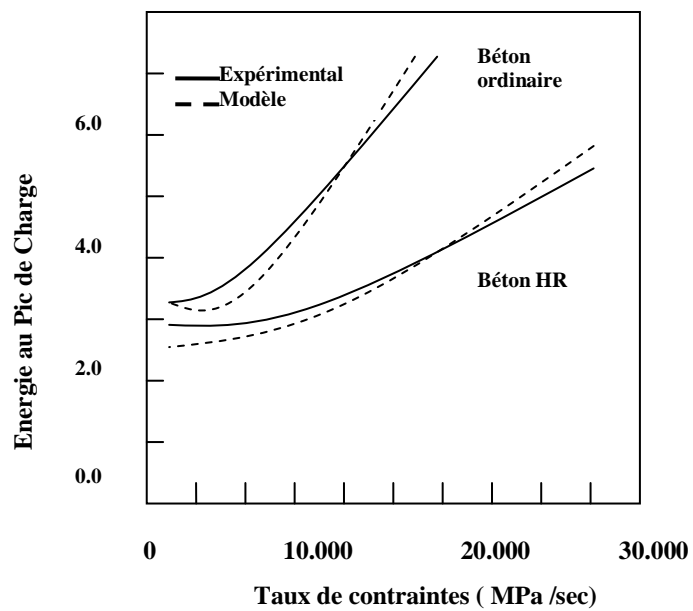


Figure 4.7 – Energie de Flexion au Pic de charge

5. ANALYSES DES RESULTATS DE TESTS: CORRECTIFS A APPORTER

5.1 LA FORCE D'INERTIE DANS LES TESTS INSTRUMENTES A TAUX ELEVES DE CHARGEMENT

5.1.1 INTRODUCTION

Les tests de béton à taux élevés de chargement requièrent à la fois un système de test capable de générer des taux élevés de contraintes et de déformations et une technique valide pour analyser les résultats. Normalement les tests en traction et en compression à taux élevés de chargement sur le béton ne posent pas de sérieux problèmes pour l'inertie du spécimen. Cependant, les tests en flexion à taux élevés de chargement sur les poutres en béton engendrent des forces d'inertie qui doivent être considérées dans l'analyse. Dans le cas de la machine d'impact générant des taux élevés de chargement quand la tête du marteau rentre en contact avec la poutre, cette dernière, immobile, gagne soudain, en un laps des temps très court, un élan et prend une accélération dans la direction du marteau. Ce qui donne une augmentation des forces d'Alambert agissant dans la direction opposée à la direction des accélérations de la poutre (Figure 5.1). Dans l'analyse des résultats, la charge réelle de flexion de la poutre devrait résulter de la soustraction des forces d'inerties du spécimen de la charge agissante du marteau. Ainsi, cette force d'inertie doit être calculée.

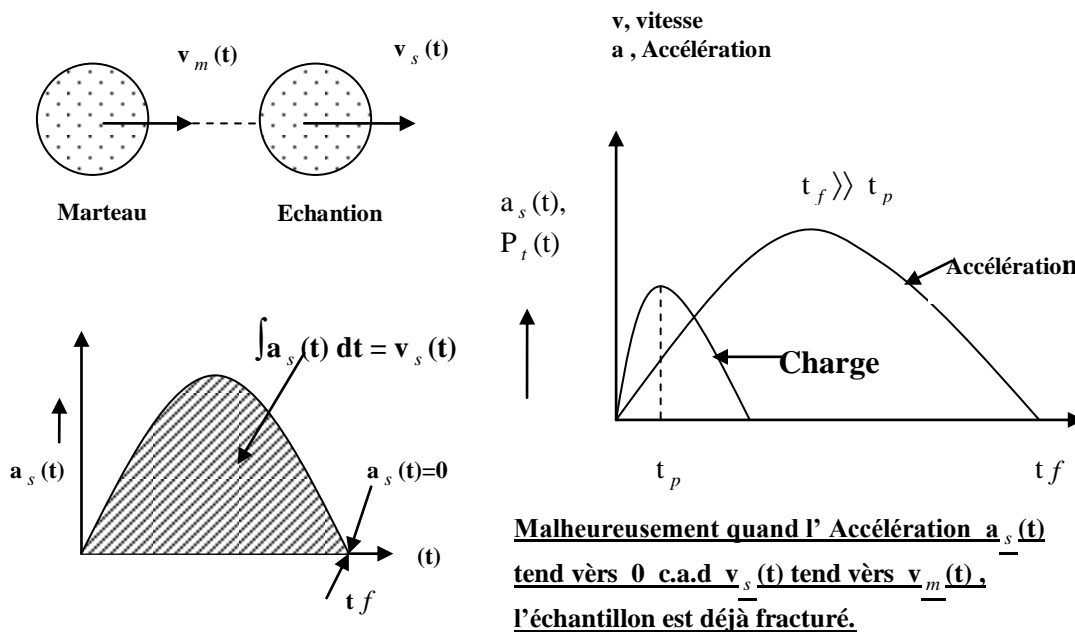


Figure 5.1 Représentation de l'origine de la force d'Inertie

5.1.2 NATURE DE LA FORCE D'INERTIE

La nature de cette force d'inertie peut bien être expliquée par un modèle à un degré de liberté décrit dans l'annexe 4.1. Les accélérations prédites par le modèle (Eqn.A-8) sont tracées en fonction du temps sur la courbe de la figure 5.2. Les accélérations sont obtenues à partir des poutres en béton ordinaire sollicitées par la charge du marteau à une hauteur de chute libre de 0.5m. La charge maximale du marteau observée est prise égale à P_0 , et la fréquence ω est déterminée par le temps requis par la charge du marteau pour atteindre son maximum dans un test.

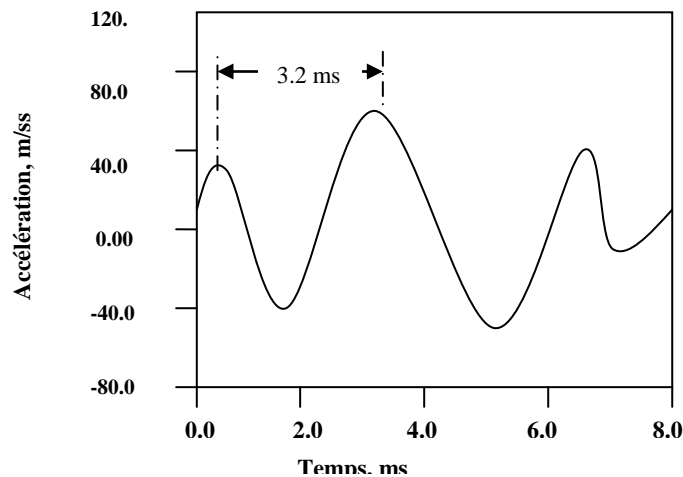


Figure 5.2- Les périodes des oscillations d'inertie

Comme indiquées sur la figure 5.1, les accélérations semblent varier sinusoïdalement avec une période d'environ 3.2 ms pour des poutres en béton ordinaire utilisées dans la présente étude. Des courbes similaires peuvent être obtenues pour les poutres de béton armé et de béton de fibres ; la nature de l'équation A-8 suggère que la variation de l'accélération en fonction du temps pour ces cas devrait être sinusoïdale, mais avec une période différente que celle du béton ordinaire. La force d'inertie qui est le produit de la masse par l'accélération, est donc proportionnelle à l'accélération d'où la même période que celle de l'accélération.

Server (14) a proposé une expression empirique pour prédire la période des oscillations :

$$\tau = 3.36(B/D)(EDC_s)^{0.5} \quad (5.1)$$

Server suggère aussi que les mesures fiables peuvent être faites après la troisième oscillation, c'est-à-dire au temps t donné par,

$$t \geq 3\tau \quad (5.2)$$

Ainsi après trois oscillations, la charge maximale peut être considérée comme la vraie charge mécanique sollicitant le spécimen.

Pour les matériaux ductiles, comme les métaux, la suggestion faite par Server peut être considérée. Cependant pour les matériaux fragiles comme le béton cette suggestion ne peut pas, en général, être prise en compte. La différence entre les systèmes ductiles et fragiles, est le temps requis par la rupture du spécimen. Dans le cas des matériaux ductiles le système subit plus de trois oscillations avant la rupture. Cependant pour le cas des matériaux fragiles, il n'est pas possible d'éviter la rupture avant la première oscillation (Figure 5.2). L'épreuve de rupture en impact du béton ne dure pas aussi longtemps que le temps requis pour trois oscillations; La réponse mécanique en impact sur le spécimen a lieu alors au moment où le spécimen est encore soumis à l'accélération ; ainsi la force d'inertie peut complètement éclipser la vraie charge mécanique de flexion. Et c'est ainsi que, pour les matériaux fragiles, l'approche doit être différente de celle des matériaux ductiles.

L'évaluation de la force d'inertie est possible de deux façons : par les méthodes analytiques comme décrites dans le chapitre 4 ; et par des mesures expérimentales des accélérations le long de la poutre et l'évaluation de la force d'inertie généralisée comme décrite dans le chapitre 3. Les modèles analytiques, cependant, ne tiennent pas compte de tous les paramètres des matériaux :

(a) L'analyse s'applique uniquement pour les systèmes élastiques. Ceci implique que la réponse de la poutre peut être déterminée uniquement jusqu'à la charge maximale à l'aide de ces modèles. L'expérience montre que la courbe des charges déplacements des bétons sous conditions dynamiques présente une large zone après le maximum des charges. Malheureusement l'analyse élastique ne peut pas être appliquée à cette zone.

(b) Les analyses dynamiques requièrent la connaissance de la rigidité de la poutre. La connaissance de la rigidité de la poutre requière, à son tour, la connaissance des propriétés des bétons sous taux élevés de charge. Puisque la connaissance des propriétés des bétons, sous taux élevés de charge associés à l'impact, ne sont pas bien connues, alors l'estimation exacte de la rigidité de la poutre en béton n'est pas possible.

5.1.3 OBSERVATIONS EXPERIMENTALES

Les corrections d'inertie peuvent être négligées si la force d'inertie représentant une partie de la charge du marteau présente un petit pourcentage de la vraie charge de

flexion de la poutre. Cependant l'expérience montre que sous des taux élevés de chargement, la force d'inertie peut représenter 60% de la charge observée du marteau. Figure 5.3 montre la courbe forces d'inertie en fonction du temps pour trois différentes hauteurs du marteau de la machine d'impact, obtenues dans le cas des poutres en béton ordinaire. La Figure 5.4 montre la courbe forces d'inertie en fonction du temps pour des poutres en béton armé avec une hauteur du marteau de 0.5m. Des résultats de quelques spécimens différents que ceux montrés sur la Figure 5.3 sont reproduits sur la Figure 5.4. Les charges maximales du marteau et les forces d'inerties maximales représentées sur la Figure 5.3 sont reproduites sur les Figures 5.4a et 5.4b, respectivement, en fonction des hauteurs de chute du marteau

Une augmentation de la hauteur du marteau implique une augmentation des forces d'inertie. Une variation presque linéaire est observée (Figure 5.5b). Ceci implique que la correction des inerties devient de plus en plus importante quand le taux de chargement, résultant des sollicitations du spécimen, augmente. Les spécimens les plus résistants semblent subir de plus basses accélérations donc de plus basses forces d'inertie que les spécimens de moindres résistances. Les poutres en béton hautes résistances ont induits des forces d'inerties plus basses que les poutres en béton ordinaire, testés dans les mêmes conditions (Figure 5.5b).

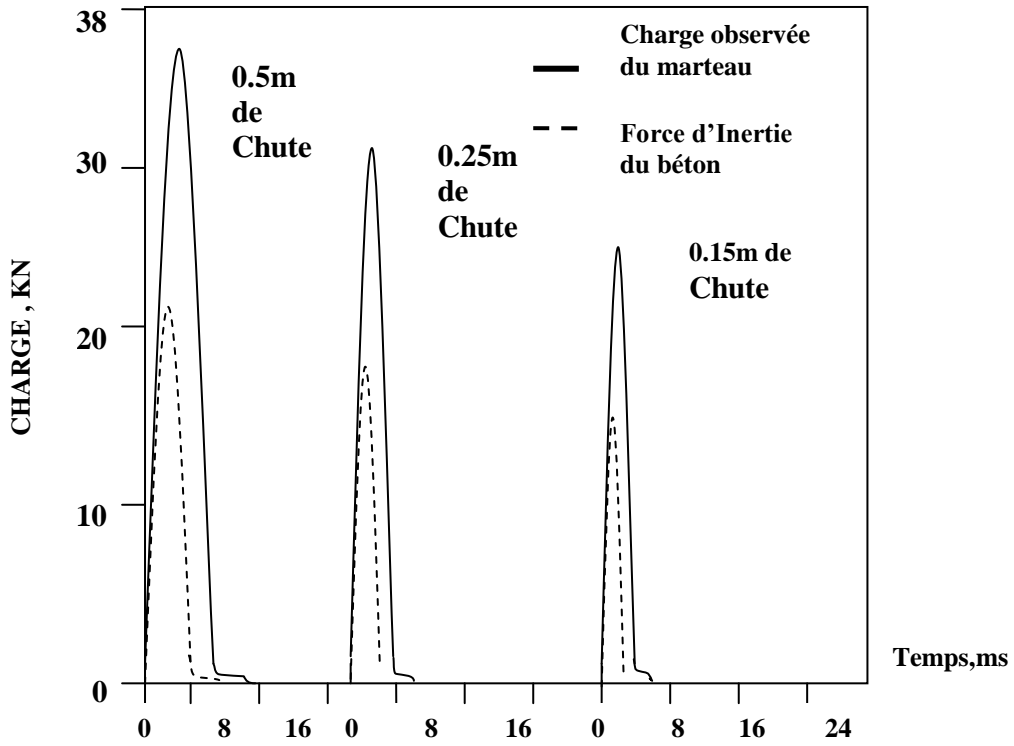


Figure 5.3- Forces d'inertie et charges observées du marteau pour béton ordinaire

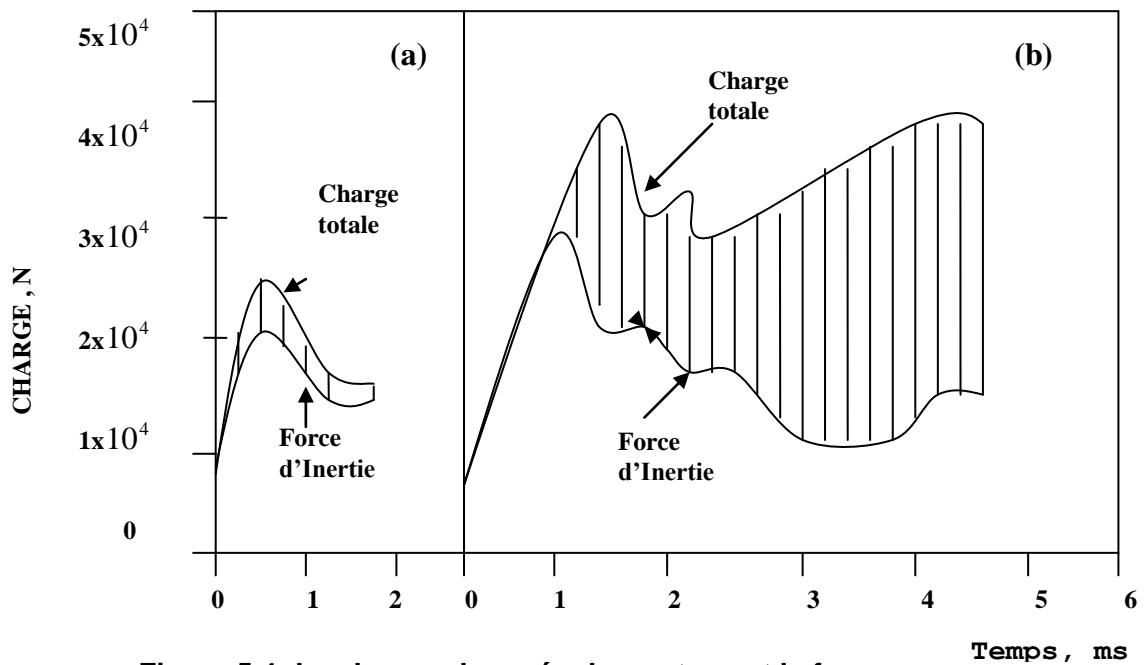


Figure 5.4- La charge observée du marteau et la force d'inertie pour (a) le béton ordinaire et (b) le béton armé

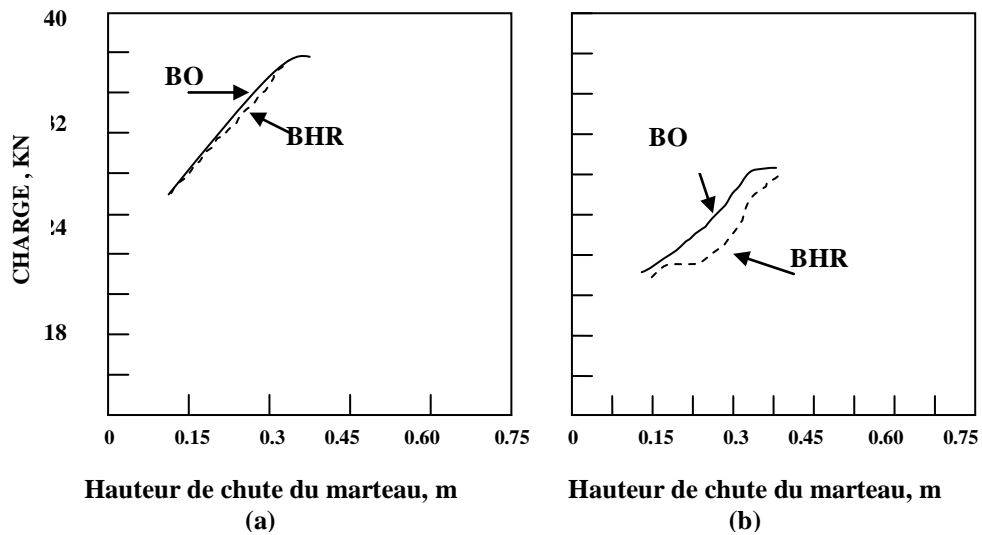


Figure 5.5 -Effet de la hauteur de chute du marteau pour (a) la charge du marteau et (b) la force d'inertie pour le béton ordinaire et le béton HR

5.1.4 UTILISATION DU TAMPON EN CAOUTCHOUC

Une des méthodes suggérée pour éliminer la force d'inertie est l'utilisation d'un tampon en caoutchouc entre le marteau et la poutre (42). L'argument est que le tampon en caoutchouc retarde la charge extérieure maximale du marteau. Ceci donne un temps suffisant à la poutre d'atteindre la vitesse du marteau; d'où la réduction des accélérations et des forces d'inertie. Ainsi la charge extérieure agissante du marteau peut être assimilée à environ la vraie charge de flexion de la poutre.

Pour examiner la validité de cette technique, des tests ont été conduits sur des poutres en béton ordinaire et béton armé avec un tampon en caoutchouc incorporé dans le système. Des hauteurs de 0.15m à 1m ont été utilisées. Des comparaisons entre les systèmes avec et sans tampon en caoutchouc ont été faites. Ceci nous donne des comparaisons entre les accélérations, les forces d'inerties, les charges maximales extérieures du marteau, les charges maximales de flexion des poutres et les énergies de rupture emmagasinées. La rigidité du tampon de 40mm d'épaisseur utilisé est de 2.83 MN/m.

En général, il a été remarqué que bien que l'événement de la charge maximale extérieure est retardé avec le tampon en caoutchouc dans le système, l'événement de l'accélération maximale de la poutre est aussi retardé et les deux arrivent presque en

même temps. Les Tableaux 5.1, 5.2, et Figure 5.6 et 5.7 montrent les résultats obtenus pour les systèmes avec et sans tampon en caoutchouc des bétons ordinaires et bétons armés. L'utilisation du tampon en caoutchouc résulte dans l'événement retardé de la charge maximale extérieure. Une réduction de la valeur de la charge extérieure maximale, une réduction des accélérations maximales et des charges maximales de flexion ont été constatées.

Nous concluons qu'avec un système de tampon en caoutchouc, les accélérations d'où les forces d'inerties sont réduites. Cependant la force d'inertie n'est pas complètement éliminée.

Le retardement de l'événement de la charge maximale du marteau réduit le taux de contraintes dans le béton. C'est peut être à travers la raison de la réduction de la charge de flexion de la poutre avec le système de tampon.

En général, la valeur de l'énergie de rupture obtenue avec le système de tampon est plus basse que l'énergie obtenue sans système de tampon avec certaines exceptions. Ce n'est pas exact que l'énergie obtenue avec un système de tampon soit la vraie énergie de rupture de la poutre, à cause de la capacité d'énergie absorbée par le tampon lui-même.

Tableau 5.1

Effet du tampon en Caoutchouc sur les Poutres en béton ordinaire

Hauteur du Marteau	0.15m (6) ¹		0.25 m (6) ¹		0.50 m (6) ¹	
	Sans Tampon	Avec Tampon	Sans Tampon	Avec Tampon	Sans Tampon	Avec Tampon
Charge MAX DU MARTEAU (N)	19820	12450	25280	12850	37621	14325
Durée au Pic (ms)	1.5	10	1.1	9	0.9	7.0
Accélération MAX (m/sec ²)	1150	771	1354	831	1971	912
Force d'Inertie MAX (N)	11984	6741	13212	6854	20710	6901
Charge de Flexion MAX (N)	7792	5994	12184	6121	169	7421
Energie de Rupture (Nm)	24.9	42	41	43.5	92.1	68.5

¹ Nombre de spécimens testés

Tableau 5.2

Effet du tampon en Caoutchouc sur les Poutres en Béton Armé

Hauteur du Marteau	0.5 m(6) ¹		1.0 m(6) ¹	
	Sans Tampon	Avec Tampon	Sans Tampon	Avec Tampon
Charge MAX DU MARTEAU (N)	48082	43201	63321	51920
Durée au Pic (ms)	1.78	11.2	1.1	7.9
Accélération MAX (m/sec ²)	7029	695	1331	1065
Force d'Inertie MAX (N)	10402	10205	22100	17290
Charge de Flexion MAX (N)	37720	33100	41210	34610
Energie de Rupture (Nm) à 18mm LVDT	601	642	675	615
Energie de Rupture (Nm) à 36mm LVDT	942	893	1351	1205

¹ Nombre de spécimens testés

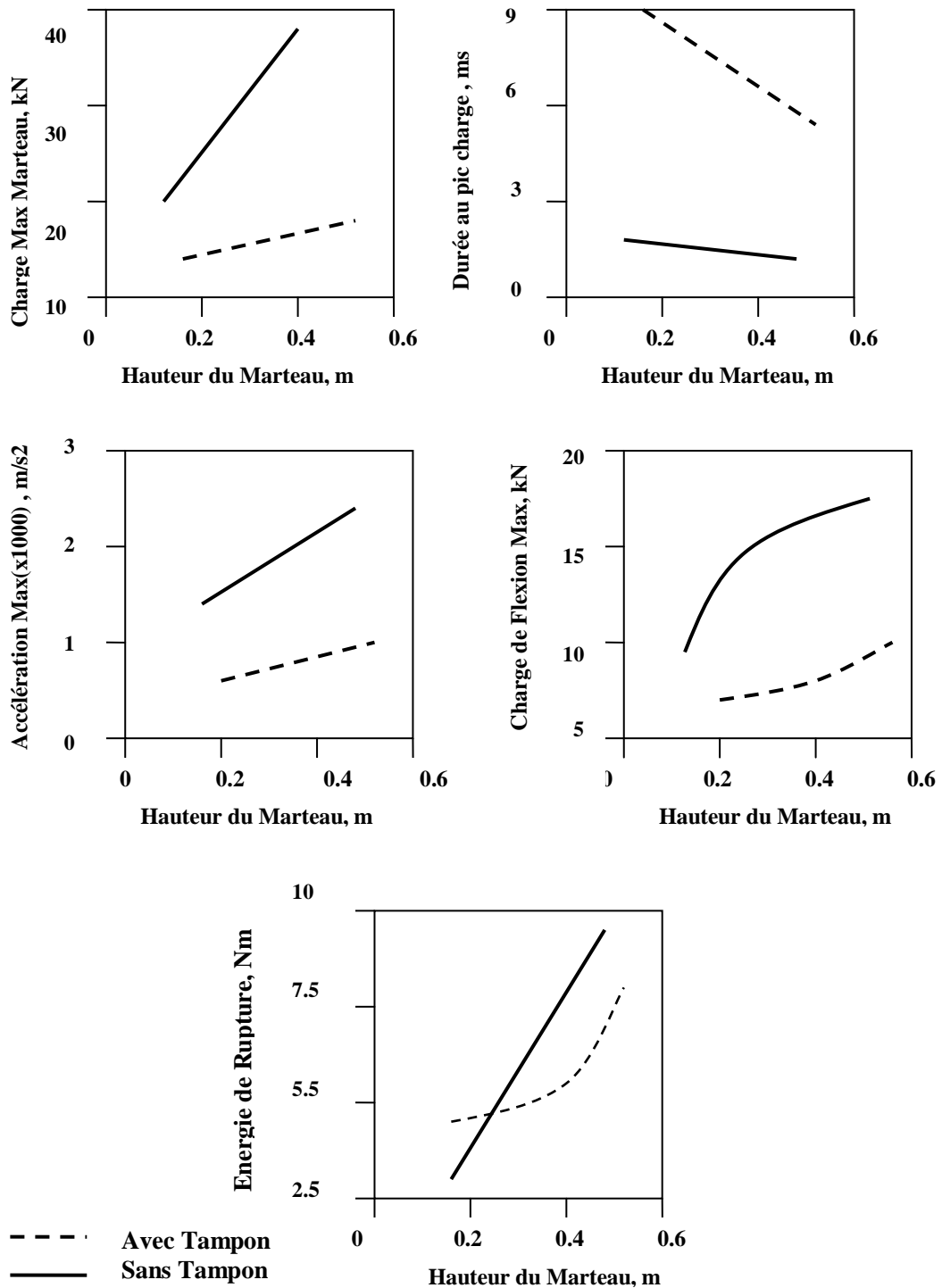


Figure 5.6 Effet du tampon en Caoutchouc sur le béton ordinaire

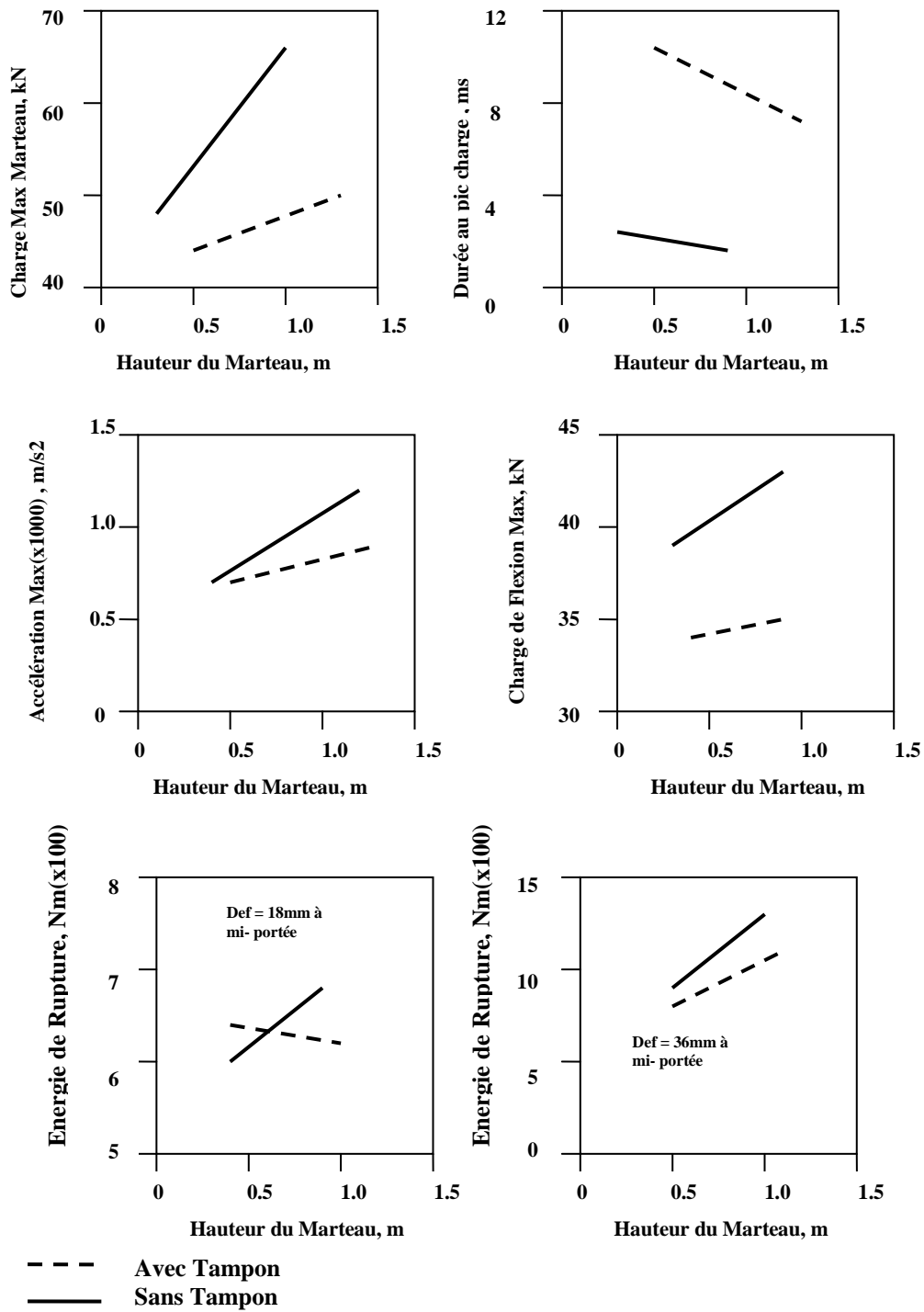


Figure 5.7 Effet du tampon en Caoutchouc sur le béton armé

5.1.5 LES SUPPORTS INSTRUMENTES

Les supports instrumentés sont aussi utilisés pour obtenir la vraie charge de flexion sur le spécimen (Chapitre3). Cependant comme montré dans le chapitre 3, la réaction du support n'est pas strictement égale à la moitié de la charge de flexion. En plus, le laps de temps, requis pour que les ondes de choc traversent le milieu de la poutre jusqu'aux supports, cause un décalage entre les deux charges. Cependant la différence entre les valeurs des deux charges n'est pas très grande. L'instrumentation des supports dans la présente étude nous procure une vérification sommaire de la correction de l'inertie qui devrait être soustraite de la charge du marteau, et aussi une vérification sur le comportement des jauges de déformation et des accéléromètres.

5.2 BALANCE D'ÉNERGIE DANS LES TESTS INSTRUMENTÉS SOUS TAUX ÉLEVÉS DE CHARGEMENT

5.2.1 INTRODUCTION

Plusieurs études ont démontré la sensibilité du béton au taux de chargement. Cependant, nos connaissances du comportement du béton aux taux élevés de chargement restent encore largement empiriques. Une partie de cette raison est l'inhabilité des résultats à partir de différentes recherches. Les résultats d'une étude particulière dépendent largement de l'arrangement des tests utilisés dans cette étude, à cause des différentes énergies associées à différentes machines de test et des différentes méthodes d'analyse. Le concept de balance d'énergie qui repose sur le principe de conservation de l'énergie, compare l'énergie perdue par le marteau, à chaque moment durant le chargement et l'énergie gagnée par le spécimen. Théoriquement, si des pertes d'énergie dans le système peuvent être négligées, la loi de conservation de l'énergie pourrait prédire que les deux énergies sont les mêmes. Pratiquement, les pertes dans le système ne peuvent être négligées, et l'énergie gagnée par le spécimen est en général moins que l'énergie transmise par le marteau. Dans ce chapitre, les différentes formes d'énergie dissipées dans la machine d'impact, sont étudiées.

La masse en mouvement de chute libre, en touchant la poutre subit une perte d'élan. Cette perte d'élan, selon le principe décrit au chapitre 3, implique une perte en énergie cinétique du marteau ($\Delta E(t)$) qui peut être évaluée à,

$$\Delta E(t) = \frac{1}{2} m_h \left[2a_h h - \left(\sqrt{2a_h h} - \frac{1}{m_h} \int P_t(t) dt \right)^2 \right] \quad 5.12$$

Ou, m_h est la masse du marteau, a_h est l'accélération du marteau, h est la hauteur de chute du marteau.

Cette énergie perdue par le marteau est transférée à la poutre sous différentes formes. Le transfert d'énergie peut être étudié en le subdivisant en deux régions qui sont indiquées sur la Figure 5.8 :

- Balance d'énergie jusqu'au pic de charge ($t=t_p$)
- Balance d'énergie juste avant la rupture complète ($t=t_r$).

Ce qui suit traite de ces deux régions séparément.

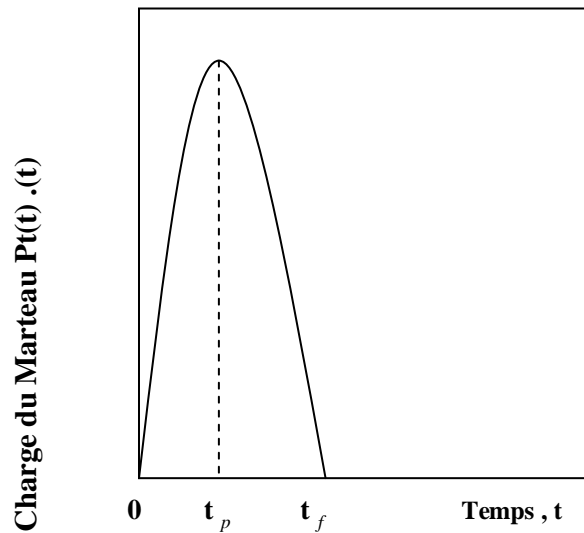


Figure 5.8 – Courbe type Charge du marteau / temps

5.2.2 BALANCE D'ENERGIE JUSQ'AU PIC DE CHARGES ($t=t_p$)

Jusqu'au pic des charges, l'équation de la balance d'énergie peut être écrite comme,

$$\Delta E(t_p) = E_m(t_p) + E_s(t_p) \quad (5.3)$$

Ou,

$E_m(t_p)$, est l'énergie perdue par le marteau en chute libre aux différentes parties de la machine au temps t_p sous formes d'énergie de déformation ou de vibrations de la machine,

$E_s(t_p)$, est l'énergie gagnée par le spécimen au temps t_p .

L'énergie gagnée par la poutre peut être divisée en deux parties,

$$E_s(t_p) = E_{\text{ker}}(t_p) + E_b(t_p) \quad (5.3a)$$

Ou,

$E_{\text{ker}}(t_p)$, est l'énergie cinétique rotationnelle du spécimen,

$E_b(t_p)$, est l'énergie de flexion de la poutre (déformation).

Ainsi,

$$\Delta E(t_p) = E_m(t_p) + E_{\text{ker}}(t_p) + E_b(t_p) \quad (5.4)$$

Dans l'équation 5.4, l'énergie cinétique de translation et l'énergie des vibrations dans le spécimen ont été négligées. L'énergie de flexion donnée par l'aire de courbe charge sur

déplacement au centre de la poutre (Equation 3.37) englobe l'énergie de déformation élastique et le travail de rupture $E_{wof}(t_p)$

$$E_b(t_p) = E_{se}(t_p) + E_{wof}(t_p) \quad (5.5)$$

A partir de la charge sur déplacement au centre, l'énergie de déformation élastique $E_{se}(t_p)$ peut être raisonnablement approximée en prenant le module sécant à 60% du pic de charge (Figure 5.9). Le module sécant est pris à ce point, parce que à ce point, en général, la courbe charge sur déplacement devient non linéaire.

$$E_{se}(t_p) = 0.5E_b(t_p)u_{oe} \quad (5.6)$$

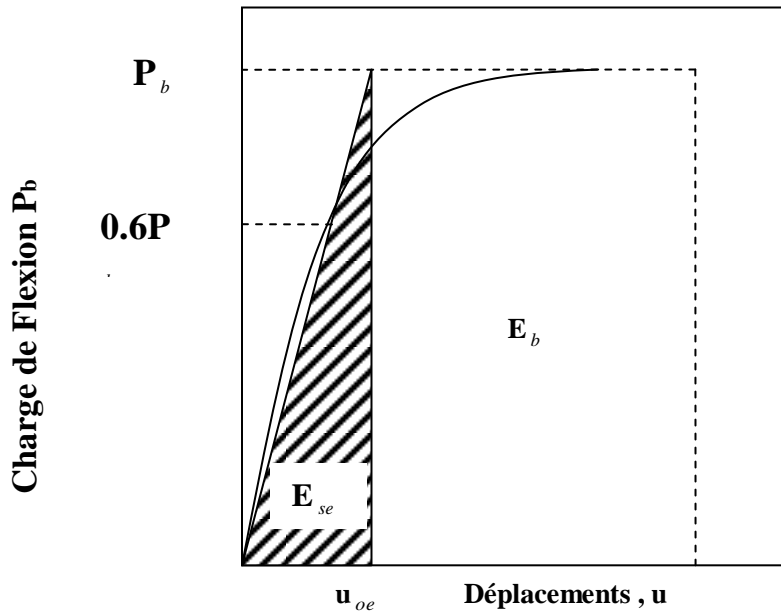


Figure 5.9 – Composants de l'énergie de flexion

u_{oe} , est la partie élastique du déplacement du centre de la poutre.

Le travail de rupture $E_{wof}(t_p)$ peut être obtenu par soustraction l'énergie de déformation élastique $E_{se}(t_p)$ à partir de l'énergie de flexion $E_b(t_p)$ (Equ. 5.5).

Connaissant la vitesse au centre, et supposant que la distribution des vitesses est linéaire à travers le long de la poutre, l'énergie cinétique rotationnelle du spécimen peut être obtenue par intégrations sur toute sa longueur.

$$E_{ker}(t) = \frac{8\rho A \dot{u}_0^2(t)}{l^2} \left[\frac{l^2}{24} + \frac{h^3}{3} \right] \quad (5.7)$$

L'énergie laissée à la machine $E_m(t_p)$ peut être obtenue en soustrayant les énergies gagnées par la poutre $E_b(t_p)$ et $E_{ker}(t_p)$ à partir de l'énergie perdue par le marteau $\Delta E(t_p)$.

Les résultats expérimentaux sont représentés dans les Figures 5.10 et 5.11 et dans les tableaux 5.3 pour les bétons ordinaires et 5.4 pour les bétons haute résistance. Les données sont présentées pour trois hauteurs de chute du marteau. Puisque les tableaux 5.3 et 5.4 montrent une dispersion substantielle dans les résultats, alors seulement la moyenne des valeurs est utilisée pour le tracé des Figures 5.10 et 5.11.

Figure 5.10 montre la balance d'énergie pour les bétons ordinaires et haute résistance au pic de charges ($t=t_p$). Jusqu'au pic de charges, l'énergie transmise par le marteau (ΔE) est 2 à 4 fois plus grande que l'énergie gagnée par la poutre (E_s). Le reste de l'énergie est supposée être absorbée par la machine elle-même, sous forme de vibrations et d'énergie élastique emmagasinée. L'énergie gagnée par la poutre, montre que l'énergie de flexion de la poutre (E_b) est beaucoup plus petite que son énergie cinétique (E_{ker}). Aussi, à noter que les valeurs d'énergies (E_s , E_b et E_{ker}) sont plus basses pour les bétons haute résistance comparés aux bétons ordinaires

Figure 5.11 présente la division de l'énergie de flexion E_b de la poutre, jusqu'au pic de charges, en énergie de déformation élastique (E_{se}) et en travail de rupture (E_{wof}). La plus grande partie de l'énergie consommée par la poutre jusqu'au pic de charges apparaît comme travail de rupture. Le travail de rupture et l'énergie de déformation, tous les deux, semblent augmenter avec l'augmentation de la hauteur de chute du marteau; le travail de rupture semble augmenter plus vite que l'énergie de déformation. Les bétons haute résistance et ordinaire apparaissent avoir des énergies de déformation comparables, et ainsi la différence appréciable d'énergie (E_b) entre les poutres de béton ordinaire et haute résistance est probablement due au travail de rupture (E_{wof}) qui est plus élevé pour le béton ordinaire. Cette observation renforce l'argument présenté au paragraphe 6.2 du chapitre 6, pour expliquer la fragilité du béton haute résistance.

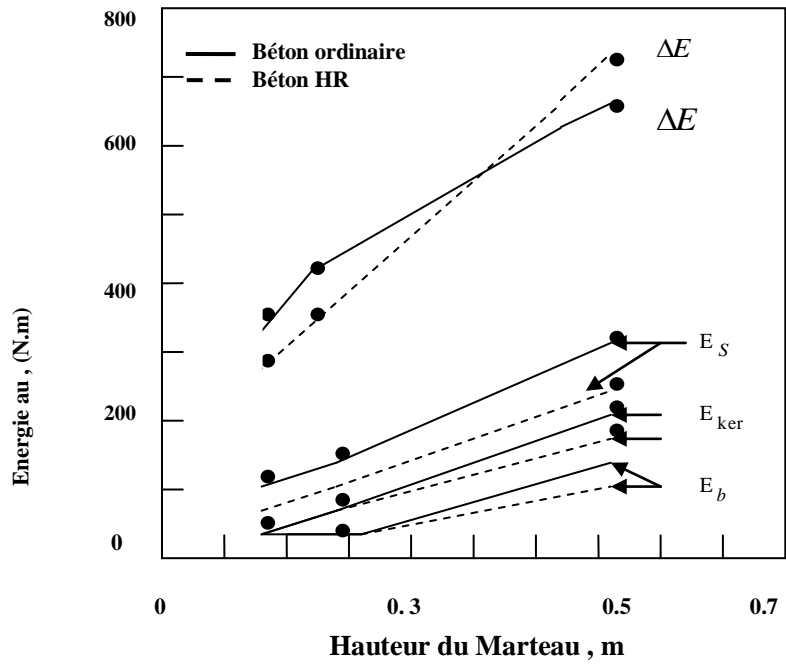


Figure 5.10 – Balance d'énergie au Pic de charge

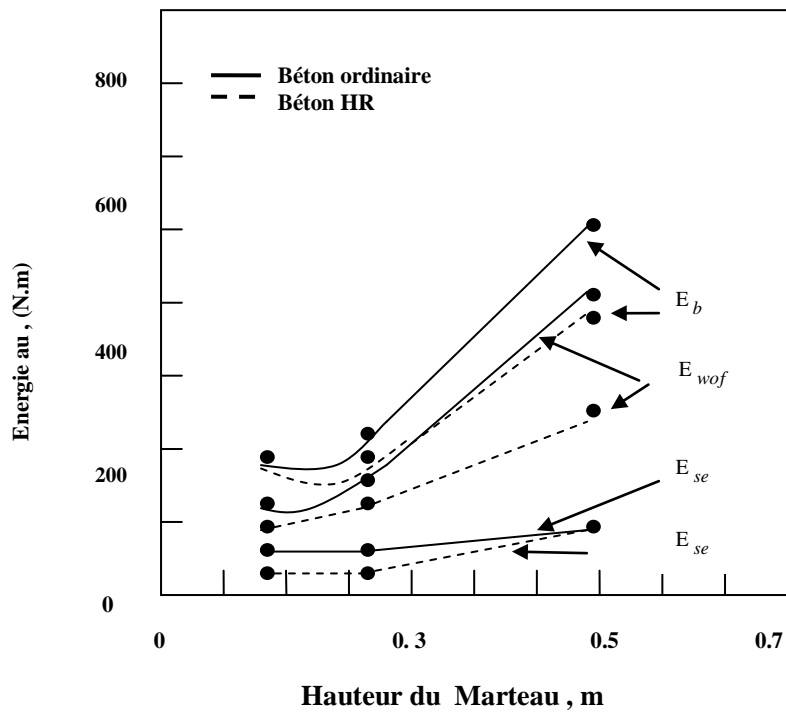


Figure 5.11 – Composants de l'Energie de flexion

Tableau 5.3 – Balance d'énergie au pic de charge du béton ordinaire

Hauteur de chute du marteau	0.15m (6) [*]				0.25m (6) [*]				0.50m (7) [*]			
	MAX	MIN	Moy	S	MAX	MIN	Moy	S	MAX	MIN	Moy	S
$P_b(t_t)$ (N)	9510	7750	8560	590	1470	9210	1228	2380	1872	1644	1758	458
$\Delta E(t_t)$ (Nm)	24.68	20.05	22.25	2.45	41.95	32.55	37.10	3.18	72.50	59.80	65.65	4.05
$E_{ker}(t_p)$ (N-m)	7.85	4.85	6.35	1.35	10.10	6.15	8.05	1.41	17.05	11.10	13.85	2.05
$E_b(t_p)$ (N-m)	3.7	1.50	2.60	0.75	3.75	2.80	3.00	0.48	9.10	2.29	6.42	2.52
$E_{se}(t_p)$ (N-m)	0.65	0.33	0.480	0.13	0.805	0.500	0.645	0.120	1.41	0.805	1.13	0.202
$E_{wof}(t_p)$ (N-m)	2.865	1.200	2.07	0.59	2.900	2.050	2.390	0.325	7.910	1.431	5.30	2.36
$E_s(t_p)$ (N-m)	10.15	6.17	8.75	1.60	13.50	8.89	10.97	1.68	23.60	14.70	19.65	3.00
$E_m(t_p)$ (N-m)	15.70	12.75	14.55	1.12	31.50	24.50	26.25	3.00	48.45	40.50	45.00	3.50
$\frac{E_m(t_p)}{\Delta E(t)} \times 100 \%$	63	63	65		75	75	70		67	68	69	

* Nbre de spécimens testés

Tableau 5.4 – Balance d'énergie au pic de charge du béton HR

Hauteur de chute du marteau	0.15m (6) [*]				0.25m (6) [*]				0.50m (7) [*]			
	MAX	MIN	Moy	S	MAX	MIN	Moy	S	MAX	MIN	Moy	S
$P_b(t_t)$ (N)	1170	8290	9910	1205	1860	1060	1341	2890	1931	1841	1882	454
$\Delta E(t_t)$ (N)	0				5	0	0		0	0	0	
$\Delta E(t_t)$ (N)	25.35	19.05	20.35	3.65	38.54	33.65	32.35	3.85	76.45	58.95	67.00	7.54
$E_{ker}(t_p)$ (N-m)	6.50	2.70	3.96	1.42	9.75	4.52	6.61	1.65	16.50	4.55	10.95	4.75
$E_b(t_p)$ (N-m)	2.95	1.81	2.42	0.52	3.00	1.88	2.60	0.38	5.48	3.85	4.70	0.66
$E_{se}(t_p)$ (N-m)	0.52	0.34	0.44	0.07	0.64	0.55	0.610	0.053	1.36	1.05	1.09	0.07
$E_{wof}(t_p)$ (N-m)	2.42	1.41	1.94	0.48	2.42	1.300	1.96	0.38	4.22	2.87	3.52	0.57
$E_s(t_p)$ (N-m)	9.40	4.45	6.45	1.75	11.55	7.25	9.20	1.42	20.00	1.10	14.55	4.35
$E_m(t_p)$ (N-m)	18.75	12.00	14.04		27.75	23.55	23.3		64.20	43.62	52.3	
$\frac{E_m(t_p)}{\Delta E(t)} \times 100 \%$	75	63	69		72	70	72		84	74	78	

* Nbre de spécimens testés

5.2.3 LA BALANCE D'ENERGIE JUTE AVANT LA RUPTURE (à $t=t_i$)

A la fin de l'impact, la charge $P_i(t)$ est réduite à zéro et les morceaux cassés de la poutre s'éloignent du marteau. A cet instant, la balance d'énergie peut être écrite comme suit,

$$\Delta E(t_i) = E_m(t_i) + E_s(t_i) = E_m(t_i) + E_b(t_i) + E_{ker}(t_i) \quad (5.8)$$

Encore un fois l'énergie $E_b(t)$ obtenue à partir de l'aire de la courbe charge sur déplacement donne le travail de rupture supérieur à l'énergie de déformation de la poutre. Puisque l'énergie de déformation peut être supposée négligeable dans les morceaux cassés de la poutre, toute l'énergie $E_b(t)$ représente le travail de rupture ou l'énergie de rupture.

L'Equation 5.7 peut encore une fois être utilisée au temps $t=t_i$ pour déterminer l'énergie cinétique $E_{ker}(t)$. Une fois $E_{ker}(t)$ et $E_b(t)$ sont connues, l'Equation 5.8 peut être utilisée pour déterminer $E_m(t_i)$.

La Figure 5.12 et les Tableaux 5.5 et 5.6 présentent la balance d'énergie à la fin de l'impact ($t=t_i$). Ici, la plus grande partie de l'énergie laissée par le marteau au temps $t=t_i$ (ΔE) est gagnée par la poutre (E_s). Cette énergie se compose d'énergie cinétique ($E_{ker}(t)$) des morceaux cassés et d'énergie de flexion (E_b). Probablement, l'énergie de flexion est l'énergie requise pour créer deux nouvelles surfaces de rupture. Une fois, à la fin de l'impact, le spécimen ne paraît avoir qu'une petite ou pas d'énergie de déformation, l'énergie de flexion représente seulement le travail de rupture.

5.2.4 LES PERTES D'ENERGIE DANS LA MACHINE

Si la différence entre l'énergie laissée par le marteau (ΔE) et l'énergie absorbée par la poutre (E_s) peut être supposée être l'énergie laissée à la machine (E_m), alors "les pertes machines" peuvent être calculées au pic de charges ($t=t_p$) et à la fin de l'impact ($t=t_i$). La Figure 5.13 représente cette énergie de machine calculée comme un pourcentage de l'énergie totale laissée par le marteau ($E_m / \Delta E \cdot 100\%$). Comme on peut voir à partir de la Figure 5.13, au pic de charges, 60 à 80% de l'énergie perdue par le marteau est emmagasinée par la machine. Cependant à la fin de l'impact ($t=t_i$), 90 à 100% de l'énergie perdue par le marteau apparaît comme énergie dissipée dans le

spécimen. On peut aussi noter à partir de la Figure 5.13 que le béton haute résistance étant plus rigide que le béton ordinaire montre des valeurs élevées de pertes de machine.

Tableau 5.5 – Balance d'énergie juste après la rupture du béton ordinaire

Hauteur de chute du marteau	0.15m (6)*				0.25m (5)*				0.50m (6)*			
	MAX	MIN	Moy	S	MAX	MIN	Moy	S	MAX	MIN	Moy	S
$\Delta E(t_i)$ (Nm)	75	66	73	4.5	141	96	120	14.5	254	245	248	5.70
$E_{ker}(t_i)$ (N-m)	47	43	45	1.15	82	49	68	12.5	158	141	148	4.6
$E_b(t_i)$ (N-m)	32	20	26	4.5	65	29	45	12.5	105	89	95	6.25
$E_s(t_i)$ (N-m)	75	65	70	3.95	135	75	110	23.5	255	238	241	7.45
$E_m(t_i)$ (N-m)	3.1	1.2	2.1	0.99	15	3	8	8.1	11	1	5	4.05
$\frac{E_m}{\Delta E} \times 100\%$	4.1	1.8	2.87	-	10.6	3.1	6.66	-	4.33	0.40	2.01	-

* Nbre de spécimens testés

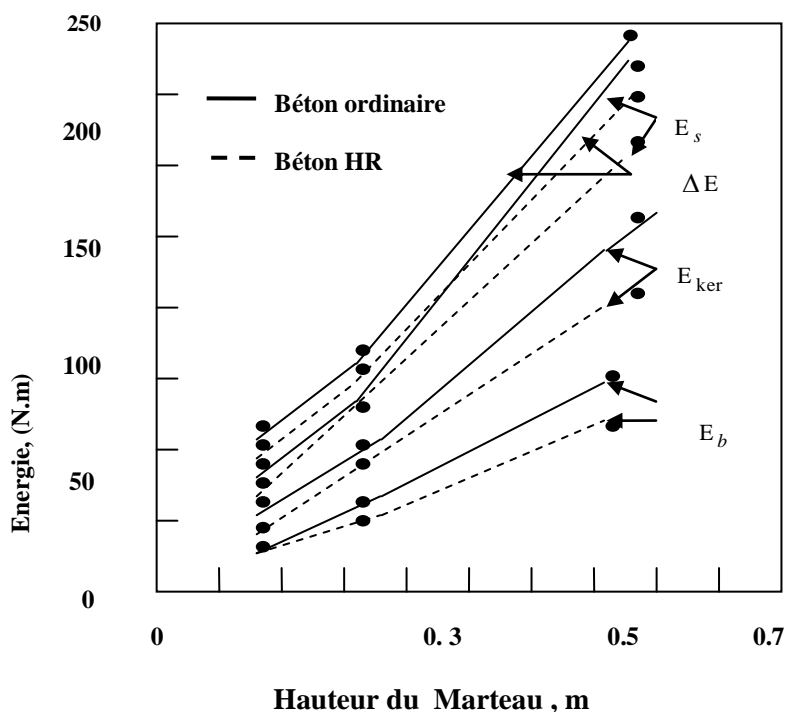


Figure 5.12 – Balance d'énergie juste après la rupture

Tableau 5.6 – Balance d'énergie juste après la rupture du béton HR

Hauteur de chute du marteau	0.15m (6) *				0.25m (5) *				0.50m (6) *			
	MAX	MIN	Moy	S	MAX	MIN	Moy	S	MAX	MIN	Moy	S
$\Delta E(t_t)$ (Nm)	91	42	69	16.5	138	0.99	108	12.45	241	215	225	10.0
$E_{ker}(t_t)$ (N-m)	56	14	37	17.0	90	55	67	13.5	130	115	120	5.7
$E_b(t_t)$ (N-m)	34	20	26	5.05	45	32	38	4.75	105	57	76	18.5
$E_s(t_t)$ (N-m)	90	35	62	21.05	138	90	101	17.85	220	185	198	10.05
$E_m(t_t)$ (N-m)	13.5	0	6.75	5.8	16	0	08	6.5	32	27	29	2.64
$\frac{E_m}{\Delta E} \times 100\%$	14.8	0	9.8	-	11.6	0	7.4	-	13.3	12.6	12.9	-

* Nbre de spécimens testés

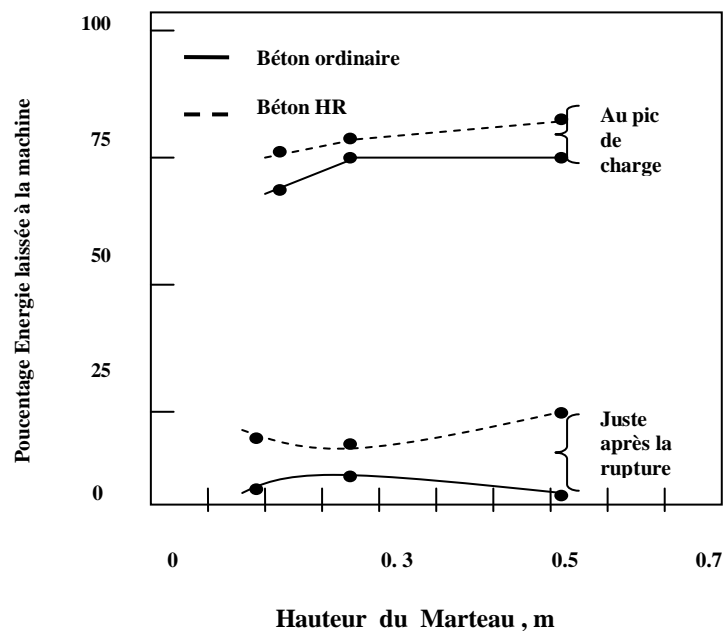


Figure 5.13 – % Energie laissée à la Machine

Les tests à taux élevés de charge sur les matériaux cimentaires requièrent un équipement sophistiqué. La connaissance des divers modes, dans lesquelles l'énergie peut être perdue durant le test, est essentielle pour une analyse convenable des résultats de test. En l'absence de ces connaissances, les résultats peuvent être trompeurs. L'énergie perdue par le marteau ne peut pas être considérée comme l'énergie consommée par la poutre. L'énergie réelle acquise par le spécimen doit être le but important pour une analyse judicieuse.

Le pourcentage d'énergie laissée à la machine semble dépendre de la solidité et la rigidité du matériau testé. L'énergie laissée à la machine est trouvée plus élevée pour le béton haute résistance que pour le béton ordinaire.

Si on peut supposer que, après la rupture de la poutre, les morceaux cassés de celle-ci emmagasinent une petite quantité d'énergie ou pas du tout d'énergie, alors dans la région du post pic, l'énergie emmagasinée par la poutre est entièrement utilisée dans la propagation de fissures. Puisque l'énergie de déformation emmagasinée au pic de charge est beaucoup plus petite que l'énergie de rupture requise, il semble possible que les fissures se propagent pendant que la poutre continue d'absorber de l'énergie à partir du marteau et des diverses autres parties de la machine.

6. PRESENTATION ET ANALYSE DES RESULTATS

6.1 **BETON DE FIBRES EXPOSE AUX BASSES TEMPERATURES**

6.1.1 Introduction

Les deux séries de tests conduits sont indiquées sur le schéma de la Figure 6.1 :

- des Tests d'arrachement, à l'air libre et à -50°C dans une chambre de refroidissement, sur simple fibre dans la direction de celle-ci imbibée dans une matrice de ciment (Figure 3.3 au chapitre 3).

+ 1 Mélange de ciment + 1 fibre

+ 1 Mélange de Ciment et de Fumée de silice + 1 fibre.

- des tests de flexion en quatre points sur des poutres en béton de fibres.

+ 1 Mélange de béton ordinaire + fibres métalliques

+ 1 Mélange de béton haute résistance + fibres métalliques

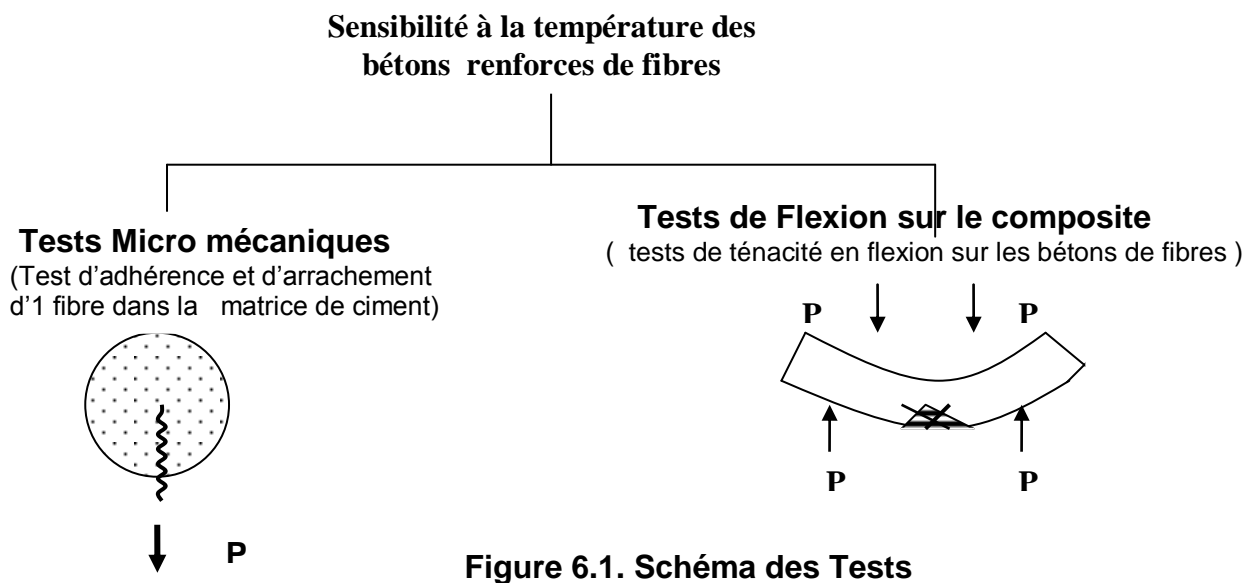
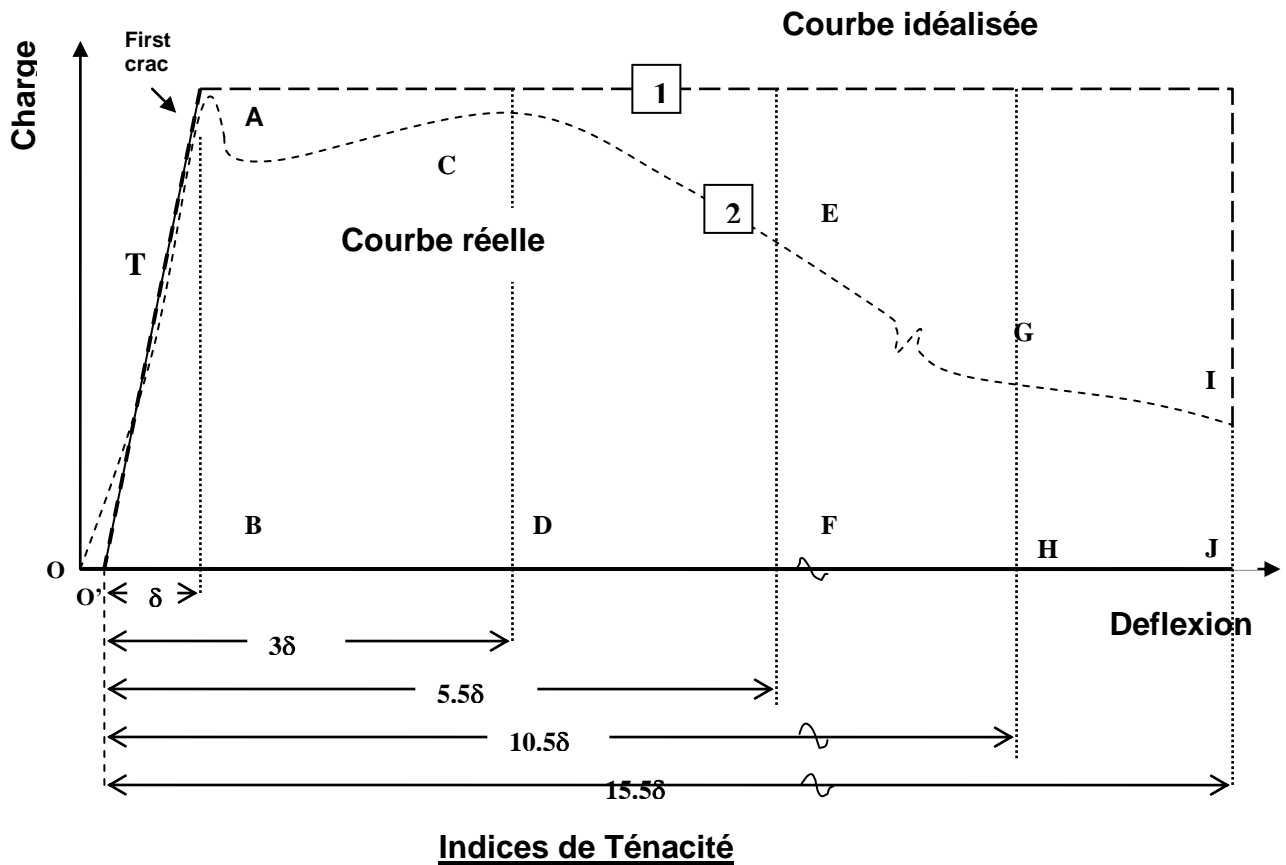


Figure 6.1. Schéma des Tests

Les tests sont conduits en accordance avec la règle ASTM C-1018-90 et les données à partir de la cellule de charge de la tête de la machine et des deux LVDT sont acquises automatiquement et analysées. Les données analysées sont ensuite utilisées pour obtenir les indices de ténacité comme définis dans la règle ASTM C 1018-90 et illustrées dans la Figure 6.2

En plus de calculer les Indices de ténacité **I5**, **I10**, **I20** et **I30** en supposant le comportement élastique linéaire, les résistances en flexion, qui correspondent aux valeurs des pics de charges, sont également calculées.

De la même façon que les tests d'arrachements sur des matrices de ciment, les tests de flexion des poutres à 20°C sont réalisés à l'air libre et les tests à -50°C sont réalisés dans une chambre environnementale de refroidissement (Figure 3.2 au chapitre 3). Pour le test à -50°C de l'azote liquide a été utilisé.



Courbe Idéalisée : 1 $I_5 = 5.00$ $I_{10} = 10.00$ $I_{20} = 20.00$ $I_{30} = 30.00$

Courbe réelle: 2

$$I_5 = \frac{\text{Aire. Courbe.2. à. } 3\delta}{\text{Aire. Courbe.2. à. } \delta.}$$

$$I_{10} = \frac{\text{Aire. Courbe.2. à. } 5.5\delta}{\text{Aire. Courbe.2. à. } \delta.}$$

$$I_{20} = \frac{\text{Aire. Courbe.2. à. } 10.5\delta}{\text{Aire. Courbe.2. à. } \delta.}$$

$$I_{30} = \frac{\text{Aire. Courbe.2. à. } 15.5\delta}{\text{Aire. Courbe.2. à. } \delta.}$$

Figure 6.2 Calcul des Indices de Ténacité

6.1.2 Tests d'arrachement

Les résultants d'arrachements à partir d'une simple fibre sont représentés sur les Tableaux 6.1 et 6.2.

Tableau 6.1 : Charge Max d'Arrachement et Energie Totale d'Arrachement pour Matrices sans fumée de Silice à 22°C et -50°C

	Matrice sans fumée de Silice à 22°C (6) *				Matrice avec fumée de Silice à -50°C (6) *			
	MAX	MIN	Moy	S	MAX	MIN	Moy	S
Charge Max d'Arrachement (N)	630	380	420	21	850	525	680	35
Energie Totale d'Arrachement (Nm)	8.2	5.9	7.2	1.55	7.8	5.2	6.25	1.05
Vitesse de Charge de Test (m/sec)	-	-	4×10^{-7}	-	-	-	4×10^{-7}	-

* Nombre de Spécimens testés

Table 6.2 : Charge Max d'Arrachement et Energie Totale d'Arrachement pour Matrices avec fumée de Silice à 22°C et -50°C

	Matrice avec fumée de Silice à 22°C (6) *				Matrice avec fumée de Silice à (6) à -50°C *			
	MAX	MIN	Moy	S	MAX	MIN	Moy	S
Charge Max d'Arrachement (N)	750	420	530	25	580	380	420	20
Energie Totale d'Arrachement (Nm)	4.5	2.5	3.5	1.65	2.5	0.98	1.95	0.45
Vitesse de Charge de Test (m/sec)	-	-	4×10^{-7}	-	-	-	4×10^{-7}	-

* Nombre de Spécimens testés

Max est le max des Données, **Min** est le Min des Données et **s** est l'Ecart Type

Les résultants moyens à partir des tests d'arrachement d'une fibre sont représentés sur les figures 6.3 et 6.4. La Figure 6.3 montre les valeurs des pics de charges d'arrachements alors que la Figure 6.4 montre les valeurs des énergies totales d'arrachements. Des courbes charges d'arrachements versus longueur d'arrachement sont montrées sur les Figures 6.5 et 6.6 respectivement pour des matrices de ciment sans fumée de Silice et des matrices de ciment avec fumée de Silice.

Comme attendu, la charge qui correspond à la force d'arrachement et l'énergie d'arrachement sont étroitement liées au mode de rupture de la fibre. Trois modes de ruptures sont envisageables, l'arrachement complet de la fibre, la rupture de la fibre et la rupture de la matrice.

Dans la matrice avec mélange sans fumée de silice, la rupture se produit par arrachement complet de la fibre à 22 °C et ce mode est préservé à -50°C. Au final, la fibre enregistre un pic de charge d'arrachement élevé à -50°C, par contre l'énergie totale d'arrachement semble sensiblement réduite possiblement liée au pic de charge d'arrachement élevé.

Dans la matrice avec un mélange de fumée de silice, le mode d'arrachement complet de la fibre ne s'est pas produit. A 20°C, la fibre est cassée et à -50°C la matrice est prématurément fracturée.

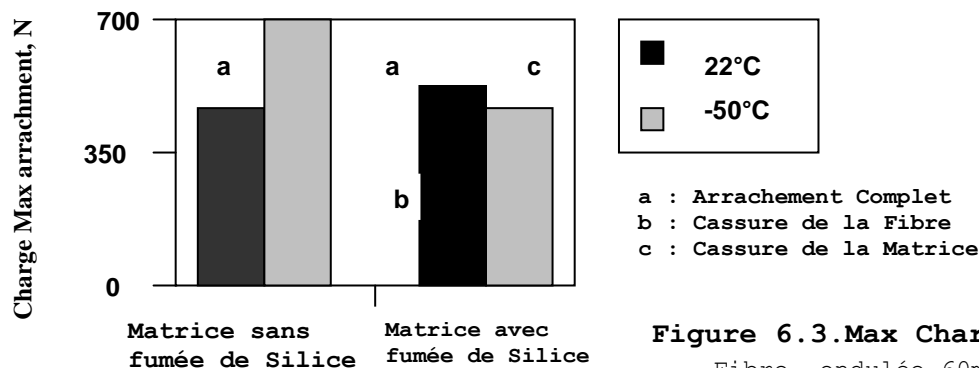


Figure 6.3. Max Charge d'Arrachement
Fibre ondulée 60mm long, 1mm Ø)

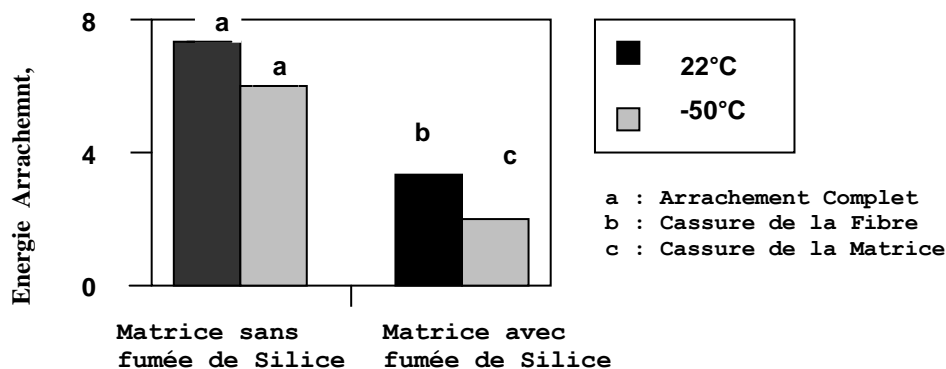


Figure 6.4. Energies Totales d'Arrachement
(Fibre Ondulée 60mm long, 1mm Ø)

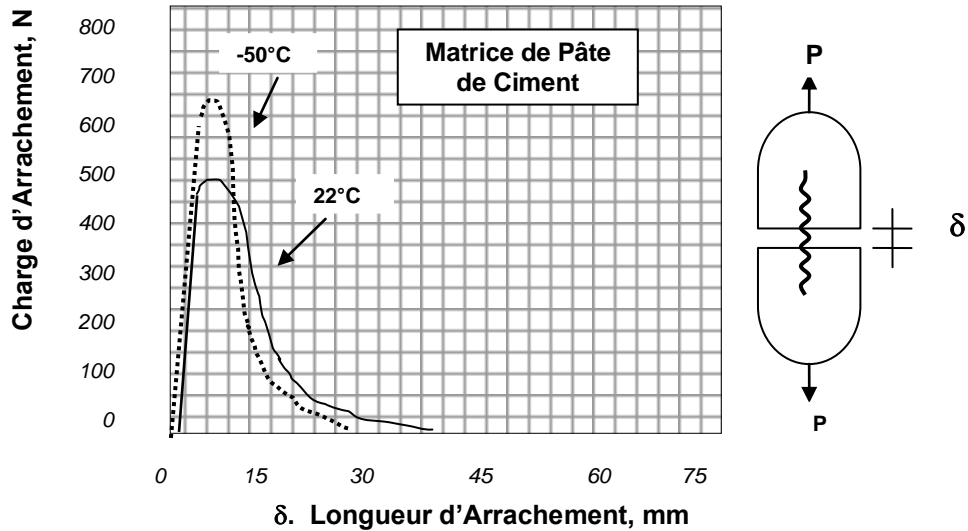


Figure 6.5. Courbe type D'arrachement de Fibre Pour Matrice de Pâte de Ciment

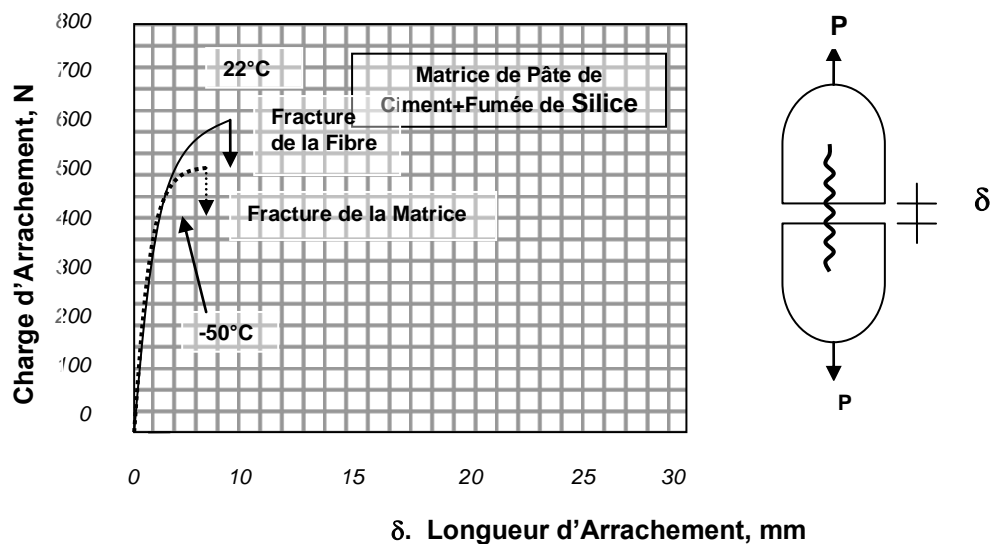


Figure 6.6 Courbe type D'arrachement de Fibre Pour Matrice de Pâte de Ciment avec Fumée de Silice

Comme résultats, les énergies totales d'arrachement de la fibre pour la matrice de mélange avec fumée de Silice, sont sensiblement réduites à 20°C comparées aux énergies totales d'arrachement de la fibre pour la matrice de mélange sans fumée de silice, alors que pour la température de -50°C les réductions sont plus accentuées. La rupture prématurée de la matrice de mélange avec fumée de silice à -50°C montre sa fragilité et sa basse capacité de déformation à des basses températures

En résumé, dans les tests à -50°C, trois possibilités sont distinctement remarquées :

Cas A : La fibre développe son plein potentiel à -50°C, et un arrachement complet de la fibre se produit. Ceci se traduit par des valeurs élevées de pic de charge et d'énergie totale d'arrachement à -50°C comparées à 22°C (Cas du mélange sans fumée de silice Figure 6.5)

Cas B : La fibre développe un très grand pic de charge à -50°C, mais se fracture au moment du processus. Ceci implique des valeurs élevées de pics de charges mais des faibles valeurs d'énergies totales de rupture (cas des mélanges avec fumée de silice Figure 6.6)

Cas C : La matrice expose une fragilité à -50°C et une cassure de la matrice se produit. Ceci implique de basses valeurs des pics de charge et de basses valeurs d'énergies totales de rupture (cas des mélanges avec fumée de silice à -50°C Figure 6.6).

6.1.3 Tests de flexion des poutres en béton renforcé de fibres métalliques

i. Résistance à la flexion

Les résistances à la flexion sont obtenues en utilisant les pics de charge enregistrés dans les tests de flexion et sont représentées sur la Figure 6.7.

Les résultants à partir des tests réels sont représentés dans les Tableaux 6.3 et 6.4 Le Tableau 6.3 montre les pics de charges et les Energies totales de Rupture pour les poutres de béton ordinaire à 22°C et à -50°C, pendant que le Tableau 6.4 montre les pics de charges et les Energies totales de Rupture pour les poutres de béton haute résistance à 22°C et à -50°.

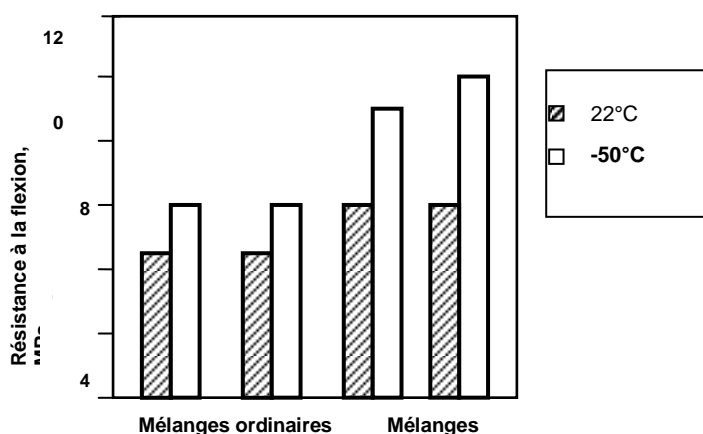


Figure 6.7 Résistance à la flexion des Différents mélanges à 20°C et -50°C

Table 6.3 : Pics de Charge et Energie Totale de Rupture pour les Poutres en Béton ordinaire à 22°C et à - 50°

	Poutres en Béton ordinaire 22°C (4) *				Poutres en Béton ordinaire -50°C (4) *			
	MAX	MIN	Moy	S	MAX	MIN	Moy	S
Pic de Charge (N)	42	25	31	1.3	54	28	37	1.4
Totale Energie de Rupture (Nm)	65	45	51	2.5	68	38	48	2.3
Vitesse de Charge de Test (m/sec)	-	-	4×10^{-7}	-	-	-	4×10^{-7}	-

* Nombre de Spécimens testés

Table 6.4 : Pics de Charge et Energie Totale de Rupture pour les Poutres en Béton Haute Résistance à 22°C et à - 50°

	Poutres en Béton HR à 22°C (4) *				Poutres en HR - 50°C (4) *			
	MAX	MIN	Moy	S	MAX	MIN	Moy	S
Pic de Charges (N)	46	35	38	1.98	51	40	49	2.3
Totale Energie de Rupture (Nm)	55	38	42	2.1	6.5	3.8	5.5	2.25
Vitesse de Charge de Test (m/sec)	-	-	4×10^{-7}	-	-	-	4×10^{-7}	-

* Nombre de Spécimens testés

Max est le max des Données, **Min** est le Min des Données et **s** est l'Ecart Type

L'ajout de fibres n'a pas montré une augmentation substantielle de la résistance à la température de 20°C pour les mélanges de bétons ordinaires mais une augmentation substantielle de la résistance pour les mélanges de béton haute résistance (HR) à 20°C. Des conclusions similaires sont faites pour les tests des poutres à -50°C.

L'influence directe des basses températures sur la résistance en flexion se traduit par une notable augmentation. Pendant que l'augmentation de la résistance en flexion pour les mélanges ordinaires est dans les environs de 20%, les mélanges de béton HR ont montrés une augmentation d'environ 30%.

ii. Ténacité en Flexion (Flexural Toughness).

Des courbes types charges sur déplacements sont tracées à partir des tests en flexion des poutres et sont montrées dans la Figure 6.8 Des valeurs moyennes d'indices de ténacité I_5 , I_{10} , I_{20} , I_{30} , sont représentées sur la Figure 6.8.

Pour les mélanges ordinaires de béton avec fibres, une amélioration significative de la ténacité est notée, ceci est dû à l'ajout de fibres. A -50°C la ténacité est réduite comme indiquée par les valeurs des indices de ténacité, et il apparaît une réduction qui devient plus prononcée pour les grandes déflexions correspondant aux grands indices de ténacité. Les poutres en béton haute résistance à température ambiante ont montré une ténacité plus faible que les poutres en béton ordinaire comme indiqué par les faibles valeurs des indices de ténacité. Ceci est une conséquence directe de leurs pics élevés de charge de flexion. A -50°C, cependant, les poutres en béton HR n'ont pratiquement pas de ténacité et le matériau se comporte comme un béton sans fibre. Noter à partir du tableau de la Figure 6.8 que les indices de ténacité à -50°C pour les poutres en béton HR sont tous égaux à 1.00, signifiant qu'une fois le pic de charge atteint, la charge chute instantanément à zéro avec pas du tout de zone post élastique. Une fois encore, c'est probablement dû aux pics très élevés de charge supportés par ces poutres à -50°C (Voir Figure(4.6)).

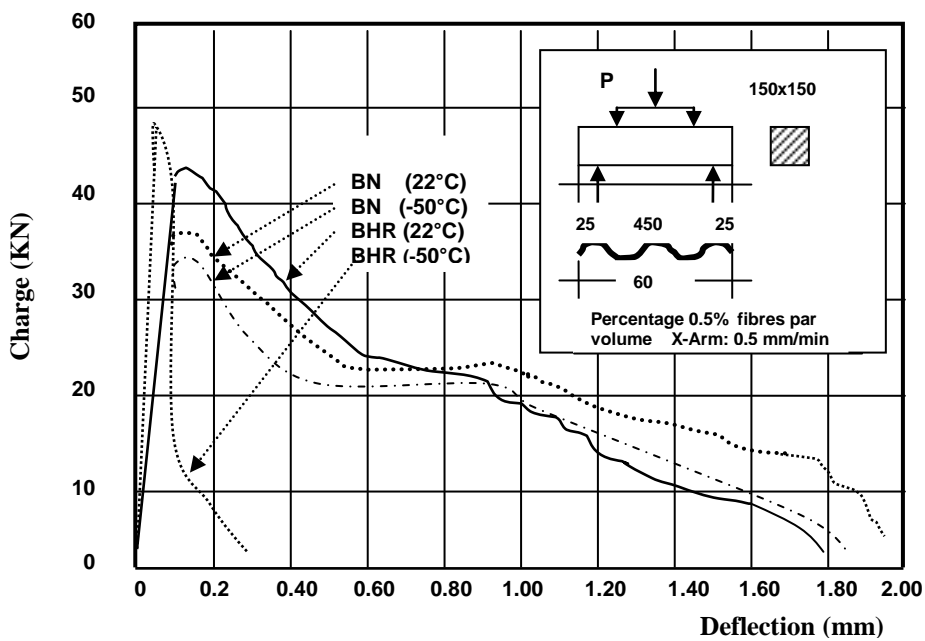


Figure 6.8 - Courbes Charge/Déflexion pour poutres en béton Normal et Haute résistance avec fibres à différentes températures et calcul des Indices de ténacité

Indices de Ténacité :

	I5	I10	I20	I30
Béton Ordinaire BN (22°C) -----	5.05	9.7	17.1	19.11
Béton Ordinaire BN (-50°C)-----	4.95	8.00	14.5	15.54
Béton Haute Résistance BHR (22°C) -----	4.42	7.99	12.2	13.37
Béton Haute Résistance BHR (-50°C)-----	1.00	1.00	1.00	1.00

6.2 BETON SOUS TAUX ELEVES DE CHARGE

6.2.1 Introduction

Les chargements à taux élevés, sur un élément de structure, peuvent avoir lieu suite à une rafale de vent, une explosion ou un objet frappant. Dans toutes les situations, la connaissance exacte de la variation de la charge en fonction du temps est difficile à acquérir. En l'absence de la connaissance précise de l'historique de la charge en fonction du temps, il est commode de travailler avec l'énergie. Les chargements à taux élevés, dans tous les cas, impliquent un agent extérieur qui transmet une énergie à un élément de structure ou à une structure. L'agent extérieur peut être le vent, un tremblement de terre ou un missile tiré d'une installation militaire. La structure, avec tous ses éléments, répond à cette énergie en se déformant. Des contraintes et des déformations sont développées à l'intérieur de la structure, et la structure continue à absorber de l'énergie comme énergie de déformation. Dans cette situation, il y a trois possibilités :

- (1) Toute cette énergie extérieure peut être absorbée comme énergie de déformation sans causer de dommages à la structure.
- (2) Un cas intermédiaire où la structure a subi un dommage mais l'effondrement n'a pas eu lieu.
- (3) L'énergie extérieure est plus importante que la capacité de l'énergie de déformation de la structure ou plus importante que l'énergie que ses éléments peuvent absorber sans se rompre. La rupture est initiée dans les zones où les contraintes critiques sont dépassées, et l'effondrement peut en résulter.

C'est les trois possibilités concernant les situations de chargement dynamique. La première possibilité, où la structure reste à l'état élastique durant le chargement bien que structurellement acceptable, implique des sections sur dimensionnées, économiquement inacceptable. Le problème peut être surmonté en donnant à la structure une ductilité additionnelle avec laquelle la structure continue à se déformer sous la charge extérieure, absorbant plus d'énergie.

Le béton, comparé aux métaux, absorbe une petite quantité d'énergie avant que la rupture catastrophique survienne. Ce mode de rupture, ayant lieu sans prévenir, peut être amélioré avec l'incorporation dans la matrice, des fibres, des armatures conventionnelles ou les deux. Le comportement de ce composite sous conditions dynamiques dépend de plusieurs choses. La connaissance du béton ordinaire dans des conditions dynamiques est cependant essentielle, particulièrement à cause de la

Module de Rupture (MPa)	11	10	10	1	15	12	13	2	1
Energie de rupture (Nm)	42	33	37	4	51	47	49	2	Nom bre de spécimens testés

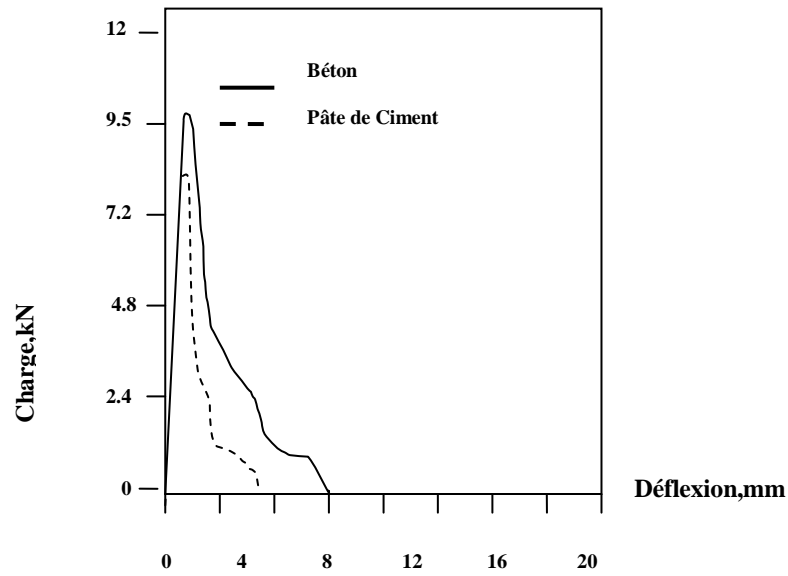


Figure 6.9 - Comportement aux taux élevés de charges du Béton et la Pâte de ciment

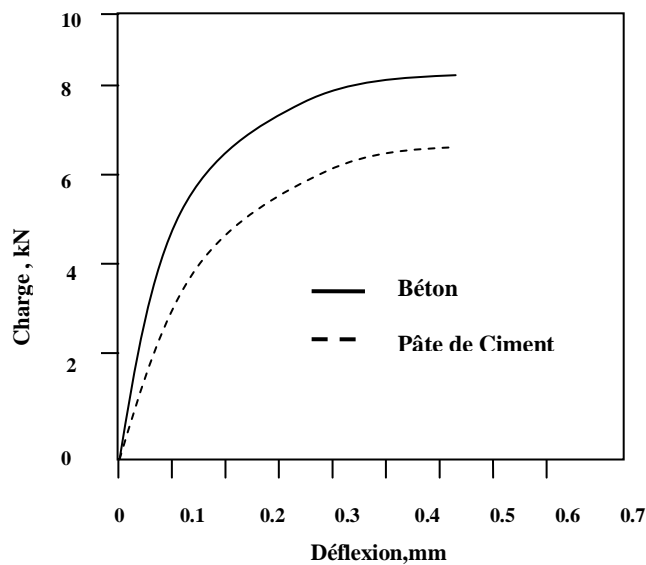


Figure 6.10 - Comportement aux taux élevés de charge du Béton et la Pâte de ciment (avant le Pic de charge)

On peut voir sur ces deux figures que la pâte de ciment paraît plus fragile que le béton. Le module de rupture, déterminé par l'analyse élastique (Eqn 3.34) semble plus élevé de 30% pour le béton que pour la pâte de ciment. Les valeurs de l'énergie de rupture,

dans le Tableau 6.1, montre la nature fragile de la pâte de ciment comparée au béton. En inspectant les deux parties de la poutre effondrée, nous constatons que les surfaces sont plus régulières et plus lisses pour les poutres avec pâte de ciment mais plus irrégulières pour les poutres en béton. Ces surfaces fracturées irrégulières pour les bétons proviennent de la présence de granulats. Quand la rupture intervient, la fissure suit un chemin tortueux autour des granulats. Le béton est un mélange de granulats inertes et de pâte de ciment. L'adhérence entre la pâte de ciment et les granulats, dépend des caractéristiques physiques et mécaniques de la pâte de ciment et des granulats. L'incorporation de granulats dans la pâte de ciment augmente la dureté. C'est ainsi que le module d'élasticité du béton est plus élevé que celui de la pâte de ciment (Figure 6.10). Pour la même déformation le béton supporte une charge plus élevée que la pâte de ciment.

Pour la rupture complète de l'élément, il faut une énergie plus élevée pour le béton que pour la pâte. L'énergie de rupture qui est la surface de la courbe charge déplacement à la rupture dépend des valeurs des charges et des déplacements. Comme montré sur la Figure 6.9, pour le même déplacement, la poutre en béton supporte de plus grandes charges que celles de la pâte de ciment. La croissance instable de la fissuration après le pic de charge semble opposer une plus grande résistance pour le béton que pour la pâte de ciment. Le chemin tortueux pris par la fissure autour des particules de granulats de béton, contrairement au chemin droit pris par la fissure pour la pâte de ciment semble faire apparaître une plus grande surface de rupture pour le béton comparé à la pâte de ciment.

6.2.3 Effets du taux de charges sur les poutres en béton ordinaire

Pour étudier les effets du taux de chargement sur la résistance du béton, des poutres en béton ont été testées à différents taux. Les tests ont été menés sur une machine de tests statique avec une vitesse de la tête du marteau de 4×10^{-7} m/sec. Les tests dynamiques ont été conduits sur une machine d'impact de masse en chute libre à trois hauteurs différentes de la tête du marteau 0.15m, 0.25m et 0.5m. Le Tableau 6.6a montre les résultats de tests statiques et le Tableau 6.6b montre les résultats des tests dynamiques. Il peut être remarqué que les taux de déformation imposés varient entre 3×10^{-7} /sec dans le cas statique et 0.5/sec dans le cas dynamique avec une hauteur de chute de 0.5m. Le comportement du béton à ces taux extrêmes de déformation est montré sur des courbes charges déflexion sur la Figure 6.11. On peut remarquer sur la

Figure 6.11, quand les taux de déformation augmentent de 3×10^{-7} /sec dans le cas statique à 0.5/sec dans les cas dynamiques (augmentation de 1.5×10^6 fois), les propriétés du béton changent considérablement. Même dans le cas de l'intervalle dynamique, la variation de la hauteur du marteau résulte une variation des propriétés du béton (Figure 6.11).

Tableau 6.6 (a)
Comportement Statique des poutres en béton ordinaire
Statique (3)¹

	Max	Min	Moyenne	s	Nom bre de spéc imen s testé s
Pic de Charge de flexion (kN)	6770	6020	6290	312	
Déflexion au pic de charge ($\times 10^{-6}$ m)	390	298	310	22	
Energie de la poutre au pic de charge (Nm)	1.15	0.87	1.02	0.09	
Déformation à la rupture (10^{-4})	2.6	2.5	2.55	0.18	
Module de Rupture (MPa)	6.40	5.45	5.85	0.28	Tableau 6.6 (b) Comp
Energie de rupture (Nm)	6.3	2.8	5.7	1.4	
Moyenne taux de déformation (/sec)			3.5×10^{-7}		
Moyenne taux de contraintes (MPa/sec)			0.008		

Comportement Dynamique des poutres en béton ordinaire

	Hauteur de chute du Marteau 0.15 m (6) ¹				0.25 m (6) ¹				0.5 m (7) ¹				i
	Max	Min	Moy	s	Max	Min	Moy	s	Max	Min	Moy	s	
Energie de la poutre au pic de Charge (Max)	21315	18850	19785	970	298	217	25410	313	376	359	36200	680	Nombre de spécimens testés
Energie de rupture (Nm)	31.0	19.2	25.9	4.35	6.51	29.0	41.5	12.5	10.0	88.5	91.0	6.4	
Module de Rupture (MPa)	12966	10575	11299	648	13599	8200	18820	2321	26320	15510	19520	1284	
Déformation à la rupture (10^{-4})	953.0	7805	83.80	612	847	922	12275	245	172	2.65	8750	0.25	
Moyenne taux de contraintes (MPa/sec)			3910				8060				19588		
Moyenne taux de déformation (/sec)		0.15					0.25				0.45		

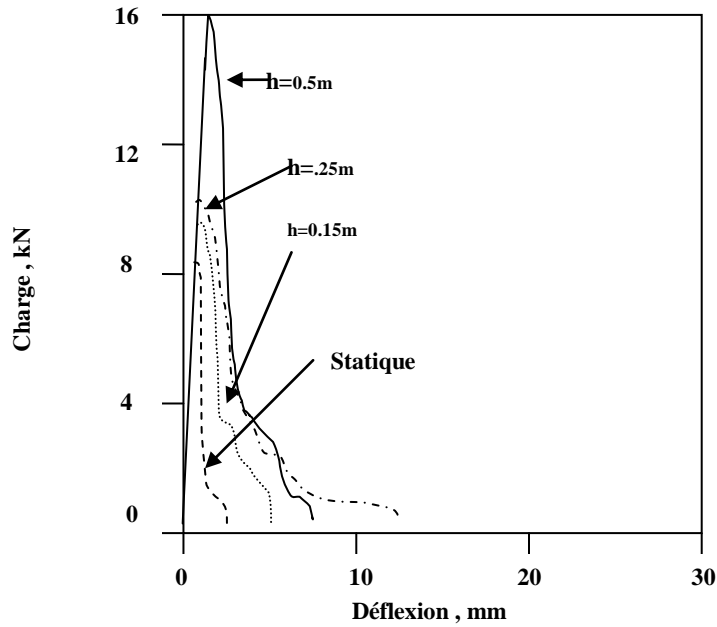


Figure 6.11 – Courbes Charge déflexion du béton ordinaire en charge statique et dynamique

En général, on peut remarquer que le béton est un matériau sensible au taux de déformation. Les différences principales de propriétés, dans les cas statique et dynamique, sont l'augmentation de la résistance et l'augmentation de l'énergie de rupture dans le cas dynamique comparées à celles du cas statique.

Les différences entre les comportements du béton en statique et en dynamique peuvent être expliquées par la mécanique de rupture en combinant la théorie classique de Griffith et le concept de propagation sous critique de la fissure. Selon la théorie de Griffith, la pointe de la fissure du défaut ou de l'imperfection est une zone de concentration de contraintes. Même quand la contrainte nominale est loin au dessous de la contrainte de résistance théorique du matériau, les contraintes aux abords de la fissure peuvent atteindre les contraintes ultimes de résistance du matériau et la rupture peut avoir lieu. Les contraintes aux abords de la fissure chargée, sont une fonction de la contrainte nominale et de la géométrie de la fissure. L'effet combiné de ces deux paramètres peut être exprimé en un paramètre appelé, Facteur d'intensité de contrainte K_I . Pour les matériaux fragiles, il existe une valeur critique du facteur d'intensité des contraintes qui est K_{IC} ou la propagation instable de la fissure commence, conduisant à la rupture soudaine. Bien que la mécanique de rupture linéaire et élastique ne puisse pas être un moyen pour l'analyse du comportement de la rupture du béton, elle est

souvent utilisée pour prédire la sensibilité du taux de contrainte du béton. Dans un élément chargé, la valeur du facteur d'intensité de contrainte est donnée par,

$$K_I = Y\sigma\sqrt{a} \quad (6.1)$$

Et à la rupture,

$$K_{IC} = Y\sigma_c\sqrt{a_c} \quad (6.2)$$

Où Y est une constante qui dépend de la géométrie du spécimen, σ est la contrainte nominale et a est la longueur de la fissure ; l'indice c dénote les valeurs critiques à la rupture ; ainsi il existe une combinaison entre la contrainte appliquée et la longueur de la fissure ou de l'imperfection, qui peut causer la rupture.

Selon le concept de la propagation sous critique de la fissure, cette dernière peut se propager à une contrainte sous critique par des mécanismes tels que le « Stress corrosion » ; quand elle atteint la valeur critique (satisfaisant l'Equation 6.2), la rupture se produit. La vitesse de propagation sous critique de la fissure est donnée comme suit,

$$V = AK_I^n$$

Où V est la vitesse de propagation, K_I est le facteur d'intensité des contraintes dans le mode intermédiaire et A et n sont des constantes. La propagation de la fissure sous critique survient à une vitesse croissante sous une contrainte nominale constante (Figure 6.12a).

Si le chargement est lent, la fissure (ou l'imperfection) a assez de temps de se développer et atteindre la valeur critique implique assez de temps pour causer la rupture. D'un autre côté, le chargement rapide accorde un temps très réduit à la fissure sous critique pour s'agrandir. Donc le membre sollicité, peut supporter momentanément une charge élevée, donnant une impression d'augmentation de la résistance. Par combien la résistance, obtenue à un certain taux de charge, diffère de celle obtenue, par un autre taux de charge, dépend de la valeur de n. La valeur de n peut être obtenue comme suit,

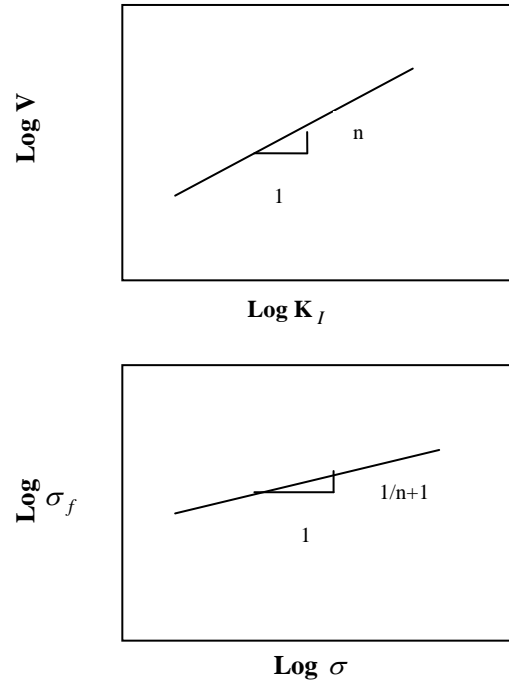


Figure 6.12-Le paramètre 'n' déterminé à partir de (a) l'observation direct de la vitesse de fissuration et de (b) des tests de variation du taux de contraintes

$$\dot{\sigma} = \text{Taux de contrainte} = \frac{d\sigma}{dt}$$

$$V = \text{Vitesse de fissuration} = \frac{da}{dt}$$

$$\frac{d\sigma}{da} = \frac{\dot{\sigma}}{V}$$

Maintenant,

$$V = AK_I^n \quad \text{et} \quad K_I = Y\sigma\sqrt{a}$$

Donc,

$$\frac{d\sigma}{da} = \frac{\dot{\sigma}}{AY^n \sigma^n a^{n/2}},$$

$$\text{ou} \quad d\sigma = \frac{\dot{\sigma}}{AY^n \sigma^n a^{n/2}} da, \quad \sigma^n d\sigma = \frac{\dot{\sigma}}{AY^n a^{n/2}} da,$$

$$\text{En intégrant nous obtenons, } \text{Log } \sigma_f = C + \frac{1}{n+1} \log \dot{\sigma}$$

ou C est une constante

En traçant $\log \sigma_f$ versus $\log \dot{\sigma}$ nous obtenons une droite comme montrée sur la Figure 6.12b, avec une pente de $1/n+1$.

Quand les valeurs expérimentales observées dans la présente étude pour le béton normal sont tracées sur un graphe, ceci donne la courbe $\log \sigma_f$ versus $\log \dot{\sigma}$ montrée sur la figure 6.13.

On peut voir à partir de cette courbe que le tracé est complètement différent du tracé sur la courbe 6.12b pour le cas théorique qui représente une ligne droite. La courbe observée suggère qu'avec une augmentation du taux de déformation, la valeur de la constante n diminue. Des observations similaires ont été rapportées par Suaris et Shah (7). Les valeurs normalement observées de n obtenues en variant le taux de déformation dans une machine conventionnelle de test, varie entre 20 et 50. Cependant, dans la présente étude, dans l'intervalle de taux de déformation associés à l'impact, une valeur inférieure à 1.5 de n a été observée. Birkimer (43) a rapporté des valeurs de n inférieures à 2 pour les taux de déformation extrêmement élevés. Une réduction de la valeur de n et une augmentation du taux de déformation montre une pente plus douce pour le graphe $\log V$ par $\log K_I$, comme indiqué sur la Figure 6.12a pour les taux élevés de déformation. Il est tacitement assumé à partir des analyses ci-dessus que le facteur d'intensité de contrainte critique reste le même à différents taux de déformation.

Cependant, comme il sera montré plus tard, le facteur d'intensité de contrainte critique lui-même augmente avec le taux de déformation, augmentant d'avantage la sensibilité au taux de déformation du béton à des taux élevés de charge.

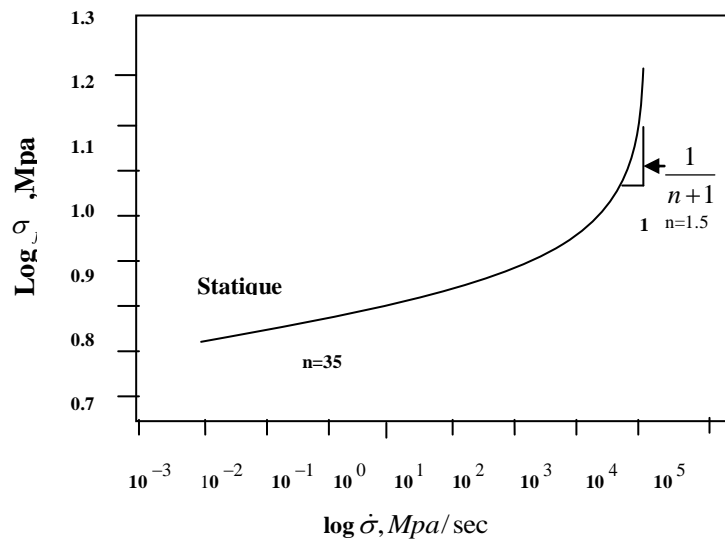


Figure 6.13 - -Détermination, du paramètre 'n' pour le béton ordinaire

6.2.4 Effets du taux de charges sur les poutres en béton haute résistance

Dans la présente étude, le béton haute résistance est produit en ajoutant la fumée de silice comme décrits dans le chapitre 3.

La fumée de silice est un sous-produit de l'industrie métallurgique. Elle joue un double rôle, premièrement comme filler et ensuite comme matériaux pouzzolanique qui réagit avec les Ca(OH)_2 produits de l'hydratation du ciment. Ces particules ultra fines de silice (5 nm à 0.5 μm) sont empaquetées dans les espaces interstitiels entre les grains de ciment et de clinker. La dispersion de ces fines particules dans l'espace autour et entre les grains de ciment est montrée sur la Figure 6.14. Un mélange efficace de fumée de silice, nécessite l'utilisation de super plastifiant.

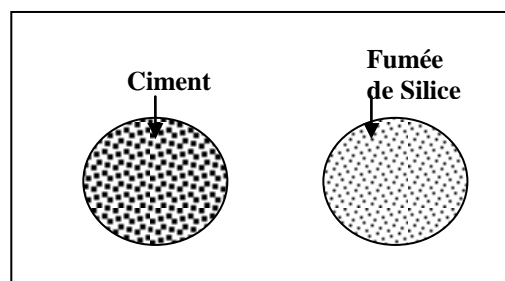


Figure 6.14- Mélange à gauche sans et à droite avec fumée de silice

L'augmentation de la résistance due à l'addition de la fumée de silice peut être attribuée d'une part à l'élimination des grands pores de vide et d'autre part à la distribution uniforme des produits de l'hydratation. Cependant le fait que la technique de production permet des ratios E/C plus bas est probablement le facteur le plus important de l'augmentation de la résistance des bétons. La dispersion intime de la fumée de silice améliore la performance du liant et aussi son adhérence avec les particules d'agrégats et les barres d'acier. La microstructure dense conduit aussi à la réduction de la perméabilité et augmente la durabilité.

Pour étudier l'effet du taux de chargement sur les propriétés du béton haute résistance, les poutres sont testées à la flexion en trois points de la même manière que les poutres de béton ordinaire (Section 6.2.1). Le tableau 6.7(a) donne les résultats des tests statiques et le tableau 6.7(b) donne les résultats des tests de taux élevés de chargement en impact, réalisés à trois hauteurs différentes de chute du marteau.

On peut noter à partir du tableau 6.7(a) et 6.7(b) que, comme le béton ordinaire, le béton haute résistance est un matériau très sensible au taux de déformation. Les principaux effets d'augmentation du taux de déformation sont l'augmentation de la résistance et l'augmentation de l'énergie de rupture. Basée sur le raisonnement présenté dans la section 6.2.3, la courbe $\log \sigma_f$ versus $\log \dot{\sigma}$ pour les bétons haute résistance est montrée sur la Figure 6.15. Cette courbe suggère qu'au dessus de la gamme des taux de déformations utilisés dans la présente étude, il n'existe pas une valeur unique du paramètre n.

Tableau 6.7 (a)

Comportement Statique des poutres en béton haute Résistance Statique (4)¹

¹ Nombre de spécimens testés

	Max	Min	Moyenne	s	Tableau 6.7 (b) Comportement Dynamique
Pic de Charge de flexion (kN)	12820	81790	9715	1790	
Déflexion au pic de charge ($\times 10^{-6}$ m)	555	485	505	33	
Energie de la poutre au pic de charge (Nm)	3.7	2.1	2.5	0.75	
Déformation à la rupture (10^{-4})	4.7	3.95	4.15	0.35	
Module de Rupture (MPa)	11.75	7.55	9.10	1.65	
Energie de rupture (Nm)	3.35	2.05	2.85	0.65	
Moyenne taux de déformation (/sec)	-	-	3.5×10^{-7}	-	
Moyenne taux de contraintes (MPa/sec)	-	-	0.008	-	
Comportement Statique des poutres en béton Haute Résistance					
Hauteur de chute du Marteau	0.15 m (6)¹	0.25 m (6)¹	0.5 m (7)¹		

	Max	Min	Moy	s	Max	Min	Moy	s	Max	Min	Moy	s
Charge max observée marteau (N)	25381	17862	20568	2851	30227	23504	25352	2616	41286	36866	38485	1812
Max Force d'Inertie (N)	13079	9037	10167	1685	12366	9954	11312	972	19977	17598	18787	1189
Pic de Charge de flexion (N)	12279	8808	10402	1243	19508	11102	14040	3141	20167	19230	19698	469
Energie de la poutre au pic de charge (Nm)	2.8	1.9	2.45	0.6	3.1	1.95	2.45	0.45	5.45	3.85	4.65	0.75
Energie de rupture (Nm)	33.45	20.85	25.15	5.0	43.85	31.05	34.05	4.85	100.0	57.5	74.85	18.7
Module de Rupture (MPa)	10.85	7.85	9.15	1.15	17.1	9.9	12.5	2.9	17.9	16.8	17.5	0.45
Déformation à la rupture(10^{-4})	2.65	1.55	1.95	0.45	3.15	1.55	2.35	0.55	3.85	3.15	3.55	0.44
Moyenne taux de contraintes (MPa/sec)			4591				10345				28890	
Moyenne taux de déformation(/sec)			0.12				0.21				0.65	

¹ Nombre de spécimens testés

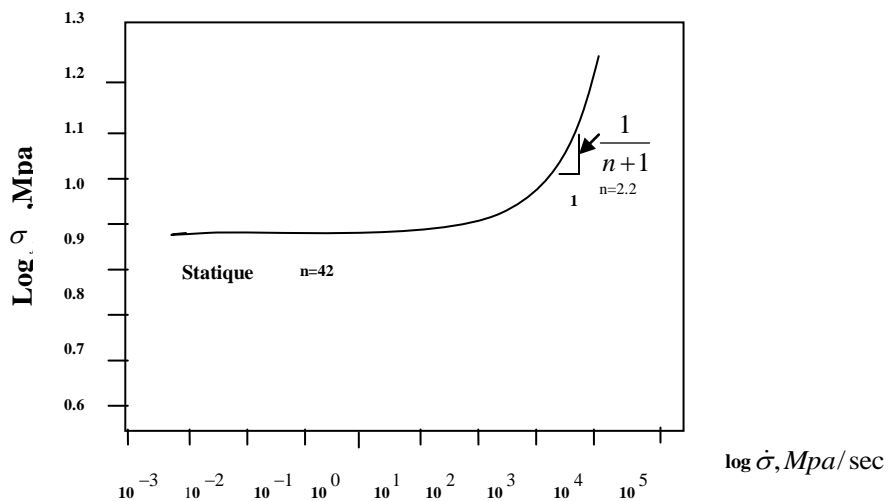


Figure 6.15--Détermination, du paramètre 'n' pour le béton HR

La valeur de n semble diminuer avec l'augmentation du taux de déformation. Des observations similaires ont été rapportées pour le béton ordinaire dans la Section

6.2.3. La pente de la courbe correspondant aux taux élevés de déformation a été trouvée égale à la valeur de $n = 2.2$.

6.2.5 Comparaison entre le béton ordinaire et le béton haute résistance

L'addition de fumée de silice semble améliorer les propriétés du béton sous chargement statique. Cependant la supériorité de la performance du béton avec fumée de silice par rapport au béton ordinaire dans les situations de chargement statique n'implique pas nécessairement sa supériorité dans le cas de situations de chargements dynamiques.

La comparaison des performances du béton haute résistance avec le béton ordinaire est présentée sur la Figure 6.16a, b et c. Figure 6.16a montre le pic de charge obtenu pour les trois hauteurs de chute du marteau et les Figures 6.16b et c montrent respectivement les variations correspondantes des énergies et des déformations à la rupture. Le pic de charge élevé obtenu pour le béton haute résistance par rapport au béton ordinaire semble suggérer que le béton le plus résistant dans le cas de chargement statique est le plus résistant dans le cas de chargement dynamique. Cependant le béton haute résistance a été trouvé plus fragile que le béton ordinaire pour une certaine hauteur de chute du marteau (Figure 6.13b), comme indiqué par son énergie réduite de rupture. Finalement, la déformation au pic de charge, considérée comme la déformation à la rupture, qui est proportionnelle au déplacement au pic de charge, a été trouvée plus élevée pour le béton ordinaire que pour le béton haute résistance à une cette hauteur de chute du marteau. Il peut être noté que la valeur de la déformation au pic de charge, obtenue en utilisant l'Equation 3.34b, est seulement la valeur moyenne de la déformation et n'indique ni la valeur de la déformation locale ni la variation de la déformation d'un point à un autre.

Il peut être remarqué que la surface fracturée du béton ordinaire est irrégulière sans fracture des granulats alors que la surface fracturée du béton haute résistance présente une surface lisse et avec beaucoup de granulats fracturés.

La rupture des matériaux fragiles se produit à cause de la cassure des liaisons atomiques et de la propagation des fissures. Dans le cas de matériau idéalement fragile, l'énergie consommée durant une unité d'extension de la fissure, appelée résistance à la propagation de la fissure R , consiste seulement à l'énergie requise pour la cassure des adhérences à travers la surface de rupture, et comme telle est une constante.

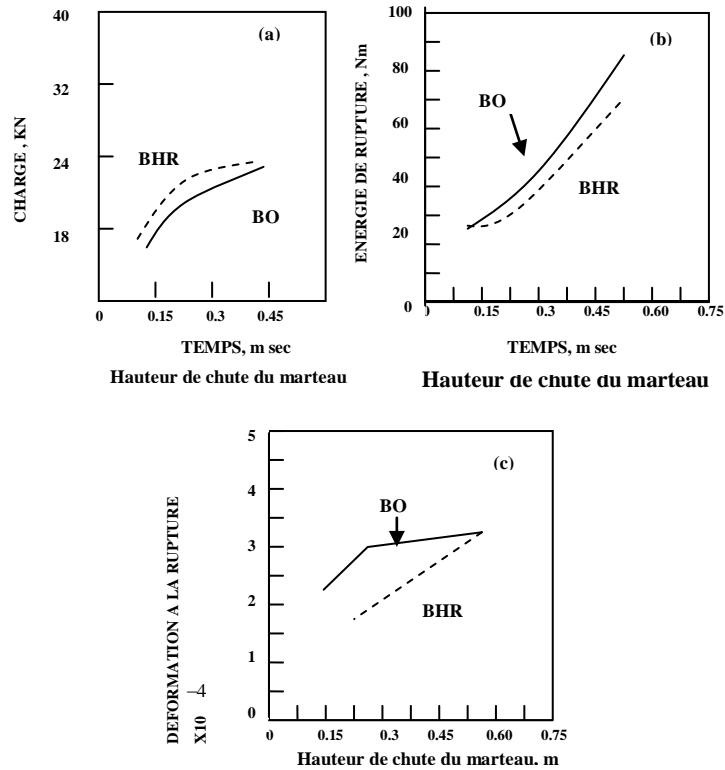


Figure 6.16 – Comparaison entre le béton ordinaire et le béton haute résistance (a) Pic de charge de flexion (b) Energie de rupture (c) déformation à la rupture

Ainsi, quand l'énergie de déformation libérée sur une unité d'extension de la fissure est égale à la résistance de la fissure R , la propagation de la fissure commence. Cependant le béton n'est pas un matériau idéalement fragile et la propagation des fissures se développe par la formation d'un « process zone » autour de la pointe de la fissure. La formation de ce « process zone », cependant, requière de l'énergie et ainsi la résistance de la fissure dans le béton (R) est constituée non seulement de la composante de l'énergie de surface, mais aussi la composante de la microfissuration qui se produit dans une zone de profondeur ε comme montré sur la Figure 6.17 ou ε est approximativement égale à la taille maximum de l'agrégat dans le cas du chargement statique. Comme a été montré sur la Figure 6.11 et le Tableau 6.6a, pour la poutre chargée statiquement, l'énergie de déformation accumulée jusqu'au pic de charge ($\cong 1.00 \text{ Nm}$) ne semble pas être suffisante à conduire la fissure à une distance égale à la hauteur de la poutre

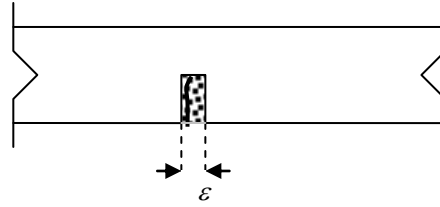


Figure 6.17 – La profondeur de la zone de micro fissuration qui entoure la fissure

L'aire de la surface de la courbe charge statique par déplacement au pic de charge suggère que la poutre continue à absorber de l'énergie pour accomplir la croissance de la fissure. Ceci est vraie bien que l'énergie au pic des charges doit avoir été sous estimée, puisque la machine utilisée dans le test statique est de moindre raideur. Ainsi, ultimement la poutre requière à peu près 5.5Nm avant la séparation complète des deux moitiés cassées.

Dans le cas de chargement dynamique, le même raisonnement peut être utilisé, la seule différence est dans les valeurs des énergies. En se référant à la Figure 6.10 et le Tableau 6.6b (à 0.5m de hauteur de chute du marteau), quand l'énergie au pic de charge était seulement à peu près de 6.4 Nm, l'énergie totale de rupture a été supérieure à 90Nm. Ainsi, la fissure en chargement dynamique semble requérir pour croître, plus d'énergie que pour le chargement statique. Le requière ment d'une énergie plus élevée au pic de charge dans le cas de chargement dynamique est, en partie, une conséquence d'un large « process zone » ou un ε élevé (Figure 6.17). Cependant la détermination exacte de la profondeur de zone fissurée ε sous chargement dynamique n'est pas encore possible. En plus, les mécanismes de rupture peuvent aussi être différents sous chargement dynamique.

Il est connu que le béton haute résistance possède une meilleure adhérence que le béton ordinaire entre la pâte de ciment et les agrégats. Ce n'est pas une surprise que le béton haute résistance présente moins de micro fissures que le béton ordinaire. Cependant, comme montrée sur la figure 6.18 et le tableau 6.7, le chargement dynamique sur le béton haute résistance lui associe aussi la formation d'une zone micro fissurée qui correspond à la région du pic des charges. A cause de l'augmentation de ses qualités d'adhérence, le béton haute résistance dans la présente étude, a été toujours trouvé plus fragile que le béton ordinaire.

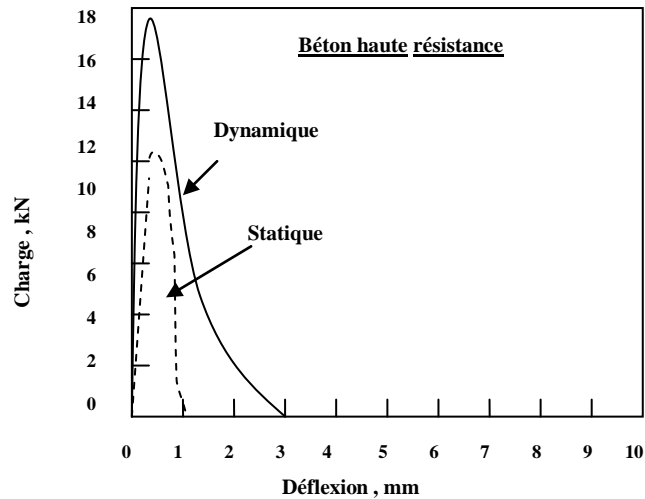


Figure 6.18 – La sensibilité du béton haute résistance au taux de contrainte

6.2.6 Effets du moment d’Inertie

Pour étudier les effets du moment d’inertie sur les poutres soumises à ces chargements dynamiques, des poutres de sections 100mmx125mm sont testées sur une portée de 960mm sur l’axe fort ($I=0.000.162m^4$) ensuite l’axe faible ($I=0.000.104m^4$). Les résultats de ces tests sont reportés sur le Tableau 6.8a pour le béton ordinaire et le Tableau 6.8b pour le béton haute résistance.

Les taux de contraintes nominaux moyens, qui sont obtenus en divisant les modules de rupture (M.O.R) par les temps correspondants requis pour atteindre le pic, pour la même hauteur de chute du marteau de 0.5m, ont été trouvés plus élevés pour les poutres testées sur leur axe fort que sur les poutres testées sur leur axe faible.

Ayant obtenu les résultats à différents taux de contraintes, ils peuvent maintenant être comparés.

Quand les valeurs du M.O.R sont comparées, il peut être remarqué que pour le béton ordinaire ou le béton haute résistance, les M.O.R, obtenus pour les poutres testées sur leur axe faible, sont plus bas que les M.O.R obtenus pour les poutres testées sur leur axe fort. Ainsi les valeurs des énergies de rupture pour les poutres testées sur leur axe faible sont plus basses que les valeurs des énergies des poutres testées sur leur axe fort.

Il faut remarquer aussi qu’à travers toutes les remarques énumérées plus haut , il y a aussi le fait que les poutres sont coulées sur leur hauteur de 125mm et que la vibration pour le compactage crée une différence entre le bas et la surface de la poutre de telle

façon que le ration E/C est un peu plus réduit au fond de la poutre par rapport au ration E/C à la surface de la poutre.

Tableau 6.8 (a)
Effet du Moment d’Inertie sur le Comportement dynamique du Béton ordinaire
 $I = 104 \times 10^{-7} \text{ m}^4$ (4)¹ $I = 162 \times 10^{-7} \text{ m}^4$ (7)¹

	Max	Min	Moy	s	Max	Min	Moy	s	No
Pic de Charge de flexion (kN)	12590	8600	10750	1510	1810	16525	16854	425	<i>mbr</i>
Module de Rupture (MPa)	14.6	10.1	12.3	1.65	16.7	15.5	15.8	0.45	<i>e de</i>
Energie de rupture (Nm)	63.0	49.0	57.0	5.5	101.0	88.5	90.5	6.55	<i>spé</i>
Taux de Contrainte (MPa/sec)	-	-	15310	-	-	-	19621	-	<i>cim</i>
									<i>ens</i>
									<i>test</i>
									<i>és</i>

Tableau 6.8 (b)
Effet du Moment d’Inertie sur le Comportement dynamique du Béton Haute Résistance
 $I = 104 \times 10^{-7} \text{ m}^4$ (4)¹ $I = 162 \times 10^{-7} \text{ m}^4$ (7)¹

	Max	Min	Moy	S	Max	Min	Moy	s	No
Pic de Charge de flexion (kN)	13710	9820	11350	1434	19305	18415	18830	451	<i>mbr</i>
Module de Rupture (MPa)	15.8	11.4	13.2	1.65	18.0	17.05	17.6	0.45	<i>e de</i>
Energie de rupture (Nm)	52.5	35.0	41.0	6.2	102.5	59.5	75.8	17.5	<i>spé</i>
Taux de Contrainte (MPa/sec)	-	-	21738	-	-	-	29150	-	<i>cim</i>
									<i>ens</i>
									<i>test</i>
									<i>és</i>

6.3. LES POUTRES AVEC ENTAILLES SOUS TAUX ELEVES DE CHARGE

6.3.1 Introduction

De nombreuses fissures existent dans le béton avant que celui-ci soit soumis à un chargement. Sous chargement, les contraintes et déformations aux environs de la pointe de fissure augmentent, et si les conditions critiques sont réunies, l’extension de la fissure se produit. Avec une augmentation dans la grandeur de la fissure, les contraintes et déformations augmentent davantage entraînant la fissure à s’étendre à une grande vitesse, jusqu’à ce que la rupture se produise. Dans un matériau élastique et linéaire, le champ de contraintes au voisinage de la pointe de la fissure peut être décrit par un simple paramètre,

le facteur d'intensité de contrainte K . La fracture se produit quand K excède une valeur critique ' K_{IC} ' qui est une propriété du matériau et qui détermine la condition critique à laquelle la propagation instable de fissure se produit.

Plusieurs études ont été faites dans le passé pour déterminer le facteur d'intensité de contraintes K_{IC} pour le béton. Cependant il n'existe pas un accord général concernant ses valeurs. Il a été trouvé que K_{IC} dépend de la profondeur, de la largeur de l'entaille, de la forme du spécimen et aussi du taux de chargement (61,62). La mécanique non linéaire de la rupture est considérée comme un outil approprié pour l'étude du béton. John et Shah (62) ont rapporté que l'extension de la fissure se produit juste avant le pic de charge, mais que cette extension de la fissure avant le pic de charge diminue avec l'augmentation du taux de chargement.

Des études pour déterminer K_{IC} ont été étendues au béton de fibre. Harris et Al (49) étudièrent l'effet, des fibres de verre distribuées aléatoirement, des fibres de carbone et des fibres métalliques sur K_{IC} et rapportèrent une augmentation substantielle de K_{IC} due à la présence de fibres.

Dans la présente étude, la dépendance de K_{IC} au taux de déformation pour le béton avec et sans fibre a été étudiée sur des poutres avec entailles à des taux variables de chargement. Les taux de chargement choisis vont de ceux réalisés dans la machine de test statique à ceux réalisés dans la machine d'impact. Deux résistances de béton, de 42 MPa et 82 Mpa, ont été choisies. Le détail sur la composition de ces poutres avec entailles, leurs résistances à la compression, et leurs descriptions ont été présentées dans le tableau 4.1.

3.3.2 Poutres avec entailles avec et sans fibre sous taux de contraintes variables.

Les entailles sont réalisées avec une tronçonneuse sur des poutres en béton ordinaire, en béton haute résistance et en béton ordinaire renforcé de fibres. Les profondeurs d'entailles varient entre 65 mm et 70 mm ; la largeur de l'entaille est d'environ 3 mm.

Les poutres concernées sont chargées statiquement en flexion à trois points, avec une tête de charge se déplaçant à 4.2×10^{-7} m/s. Les résultats sont obtenus sous forme de courbes charge, déflexion. Ensuite, une série de chaque type de poutre est testée en utilisant une masse en chute libre à des hauteurs de chute de 0.15m, 0.25m ou 0.50m.

Pour le calcul du facteur d'intensité de contraintes, il n'y a pas une formule universellement acceptée. Dans la présente étude, la formule donnée par Broek (58) a été utilisée et elle est comme suit,

$$K_{IC}, K_{ID} = \frac{P'_b(\max)l}{bh^{\frac{3}{2}}} \left[2.9 \left(\frac{a}{h} \right)^{\frac{1}{2}} - 4.6 \left(\frac{a}{h} \right)^{\frac{3}{2}} + 21.8 \left(\frac{a}{h} \right)^{\frac{5}{2}} + 37.6 \left(\frac{a}{h} \right)^{\frac{7}{2}} + 38.7 \left(\frac{a}{h} \right)^{\frac{9}{2}} \right] \quad (6.1)$$

Ou,

$(P'_b)_{\max}$ = Pic de charge de flexion.

l = portée de la poutre.

b = largeur de la poutre.

h = la hauteur de la poutre.

a = la profondeur de l'entaille.

K_{IC}, K_{ID} sont les facteurs d'intensité de contraintes, respectivement, en chargement statique et dynamique. Noter que la formule peut être appliquée dans les cas statique et dynamique.

Les résultats pour les poutres en béton ordinaire sont donnés dans les tableaux 6.9 a et b. Le tableau 6.9a montre les résultats des tests dynamiques et le tableau 6.9b montre les résultats des tests statiques. Similairement, le tableau 6.10 présente les résultats pour les poutres en béton haute résistance et le tableau 9.11 pour les poutres en béton ordinaire renforcé de fibres en polypropylène.

Les pics de charge de flexion, obtenus pour les différentes poutres avec entaille sont tracés en fonction de la hauteur du marteau dans la figure 6.19. Comme on peut voir, une augmentation de la hauteur de chute du marteau impliquant par conséquent une augmentation du taux de contrainte, donne une augmentation dans les pics de charge. Il peut être noté que les poutres en béton HR, qui sont, naturellement plus résistantes que les poutres en béton ordinaire dans les conditions de chargement statique, ont été trouvés moins résistantes que les poutres en béton ordinaire dans les conditions de chargement dynamique (Figure 6.19). Une telle observation est en contradiction avec les résultats obtenus pour les poutres sans entailles (Paragraphe 6.2), dans lesquelles le béton HR a été trouvé plus résistant que le béton ordinaire que ce soit en situations de chargement statique ou dynamique.

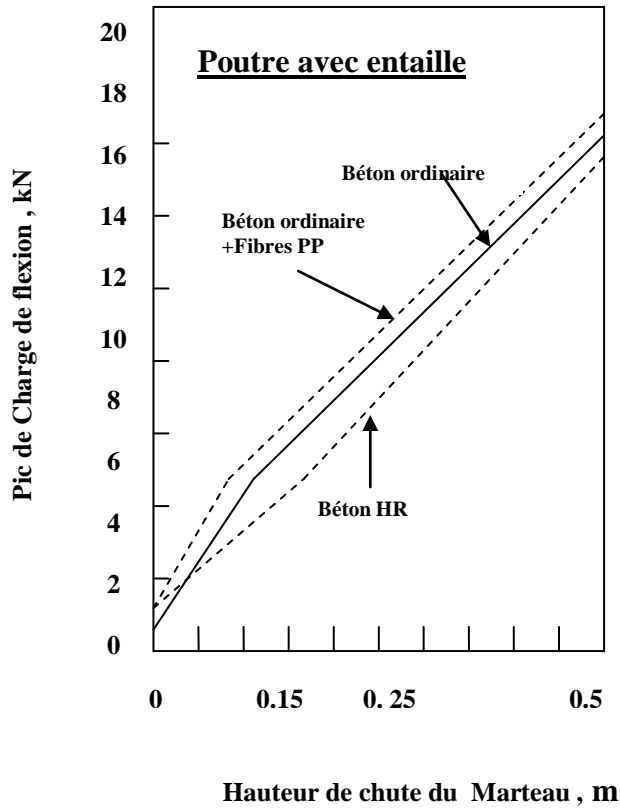


Figure 6.19 – Effet de la hauteur de chute sur le pic de charge de flexion

Tableau 6.9 – Comportement du béton ordinaire sous chargement dynamique et statique

Hauteur de chute du marteau	0.15m (4)*				0.25m (4)*				0.50m (4)*			
	MAX	MIN	Moy	S	MAX	MIN	Moy	S	MAX	MIN	Moy	S
Pic de charge de flexion (N)	7147	3680	5010	1350	8815	5100	7010	1350	15800	10510	12900	3380
Déplacement au pic de charge (mx10 ⁻⁶)	254	135	185	49	360	225	275	58	605	428	512	83
Energie au pic de charge (N-m)	1.25	0.45	0.75	0.32	2.05	0.85	1.65	0.4	5.9	4.7	5.2	0.51
Energie totale de rupture (N-m)	24.2	10.2	14.8	5.7	27.5	15.5	21.5	3.9	72.2	42.4	57.8	13.4
K _{ID} (MNm ^{3/2})	4.45	2.30	3.21	0.90	5.40	3.10	4.60	0.95	10.20	6.10	8.54	1.95

* Nbre de spécimens testés

Tests de flexion Statique (4)* +

	MAX	MIN	Moy	S
Pic de charge de flexion (N)	650	601	620	30
Déplacement au pic				

de charge($\text{mx}10^{-6}$)	265	199	229	28
Energie au pic de charge (N-m)	0.09	0.07	0.08	0.002
Energie totale de rupture (N-m)	0.39	0.41	0.40	0.02
K_{ID} ($\text{MNm}^{3/2}$)	0.48	0.38	0.44	0.04

* Nbre de spécimens testés

+ Tests réalisés avec vitesse de charge de 4.17×10^{-7} m/s

Tableau 6.10– Comportement du béton HR sous chargement dynamique et statique

Hauteur de chute du marteau	0.15m (4)*				0.25m (4)*				0.50m (4)*			
	MAX	MIN	Moy	S	MAX	MIN	Moy	S	MAX	MIN	Moy	S
Pic de charge de flexion (N)	3770	3550	3650	111	6890	6001	5990	628	15170	9609	12500	2350
Déplacement au pic de charge ($\text{mx}10^{-6}$)	301	220	260	40	450	335	385	454	665	355	495	120
Energie au pic de charge (N-m)	0.85	0.65	0.7	0.1	2.05	0.9	1.4	0.4	8.75	3.7	5.4	1.85
Energie totale de rupture (N-m)	14.75	6.95	11.05	3.85	23.25	17.85	20.25	2.25	61.5	42.0	55.6	9.25
K_{ID} ($\text{MNm}^{3/2}$)	2.40	2.25	2.35	0.12	2.32	3.51	3.90	0.30	9.90	6.75	8.50	1.60

* Nbre de spécimens testés

Tests de flexion Statique (4)* +

	MAX	MIN	Moy	S
Pic de charge de flexion (N)	1265	1190	1230	21.50
Déplacement au pic de charge ($\text{mx}10^{-6}$)	380	284	335	50.5
Energie au pic de charge (N-m)	0.19	0.17	0.18	0.01
Energie totale de rupture (N-m)	0.55	0.45	0.50	0.10
K_{ID} ($\text{MNm}^{3/2}$)	0.805	0.78	0.795	0.01

* Nbre de spécimens testés

+ Tests réalisés avec vitesse de charge de 4.17×10^{-7} m/s

Tableau 6.11 – Comportement du béton ordinaire avec fibres en polypropylène sous chargement dynamique et statique

Hauteur de chute du marteau	0.15m (4)*				0.25m (4)*				0.50m (4)*			
	MAX	MIN	Moy	S	MAX	MIN	Moy	S	MAX	MIN	Moy	S
Pic de charge de flexion (N)	6205	4380	5270	905	7500	7050	7245	182	13800	13510	13650	75
Déplacement au pic de charge ($\text{mx}10^{-6}$)	320	235	275	46	385	215	325	75	485	312	395	85
Energie au pic de charge (N-m)	1.105	0.55	0.85	0.15	2.5	1.45	1.8	0.22	5.8	5.4	5.6	0.15
Energie totale de	23.5	10.0	16.5	7.05	27.05	20.85	24.70	31	65.8	56.5	62.30	4.05

rupture (N-m)
 K_{ID} (MNm^{3/2}) 4.08 2.75 3.45 0.58 5.45 4.05 4.75 0.48 9.70 8.40 8..95 0.75

* Nbre de spécimens testés

Tests de flexion Statique (2)* +

	MAX	MIN	Moy	S
Pic de charge de flexion (N)	1105	1035	1080	58
Déplacement au pic de charge(mx10⁻⁶)	215	205	209	3.10
Energie au pic de charge (N-m)	0.14	0.10	0.12	0.01
Energie totale de rupture (N-m)	0.50	0.45	0.47	0.01
K_{ID} (MNm^{3/2})	0.75	0.65	0.70	0.05

* Nbre de spécimens testés

+ Tests réalisés avec vitesse de charge de 4.17×10^{-7} m/s

Ceci prouve la sensibilité des entailles pour les poutres en béton HR comparées aux poutres en béton ordinaire. Cependant, les différences, ne sont pas substantielles ; le béton HR absorbe moins d'énergie que le béton ordinaire jusqu'au pic de charge. L'ajout de fibres au mélange de béton ordinaire augmente la capacité d'absorption d'énergie jusqu'au pic de charge. Si l'énergie au pic de charge peut être supposée représenter l'énergie requise pour déclencher la propagation instable de la fissure, alors pour le béton HR il y a une diminution dans cette énergie, pendant que l'ajout de fibres dans celui-ci entraîne son augmentation.

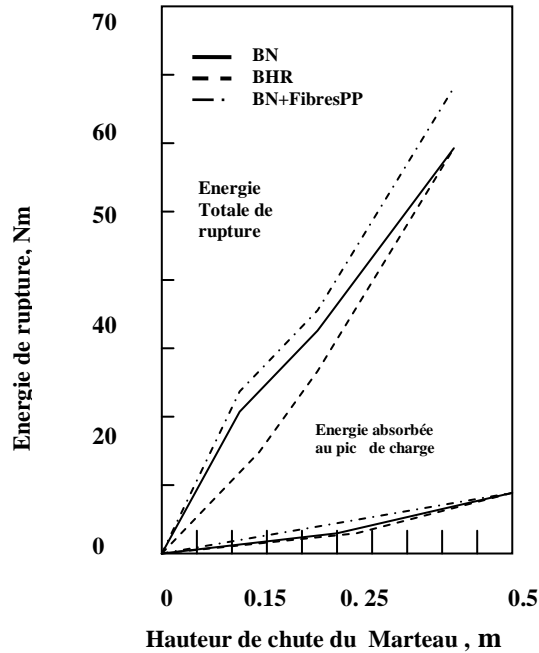


Figure 6.20 – Effet de la hauteur de chute du marteau sur les énergies

Les énergies de rupture requises par les poutres avec entailles sous impact sont significativement plus élevées que celles requises pour les poutres chargées statiquement (Tableaux 6.9, 6.10 et 6.11). Egalement, une augmentation de la hauteur de chute libre du marteau entraîne une considérable augmentation des énergies requises pour la rupture. Le béton HR a été trouvé plus fragile que le béton ordinaire et le renforcement avec des fibres a donné une amélioration marginale de la ténacité (Figure 6.20). Une observation similaire a été rapportée pour les poutres sans entailles (Chapitre 6, Paragraphes 6.2 et 6.4).

Les valeurs de K_{IC} , K_{ID} sont tracées pour les différents types de béton testés, en fonction de la hauteur de chute libre du marteau dans la Figure 6.21. Le béton HR (Tableau 6.10b), qui en chargement statique donne une légère augmentation de K_{IC} par rapport au béton ordinaire (Tableau 6.9b) ou le béton ordinaire avec fibres (tableau 9.3b), montre sous impact des valeurs plus basses de K_{ID} . Ceci peut servir comme une mise en garde contre la présence d'entailles et d'imperfections dans le béton haute résistance soumis à l'impact.

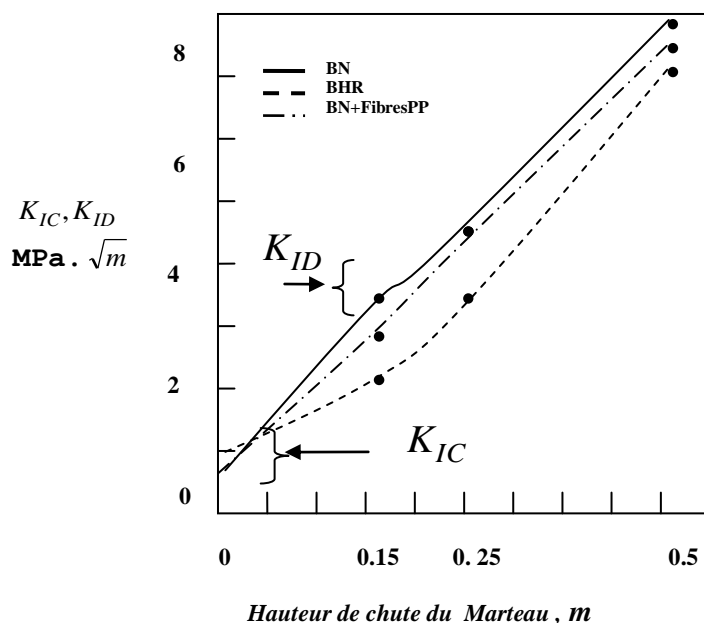


Figure 6.21 – Effet de la hauteur de chute du marteau sur la ténacité

L'utilisation des fibres en polypropylène a conduit à une amélioration du facteur d'intensité de contraintes dans le cas statique ou dans le cas dynamique. Les fibres apparaissent agir comme freins de fissure, retardant la croissance de cette dernière. L'énergie agissante requise pour précipiter la propagation instable de fissure dans le cas des spécimens avec fibres a été trouvée plus élevée que celle des spécimens de béton sans fibres (Figure 6.20). Ceci vient du fait de la contribution des fibres à garder la cohésion de la matrice de béton, entraînant ainsi une augmentation de la capacité de déformation des poutres. L'augmentation du taux de contraintes implique une augmentation du facteur d'intensité de contraintes pour tous les types de béton testés dans la présente étude.

6.4. LE BETON DE FIBRES SOUS TAUX ELEVES DE CHARGEMENT

6.4.1 Introduction

La rupture de type fragile observée, pour les matrices à base de ciment sous tension et sous chargement dynamique est l'objet d'investigations. L'ajout de fibres peut être utilisé pour remédier à ce problème. L'effet des fibres peut être vu comme une amélioration de la résistance en tension de ces composites, une résistance aux taux élevés de chargement et une augmentation de la ténacité. L'augmentation relative de la résistance n'est pas aussi grande que l'augmentation relative de la ténacité. Cette dernière est le premier avantage de l'ajout de fibres dans la matrice. La présence de

fibres, en contrôlant la fissuration, donne au composite une certaine ductilité en post fissuration, en augmentant ainsi la ductilité.

Les fibres forment une adhérence mécanique avec la matrice. Comme résultats, les fibres et la matrice réagissent comme un composite solidaire. Quand la matrice sans fibres atteint sa charge de rupture, la matrice se fissure et la rupture se produit sans préavis. Cependant, dans le composite, matrice-fibre, même quand la matrice se fissure, les fibres forment des ponts de contraintes dans les extrémités de fissures, transférant ainsi des charges supplémentaires en dehors de la fissure ; la rupture brusque est ainsi évitée. Le pont de contraintes est ainsi formé grâce à l'adhérence de la fibre dans la matrice. Une fois le composite fissuré, le système matrice fibre n'est pas un milieu continu et c'est ainsi que les théories conventionnelles de la mécanique ne peuvent pas être applicables.

Dans le cas d'un composite soumis à une tension uni axiale, la matrice se fissure à une certaine déformation qui est égale à la déformation de rupture de la matrice non renforcée. Si les fibres sont absentes, ceci cause la séparation et la rupture est soudaine. Cependant avec la présence de fibres, même si la séparation a lieu, la rupture ne se produit immédiatement après. Les fibres, dépendant de leurs caractéristiques géométriques et mécaniques et de leur quantité, doivent supporter plus ou moins de charge une fois la matrice fissurée. Pour un type de fibre donné, il existe une « fraction de volume critique » de fibres qui devrait juste supporter la charge que le membre peut supporter après la rupture de la matrice. La charge peut chuter si la fraction de volume de fibres est moins que le volume critique. D'un autre point de vue, une charge additionnelle peut avoir lieu si la fraction de volume critique excède.

Pour les éléments renforcés de fibres en flexion, la théorie conventionnelle des poutres est applicable seulement jusqu'à ce que la matrice se fissure dans la zone de tension ; au-delà de ce point, la courbe contrainte déformation en zone tendue est très différente de la courbe contrainte déformation en zone comprimée, et comme résultat la théorie conventionnelle des poutres cesse d'être appliquée. Quand les poutres sans fibres se fissurent, l'équilibre des forces de compression et de traction dans la section droite est troublé soudainement, l'axe neutre monte, la fissure se propage rapidement vers le haut, la séparation se produit et la charge chute à zéro. Par contre, pour les poutres renforcées de fibres, les fissures sont formées, mais les fibres résistent à la charge en zone tendue et l'équilibre est maintenu. Avec les fissures, les déformations en zone

tendue augmentent, et l'axe neutre monte. De ce point de vue, la poutre renforcée de fibres agit de la même façon qu'une poutre sous armée en armatures conventionnelles. La performance du composite sous taux élevé de contraintes dépend de la performance en même temps des fibres et de la matrice. La performance de la matrice a été étudiée au paragraphe 6.2. Ce qui reste à être vu, c'est si la sensibilité du composite renforcé de fibres au taux de contraintes, est dû principalement à la sensibilité de la matrice ou de l'interaction des deux « matrice et fibres » au taux de contraintes.

Des fibres en polypropylène (bas module d'élasticité) de 38mm de long et des fibres métalliques (module élevé d'élasticité) 60 mm de long, 0.6mm diamètre avec crochets sont utilisées pour notre étude.

Les fractions de volume sont de 0.5% pour les fibres en polypropylène et de 1.5% pour les fibres métalliques.

Les fractions de volume de fibres en polypropylène ne peuvent être augmentées plus que 0.5% à cause des techniques conventionnelles de malaxage qui ne conviennent pas.

6.4.2 Béton ordinaire avec fibres métalliques sous taux de charges variable

Des poutres en béton ordinaire renforcées de fibres métalliques sont testées à la flexion en trois points, en chargement statique avec la machine de test statique avec vitesse de la tête de 4.2×10^{-7} m/s, et en chargement dynamique à taux élevés de chargement, en utilisant une machine d'impact avec hauteur de chute du marteau de 0.5m.

La Figure 6.22 et le Tableau 6.12 présentent les résultats obtenus à partir des tests statiques sur des poutres en béton ordinaire avec et sans fibres métalliques. La courbe charge déflexion dans la Figure 6.22 indique que l'ajout de fibres dans la matrice améliore les pics de charges et évite la rupture soudaine et la chute brusque de la charge est évitée par une chute graduelle avec une augmentation de la déflexion. La rupture catastrophique indésirable du béton sans fibre pourrait être changée en une rupture pseudo ductile. La capacité portante des fibres dans la région post-pic entraîne des énergies élevées de rupture dans les poutres renforcée de fibres (Tableau 6.12).

Tableau 6.12 – Comportement du béton ordinaire avec et sans fibres métalliques sous chargement statique

Béton ordinaire sans fibre (3)*			Béton ordinaire + fibres métalliques (3)*				
MAX	MIN	Moy	S	MAX	MIN	Moy	S

Pic de charge de flexion (N)	6805	5980	6290	298	12505	11000	11550	685
Energie de rupture(Nm)	6.6	3.0	5.55	1.55	46.8	42.5	45.5	2.05
Premier pic de Charge (N)	-	-	-	-	9145	7650	8560	638
Vitesse de chargement (m/sec)	-	-	4×10^{-7}	-	-	-	4×10^{-7}	-

* Nbre de spécimens testés

Tableau 6.13– Comportement du béton ordinaire avec et sans fibres métalliques sous chargement dynamique (0.5m de hauteur de chute)

	Béton ordinaire sans fibre (6)*			S	Béton ordinaire+ fibres métalliques (6)*			S
	MAX	MIN	Moy		MAX	MIN	Moy	
Max de charge du marteau observée (N)	37605	35900	36205	685	43310	37255	40105	2295
Max Force d’Inertie observée (N)	20310	16915	19254	1269	17110	13795	15855	1254
Pic de Charge de flexion (N)	17825	16580	17050	432	26875	22820	24010	1635
Energie de rupture (Nm)	99.5	87.5	90.5	6.7	251.0	231.0	236.6	7.55

* Nbre de spécimens testés

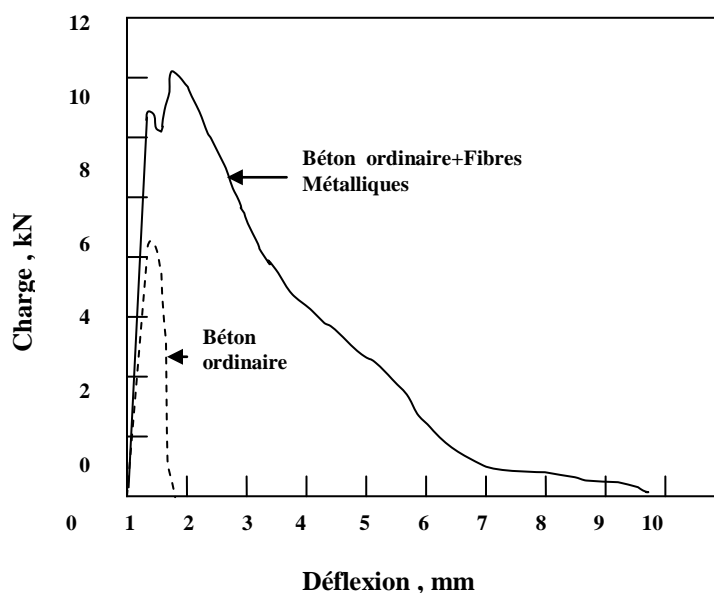


Figure 6.22 – Comportement du béton ordinaire avec et sans fibres métalliques sous chargement statique

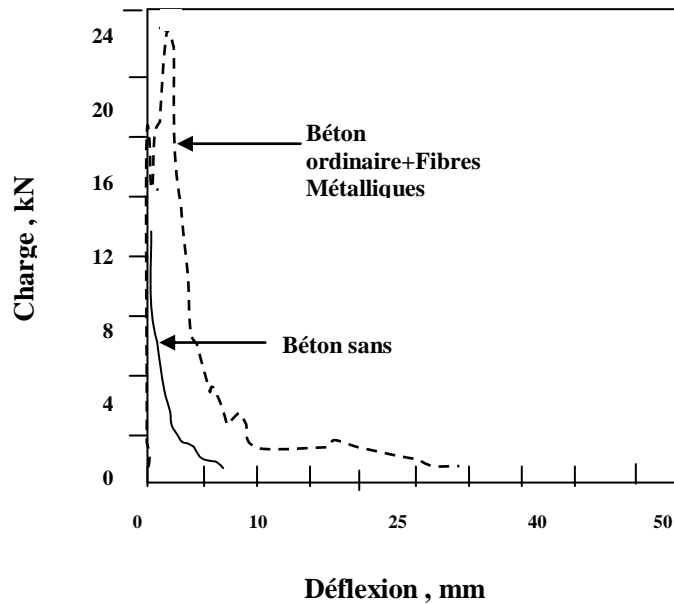


Figure 6.23 –Comportement du béton ordinaire avec et sans fibres métalliques sous chargement dynamique (0.5m)

Les résultats des tests dynamiques sont présentés dans la Figure 6.23 et le Tableau 6.13. La même chose pour le cas statique, le pic de charges de flexion et les énergies de rupture pour les poutres renforcées de fibres sont trouvés plus élevés que pour les poutres sans fibre, même situations que dans le cas de chargement dynamique. Cependant, une augmentation d'à peu près huit fois l'énergie de rupture dans le cas statique pour le béton de fibres par rapport au béton sans fibres (Tableau 6.12) n'est pas de la même importance que dans le cas dynamique ou l'augmentation n'est seulement d'à peu près que de deux fois (Tableau 6.13).

Le béton renforcé de fibres, dont le comportement dépend du comportement aussi bien de la matrice que des fibres, est trouvé particulièrement sensible au taux de contraintes (Figure 6.24). Puisque la matrice (paragraphe 6.2) et l'adhérence matrice fibre (64) sont très sensibles au taux de déformation, il n'est pas surprenant que le composite montre également une sensibilité au taux de déformation.

Pour étudier les effets du moment d'inertie sur la performance des bétons de fibres métalliques à taux élevés de chargement, plusieurs poutres sont testées à travers leurs axes faibles. Le Tableau 6.14 montre les résultats de ces tests. On peut noter qu'une réduction du moment d'inertie de $162 \times 10^{-7} m^4$ à $104 \times 10^{-7} m^4$ entraîne non seulement la réduction dans le pic de charges qui est attendu mais aussi la réduction dans l'énergie de rupture.

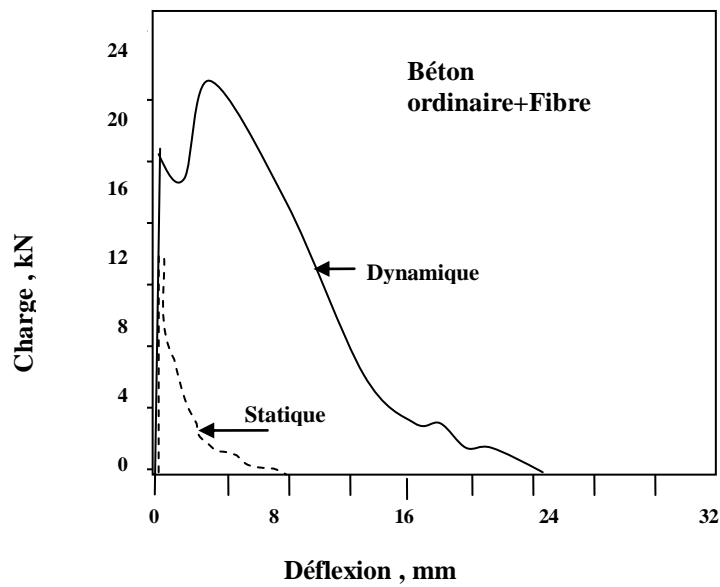


Figure 6.24 –Comportement Statique et dynamique du béton ordinaire avec fibres métalliques

Tableau 6.14 – Effet du moment d'inertie sur le béton ordinaire avec fibres métalliques sous chargement dynamique (0.5m de hauteur de chute)

	$I = 132 \times 10^{-7} (6)^*$				$I = 104 \times 10^{-7} (6)^*$			
	MAX	MIN	Moy	S	MAX	MIN	Moy	S
Max de charge du marteau observée (N)	43305	37295	40010	2450	33200	32350	32750	272
Max Forced'Inertie observée (N)	17105	13885	16105	1275	17050	14080	15850	1212
Pic de Charge de flexion (N)	26950	22825	24015	1598	19120	15950	17250	1233
Energie de rupture (Nm)	250.0	228.0	2.37.0	7.6	141.0	92.0	121.0	15.5

* Nbre de spécimens testés

6.4.3 Le béton ordinaire renforcé de fibres en polypropylène sous taux de charges

Les effets des fibres en polypropylène sur la performance du béton ordinaire sont étudiés comme pour les fibres métalliques. La Figure 6.25 présente les résultats

obtenus à partir des tests statiques. Les résultats pour le béton ordinaire avec et sans fibres en polypropylène sont reproduits pour une comparaison. Comme pour les fibres métalliques, le pic de charges de flexion et l'énergie de rupture augmentent avec l'ajout de fibres de polypropylène. Cependant l'augmentation de ces de ces derniers est petite comparée à l'augmentation des pics de charge pour les bétons de fibres métalliques (Tableau 6.12). Mêmes conclusions peuvent être tirées des résultats dynamiques (Figure 6.26 et Tableau 6.16), ou encore une fois une petite augmentation est observée dans les pics de charges et les énergies de rupture.

Une comparaison de la performance statique et dynamique de ces fibres est étudiée (Figure 6.27) ; impliquant une forte sensibilité au taux de déformation. Cependant, la sensibilité au taux de déformation montrée par la matrice elle-même (paragraphe 6.2) est probablement, principalement responsable de cette sensibilité au taux de déformation montrée par le composite.

Comme dans le cas des fibres métalliques, l'effet du moment d'inertie sur la performance à l'impact du béton renforcé de fibres de polypropylène, a été étudié en testant quelque une des poutres à travers leurs axes ($I = 162 \times 10^{-7} m^4$) et ($I = 104 \times 10^{-7} m^4$). Des réductions significantes sont observées dans le pic de charges et les énergies de rupture (Tableau 6.17) pour le cas des poutres testées sur leur axe faible probablement pour les mêmes raisons que pour le cas des bétons de fibres métalliques (Section 6.4.2).

Tableau 10.15 –Comportement statique du béton ordinaire avec et sans fibres en polypropylène

	Béton ordinaire sans fibre (3) [*]				Béton ordinaire+ fibres PP (3) [*]			
	MAX	MIN	Moy	S	MAX	MIN	Moy	S
Max de charge du marteau observée (N)	6771	5990	6350	312	7510	7210	7380	101
Energie de rupture (Nm)	6.55	3.05	5.6	1.55	21.2	10.01	15.0	4.7
Vitesse de chargement (m/sec)	-	-	-	4×10^{-7}	-	-	4×10^{-7}	-

^{*} Nbre de spécimens testés

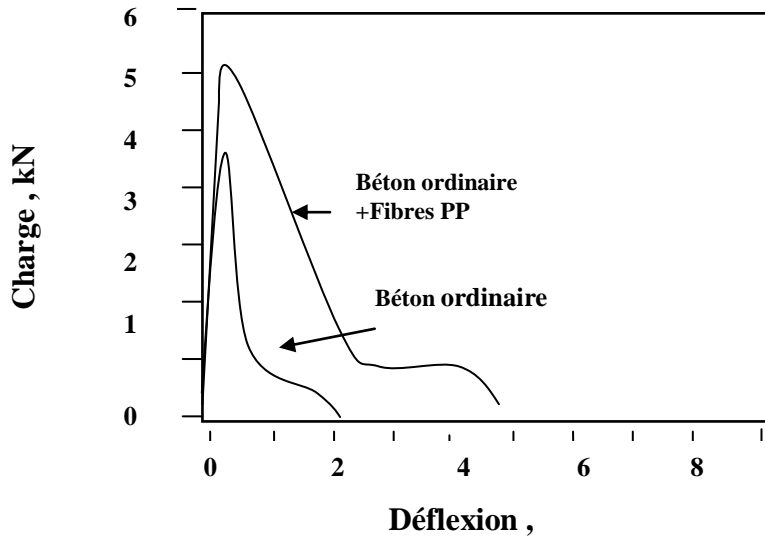


Figure 6.25 –Comportement Statique du béton ordinaire avec et sans fibres PP

Tableau 6.16 – Comportement du béton ordinaire avec et sans fibres PP sous chargement dynamique (0.5m de hauteur de chute)

	Béton ordinaire sans fibre (6) [*]				Béton ordinaire+ fibres PP (6) [*]			
	MAX	MIN	Moy	S	MAX	MIN	Moy	S
Max de charge du marteau observée (N)	37610	35950	36200	680	40295	36010	38320	1605
Max Forced'Inertie observée (N)	20305	16915	19255	1280	23010	19880	21110	1260
Pic de Charge de flexion (N)	17810	164540	17010	431	18510	16195	17350	815
Energie de rupture (Nm)	101.0	88.5	92.0	6.8	129.0	111.0	120.2	7.25

^{*} Nbre de spécimens testés

Tableau 6.17 – Effet du moment d'inertie sur le béton ordinaire avec fibres PP sous chargement dynamique (0.5m de hauteur de chute)

	I = 132 x 10 ⁻⁷ (6) [*]				I = 104 x 10 ⁻⁷ (6) [*]			
	MAX	MIN	Moy	S	MAX	MIN	Moy	S
Max de charge du marteau observée (N)	37635	35950	36250	680	32810	29755	31315	875
Max Forced'Inertie observée (N)	20305	16910	19220	1268	19745	17655	18450	881
Pic de Charge de flexion (N)	17737	16395	16945	431	15105	10000.5	12850	1950

Energie de rupture (Nm) 101.5 86.8 90.5 6.55 65.0 55.5 60.0 2.95

* Nbre de spécimens testés

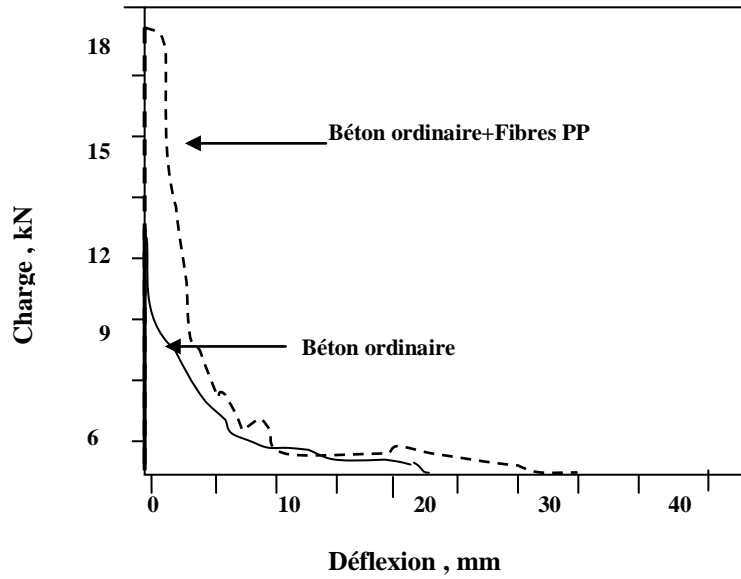


Figure 6.26 –Comportement du béton ordinaire avec et sans fibres PP sous chargement dynamique (0.5m)

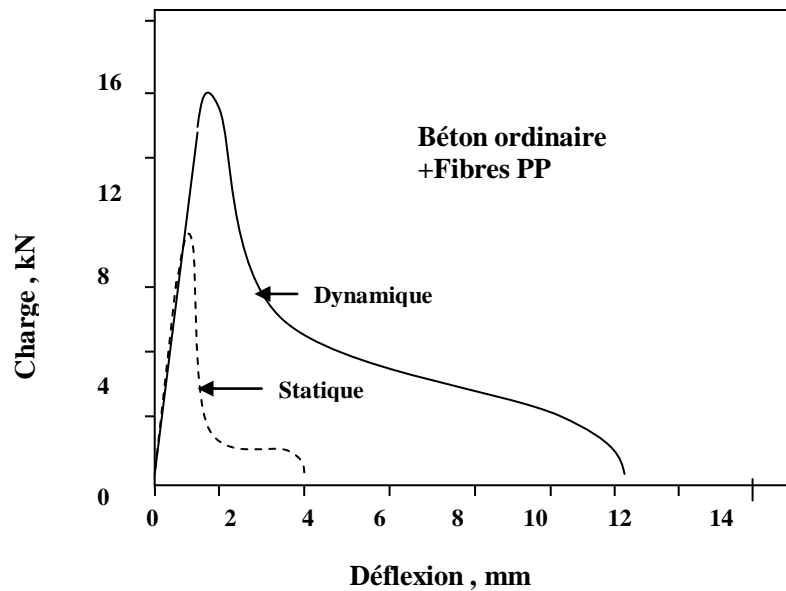


Figure 6.27 –Comportement Statique et dynamique du béton ordinaire avec fibres PP

6.4.4 Comparaison entre le béton ordinaire avec fibres métalliques et fibres en polypropylène

Les fibres, en polypropylène aussi bien que métalliques, semblent augmenter la ductilité du béton dans les cas de chargement statique et dynamique. En plus, les fibres augmentent les pics de charges, c'est à dire les résistances. Cependant, ces augmentations sont différentes entre ces deux types de fibres. Une telle comparaison n'est pas complètement justifiée puisque les pourcentages de volume ajoutés sont différents, 0.5% pour les fibres de polypropylène et 1.5% pour les fibres métalliques.

Dans le cas statique, les pics de charges pour les poutres en fibres métalliques augmentent d'environ de 50% par rapport à ceux des poutres en béton ordinaire sans fibre ; alors que les pics de charges des poutres en fibres de polypropylène n'augmentent pas considérablement (Tableaux 6.15 et 6.12). Pour les énergies de rupture, elles sont augmentées environ de huit fois pour les poutres en béton ordinaire avec fibres métalliques par rapport au béton ordinaire sans fibre, alors que pour les poutres en béton ordinaire avec fibres en polypropylène, elles n'augmentent qu'à peine de deux fois.

Dans le cas dynamique (Tableaux 6.13 et 6.16) la même tendance est observée. Pour les poutres en béton ordinaire avec fibres en polypropylène l'augmentation des pics des charges et de l'énergie de rupture, est marginale, alors que pour les bétons de fibres métalliques, les augmentations sont conséquentes. Cependant, pour les bétons ordinaires de fibres métalliques, l'augmentation de l'énergie de rupture, comparée à celle des bétons ordinaires sans fibre dans le cas statique, est plus importante que dans le cas dynamique.

La performance de chaque fibre dépend de la résistance de la fibre de sa géométrie et de son adhérence avec la matrice. Les caractéristiques de cette fibre déterminent aussi son mode de rupture. Dans la présente étude, les fibres en polypropylène sont toujours cassées, alors que pour les fibres métalliques, elles sont arrachées. Le dernier mode de rupture appelé « pull-out process » dans les bétons ordinaires avec fibres métalliques résulte probablement de la très grande zone du post-pic de la courbe charge déflexion. La rupture soudaine des bétons de fibres en polypropylène, sans beaucoup de déformation post élastique dans la fibre elle-même, est à l'origine de la chute relativement soudaine de la courbe charge déflexion dans la zone du post pic de charge. Nous pouvons conclure que le module d'élasticité élevée, la résistance élevée en tension avec une bonne adhérence mécanique des formes d'extrémités des fibres

métalliques sont plus importants que le module d'élasticité bas, une faible résistance en tension et presque sans aucune adhérence des fibres en polypropylène. En d'autres mots, la rupture par arrachement qui résulte de l'augmentation des déformations post-élastiques comparée à la rupture par cassure, est le mode de rupture le plus désiré. Une distinction importante entre les deux types de fibres, est le nombre de pics observés dans la courbe charge déflexion. Le béton ordinaire avec fibres métalliques possède en effet plusieurs pics dans la courbe charge déflexion, en opposé au béton ordinaire sans fibres et avec fibres en polypropylène qui possède un seul pic de charge dans la courbe. Quand la poutre en béton de fibre est chargée, à une certaine déformation en tension maximale, la matrice se fissure. Après la rupture de la matrice, les fibres supportent la charge. La contrainte dans chaque fibre dépend du niveau de charge et de sa position relative par rapport à l'axe neutre. Si la contrainte de la fibre excède sa résistance en tension, la fibre se casse. C'est le cas avec les fibres en polypropylène. Cependant, si les forces d'adhérence de la fibre dans le béton sont inférieures à la résistance intrinsèque en tension de la fibre, l'arrachement progressif aura lieu. C'est le cas du béton ordinaire avec fibres métalliques.

Le premier pic de charge correspond probablement à la rupture de la matrice. La fissuration de la matrice perturbe momentanément l'équilibre, et pendant que les contraintes se redistribuent, la charge chute. Une fois les fibres prennent le relais, la charge reprend sa montée grâce à l'adhérence de la fibre amplifiée par ses bouts en crochets, donnant plus d'un pic de charge dans la courbe charge déflexion, puis diminue jusqu'à ce que l'arrachement commence à se produire et la séparation a lieu.

6.4.5 Effet de variation du taux de chargements dans le domaine dynamique sur la performance du béton ordinaire avec fibres métalliques

Pour étudier les effets de variation du taux de charge dans le domaine dynamique sur la performance du béton ordinaire renforcé de fibres métalliques, des poutres de section droite 150mmx150mm et 1200mm de long sont testées sur une portée de 960mm sous quatre hauteurs différentes de chute du marteau. Les résultats sont présentés dans le tableau 6.18 et aussi sous forme de courbe charge déflexion sur la Figure 6.28a.

Comme on peut observer sur la courbe de la Figure 6.28a, avant le maximum des pics de charge, une fissuration maximale de la matrice se produit pour toutes les hauteurs de chute du marteau. Comme il a été dit précédemment, avant que la résistance maximale des poutres en béton de fibres soit atteinte, la fissuration de la matrice est

observée. Cette déformation soudaine de la matrice cause momentanément une chute de charge de la poutre avant que la charge remonte de nouveau. Le premier pic de charges décrit dans le Tableau 6.18 correspond à la charge pour laquelle la matrice se fissure; ceci est utilisé pour calculer le module de rupture (M.O.R) utilisant l'analyse élastique. Les valeurs du M.O.R sont également présentées dans le Tableau 6.18.

Tableau 6.18
Comportement Dynamique des poutres en béton ordinaire+fibrés métalliques
(poutres 150x150x150)

	0.15 m (3) ¹				0.25 m (3) ¹				0.5 m (3) ¹				0.75 m (3) ¹			
	Max	Min	Moy	s	Max	Min	Moy	s	Max	Min	Moy	s	Max	Min	Moy	s
1	29960	19155	25250	45.05	37110	29810	32365	3390	50990	46120	48500	2460	60598	55550	57355	2399
2	20310	18420	19605	75.5	30705	26890	28520	1578	38899	32100	35105	2798	45980	42800	44550	1510
3	8.65	7.75	8.25	0.35	13.15	11.55	12.3	0.65	16.5	13.7	15.05	1.25	19.75	18.0	19.05	0.75
4	-	-	4185	-	-	-	8725	-	-	-	18695	-	-	-	32110	-
5	82.35	66.25	73.75	6.55	149.7	95.0	130.0	13.5	215	150	181.0	30.5	300.5	275.0	285.5	10.05

¹ Nombre de spécimens testés

1 Pic de Charge de Flexion (N)

2 Premier pic de charge (N)

3 MOR Premier Pic de charge (MPa)

4 Moyenne du taux de contrainte (MPa/Sec)

5 Energie de rupture (Nm)

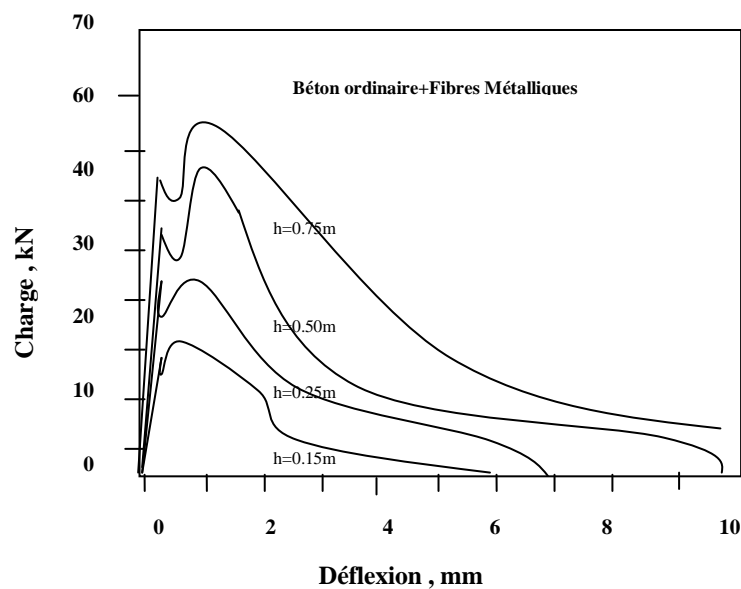


Figure 6.28 (a) – Courbes Charge déflexion pour les bétons ordinaires renforcés de fibres métalliques

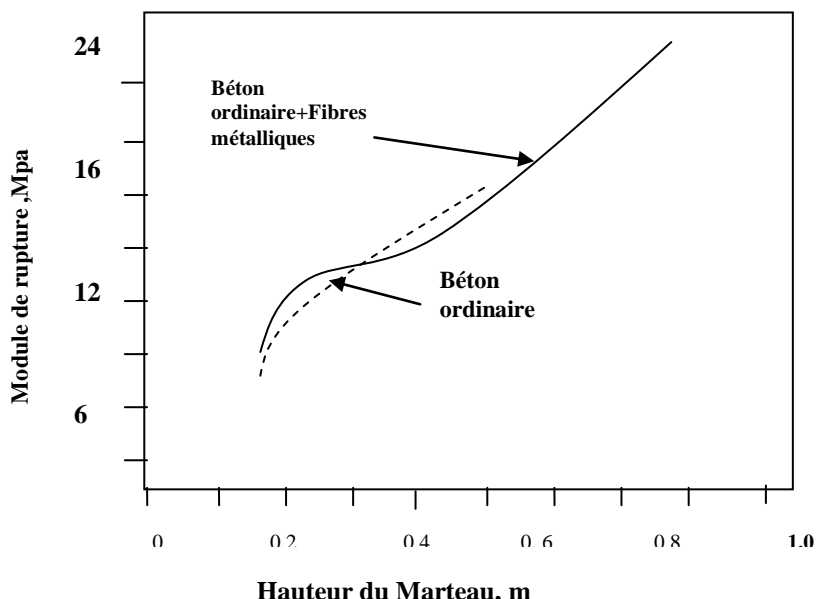


Figure 6.28(b) – Comparaison entre le comportement de la matrice dans le béton ordinaire avec et sans fibres métalliques

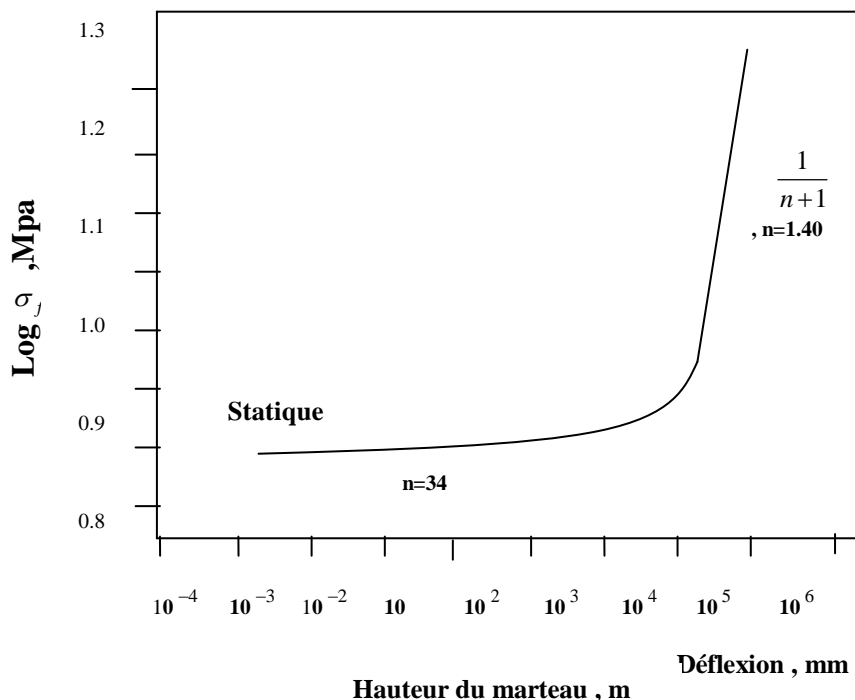


Figure 6.28 (c) – La sensibilité au taux de déformation de la matrice de béton avec fibres métalliques. Noter que la valeur de « n » à taux élevés de chargement est la même que le béton sans fibres (paragraphe 6.2)

La comparaison des valeurs des modules de rupture obtenues à partir des poutres en béton ordinaire sans fibre (Tableau 6.6b) avec celles obtenues à partir du premier pic des poutres en béton ordinaire avec fibres indique que pour une hauteur de chute donnée, les modules de rupture sont presque les mêmes. De telles comparaisons sont présentées sur la Figure 6.28b. Il est intéressant de noter que la présence des fibres ne donne pas un effet significatif sur la performance de la matrice elle-même.

Avec les valeurs statiques de la rupture de la matrice prises à partir du Tableau 6.18, un tracé de $\log \sigma_f$ versus $\log \dot{\sigma}$ pour le béton de fibres peut être dessiné. Un tel tracé est présenté sur la Figure 6.28c. On peut voir à partir de la Figure 6.28c que la valeur de n diminue sous taux élevés de chargement, comparée à sa valeur en chargement statique. Similaires conclusions sont rapportées au paragraphe 6.3 pour le béton ordinaire (Figure 6.13). Pareillement, la valeur trouvée de n est de 1.5 pour le béton ordinaire. Ceci est presque la même, $n = 1.4$, obtenue pour le béton ordinaire avec fibres métalliques (Figure 6.28c). Ceci suggère de nouveau que le comportement de la matrice elle-même n'est pas modifié de façon significative par la présence de fibres. Semblable au comportement du béton ordinaire, une augmentation de la hauteur de chute du marteau (ou une augmentation du taux de chargement), implique aussi bien une augmentation de la capacité à supporter de grandes déflexions pour le béton ordinaire avec fibres (Figure 6.28a). Ceci résulte dans l'augmentation de l'énergie de rupture requise pour les taux élevés de chargements (Tableau 6.18).

6.4.6 Béton haute résistance avec fibres métalliques sous taux de charges variables.

Le béton haute résistance produit avec de la fumée de silice avec et sans fibres en polypropylène ou métalliques, est étudié afin de déterminer les effets du taux de chargements sur celui-ci.

Le comportement statique de béton haute résistance avec fibres métalliques est comparé dans le Tableau 6.19 et la Figure 6.29 avec le béton haute résistance sans fibre. On peut voir que les fibres sont très efficaces dans l'augmentation de la ductilité du composite. La nature fragile de la rupture des poutres en béton haute résistance sans fibre, dont il est évident que la charge chute soudainement dès qu'on atteint le pic de charges, peut être changée en une rupture ductile par l'ajout de fibres.

La performance dynamique des poutres en béton haute résistance renforcées de fibres avec une hauteur de chute du marteau de 0.5m a été comparée avec celle de poutres en béton haute résistance sans fibre dans la Figure 6.30 et le Tableau 6.20. Les tendances observées dans le cas de chargement statique sont aussi bien les mêmes que pour le chargement dynamique.

Une comparaison de la performance statique des poutres en béton haute résistance avec fibres métalliques avec leur performance dynamique est indiquée sur la Figure 6.31 Comme observé dans le cas du béton ordinaire, le béton haute résistance avec

fibres métalliques montre une sensibilité marquée au taux de déformation. Le pic de charges et la capacité de supporter des déformations augmentent de beaucoup avec l'augmentation du taux de chargement. Les effets du moment d'inertie sur la performance des bétons haute résistance avec fibres métalliques ont été étudiés en testant quelques poutres sous taux élevés de charge à travers leurs faibles axes. Les résultats sont reportés dans le Tableau 6.21. Comme dans le cas du béton ordinaire, une réduction dans le moment d'inertie de ce type de poutres entraîne aussi une réduction de leurs résistances et leurs énergies de rupture.

Tableau 6.19 – Comportement du béton HR avec et sans fibres métalliques sous chargement statique

	Béton HR sans fibre (4)*			S	Béton HR + fibres métalliques (4)*			S
	MAX	MIN	Moy		MAX	MIN	Moy	
Pic de charge de flexion (N)	12980	8150	10200	1810	18320	15590	17500	1250
Energie de rupture(Nm)	3.45	1.95	2.75	0.55	69.0	58.0	62.4	4.9
Vitesse de chargement (m/sec)	-	-	4×10^{-7}	-	-	-	4×10^{-7}	-

* Nbre de spécimens testés

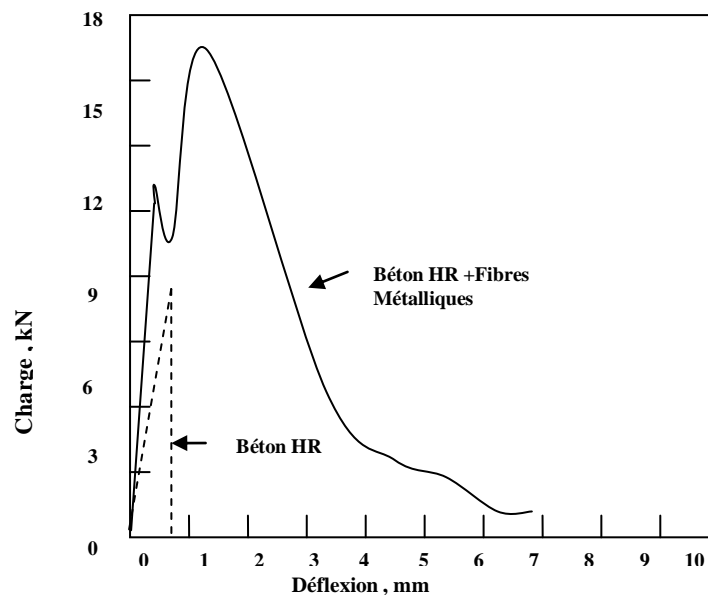


Figure 6.29 – Comportement du béton HR avec et sans fibres métalliques sous chargement statique

Tableau 6.20 – Comportement du béton HR avec et sans fibres métalliques sous chargement dynamique (0.5m de hauteur de chute)

	Béton HR sans fibre (7)*			S	Béton HR + fibres métalliques (6)*			S
	MAX	MIN	Moy		MAX	MIN	Moy	
Max de charge du	39450	35230	36705	1690	47890	43998	46705	1560

marteau observée
 (N)
 Max Force d'Inertie
 observée (N)
 Pic de Charge de
 flexion (N)
 Energie de rupture
 (Nm)

19105	16850	17850	1140	20105	16990	1855	1232
19190	18455	18850	450	29752	25105	27500	1650
101.5	58.0	75.05	19.8	281.0	236.0	255.8	15.05

* Nbre de spécimens testés

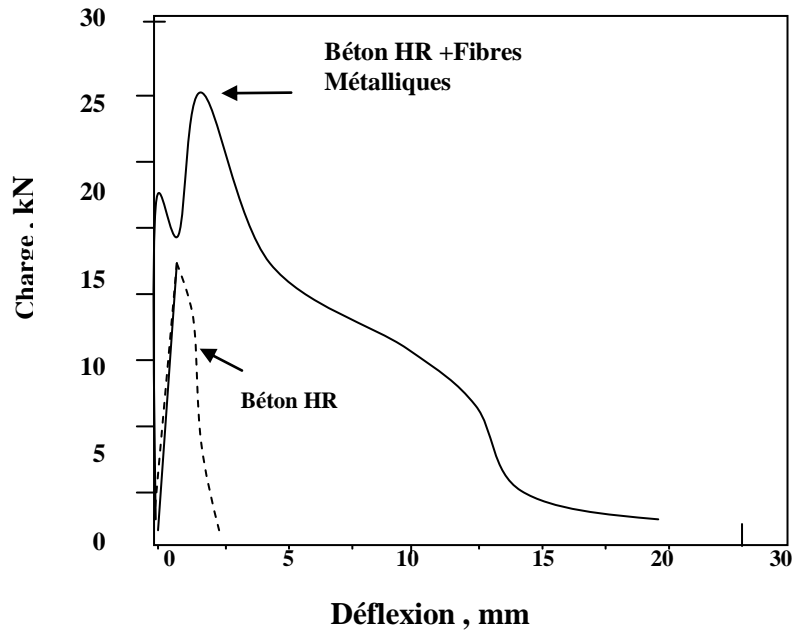


Figure 6.30 –Comportement du béton HR avec et sans fibres métalliques sous chargement dynamique (0.5m)

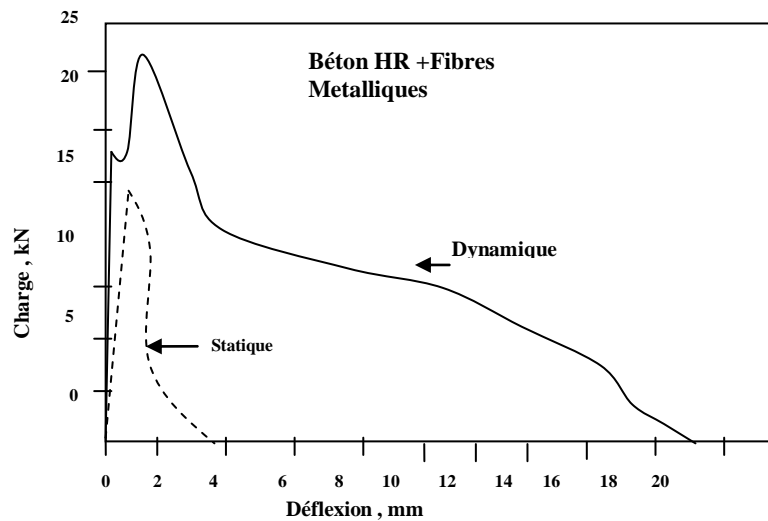


Figure 6.31 –Comportement Statique et dynamique du béton HR avec fibres métalliques

Tableau 6.21 – Effet du moment d'inertie sur le béton HR avec fibres métalliques sous chargement dynamique (0.5m de hauteur de chute)

	$I = 132 \times 10^{-7} (6)^*$				$I = 104 \times 10^{-7} (6)^*$			
	MAX	MIN	Moy	S	MAX	MIN	Moy	S
Max de charge du	47938	43990	45750	1450	40050	38580	39980	759

marteau observée (N)								
Max Force d'Inertie observée (N)	20410	16980	18500	1251	22505	19890	21052	845
Pic de Charge de flexion (N)	29750	26050	27900	1710	20205	16580	1890	1358
Energie de rupture (Nm)	265.0	232.0	250.0	15.0	148.0	124.0	134.0	

* Nbre de spécimens testés

6.4.7 Béton haute résistance avec fibres en polypropylène sous taux de charges variables .

L'ajout de 0.5% par volume de fibres en polypropylène dans le béton haute résistance ne modifie pas sensiblement ses propriétés. La Figure 6.32 et le Tableau 6.22 compare la performance statique du béton haute résistance avec fibres en polypropylène avec le béton haute résistance sans fibre. Il peut être remarquer qu'un avantage insignifiant est remarqué par l'ajout de fibres en polypropylène.

La Figure 6.33 et le Tableau 6.23 comparent la différence des deux mélanges. Pas d'amélioration significative n'est notée dans la cas dynamique. L'effet du taux de chargement sur le béton haute résistance avec fibres de polypropylène est montré sur la Figure 6.34, où la performance statique et dynamique de ces derniers est tracée sur une courbe. La sensibilité au taux de déformation notée pour le béton haute résistance sans fibre (paragraphe 6.2) est notée également pour ces bétons avec fibres en polypropylène, mais les fibres en polypropylène n'ont pas montré une sensibilité additionnelle au taux de déformation que celle de la matrice elle-même.

Tableau 6.22 –Comportement statique du béton HR avec et sans fibres en polypropylène

	Béton HR sans fibre (3) *				S	Béton HR + fibres PP (3) *			S
	MAX	MIN	Moy			MAX	MIN	Moy	
Max de charge du marteau observée (N)	12680	8250	10050	1580	1510	12280	13250	757	
Energie de rupture (Nm)	3.45	2.05	2.75	0.55	12.95	5.15	8.65	3.0	
Vitesse de chargement (m/sec)	-	-	-	4×10^{-7}	-	-	4×10^{-7}	-	

* Nbre de spécimens testé

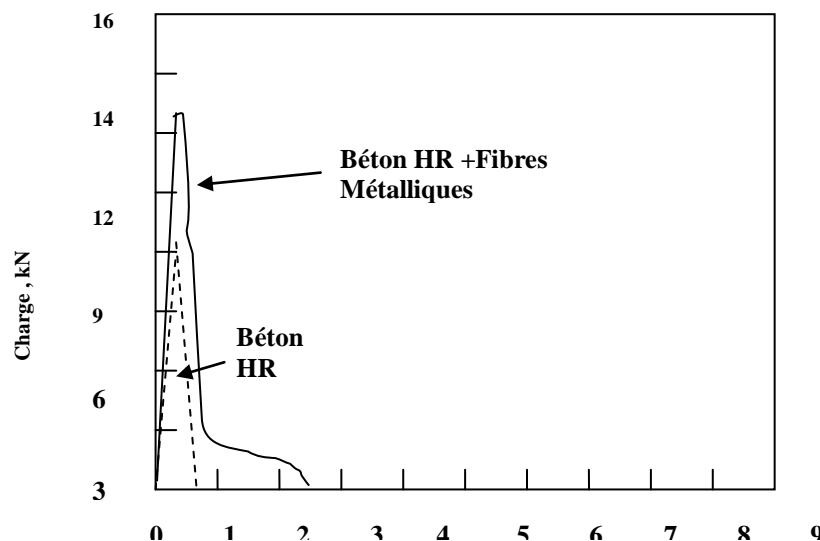
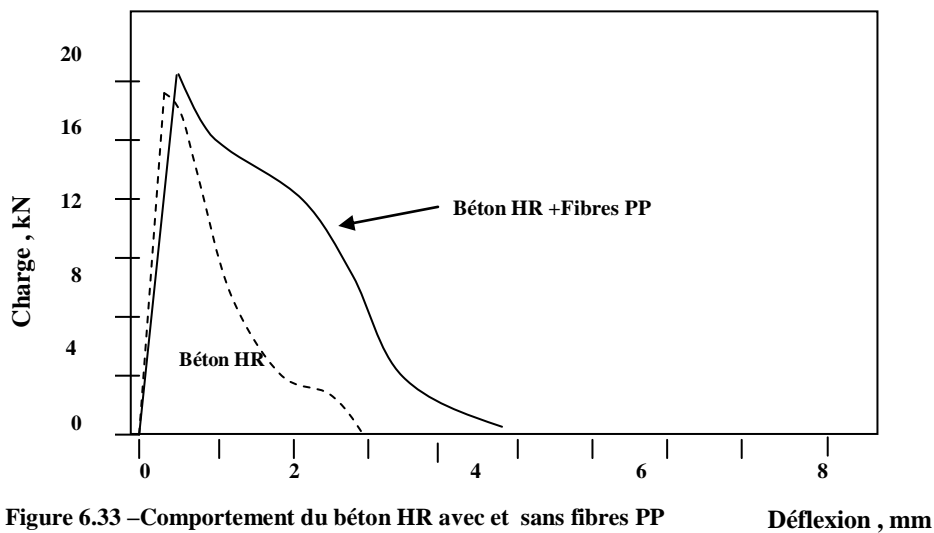


Tableau 6.23 – Comportement du béton HR avec et sans fibres PP sous chargement dynamique (0.5m de hauteur de chute)

	Béton HR sans fibre (7)*				Béton HR + fibres PP (6)*			
	MAX	MIN	Moy	S	MAX	MIN	Moy	S
Max de charge du marteau observée (N)	39420	35250	36850	1695	38420	35890	37290	1099
Max Force d’Inertie observée (N)	19150	16850	17902	1164	21070	17850	19180	1158
Pic de Charge de flexion (N)	19355	18280	18590	451	18950	17500	18250	495
Energie de rupture (Nm)	107.5	56.5	75.10	20.05	102.1	85.4	93.2	7.55

* Nbre de spécimens testés



L'effet de changement du moment d'inertie sur les bétons haute résistance avec fibres en polypropylène est indiqué dans le Tableau 6.24. Une fois encore, ces bétons présentent une réduction de la résistance et aussi de l'énergie de rupture quand ils sont testés sur leur axe faible.

Ainsi, peu d'amélioration est remarquée quant à l'ajout de fibres en polypropylène dans la matrice de béton haute résistance. Le seul avantage de l'ajout de ces fibres, est en général la cohésion et l'intégrité observées du composite sous taux élevés de charge.

6.4.8 Comparaison entre le béton ordinaire avec fibres et le béton haute résistance avec fibres.

Dans les conditions statiques, le comportement des deux types de béton est modifié par la présence de fibres (Tableaux 6.12, 6.15, 6.19, et 6.22). Le module bas d'élasticité des fibres en polypropylène ne donne aucune amélioration significative dans les propriétés mécaniques du béton. Cependant, l'ajout de fibres métalliques, dont le module d'élasticité est élevé, donne une amélioration significative dans les deux types

de béton. Le plus fragile, le béton haute résistance, montre le plus de bénéfice avec l'ajout des fibres métalliques. La grande amélioration de la ductilité des bétons haute résistance avec fibres métalliques, suggère une résistance élevée du composé, ajouté à cela une amélioration de la ductilité, fait que ce matériau convient aux conditions de chargements statique et dynamique. Les fibres métalliques sont efficaces dans l'augmentation de la ductilité pour les bétons ordinaires, mais un degré moindre que pour les bétons haute résistance.

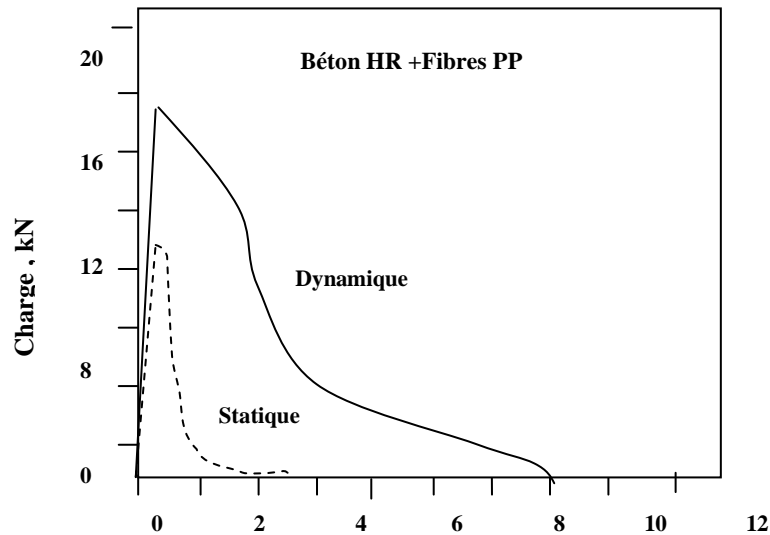


Figure 6.34 – Comportement Statique et dynamique du béton HR avec fibres PP

Tableau 6.24 – Effet du moment d'inertie sur le béton HR avec fibres PP sous chargement dynamique (0.5m de hauteur de chute)

	$I = 132 \times 10^{-7} (6)^*$				$I = 104 \times 10^{-7} (6)^*$			
	MAX	MIN	Moy	S	MAX	MIN	Moy	S
Max de charge du marteau observée (N)	38417	35850	37305	1080	31360	29580	30050	853
Max Force d'Inertie observée (N)	20898	17580	19100	1205	20060	19010	19500	410
Pic de Charge de flexion (N)	18950	17500	18350	531	12350	9250	10640	420
Energie de rupture (Nm)	102.1	81.4	93.5	7.5	58.8	42.8	51.0	6.2

* Nbre de spécimens testés.

Les mêmes conclusions sont tirées pour le cas de chargement dynamique (Tableaux 6.13, 6.16, 6.20, et 6.23). Cependant, dans les deux cas statique et dynamique, le bas module d'élasticité des fibres en polypropylène n'entraîne qu'une augmentation marginale de la ductilité, comparée au module élevé d'élasticité des fibres métalliques avec des crochets à leurs extrémités, qui donnent des améliorations satisfaisantes.

Comme mentionné précédemment, l'efficacité d'un type particulier de fibre dans la matrice dépend des propriétés effectives de la matrice qui a été utilisée. Le béton haute résistance, connu pour sa résistance en compression et son adhérence, ne montre pas une amélioration marquée avec les fibres en polypropylène. D'autre part, les fibres métalliques avec leurs extrémités crochues, donne une résistance supérieure au composé grâce à leur bonne adhérence quand elles commencent à être arrachées. Ceci explique, un meilleur comportement du béton haute résistance avec fibres métalliques par rapport au béton ordinaire avec fibres métalliques.

6.5. LE BETON AVEC BARRES D'ARMATURES CONVENTIONNELLES SOUS TAUX ELEVES DE CHARGEMENT

6.5.1 Introduction

Le comportement des bétons avec et sans fibre sous taux élevés de chargement a été décrits dans les chapitres précédents. L'utilisation des fibres a montré une augmentation spectaculaire de la performance du béton. Les fibres ne peuvent pas être utilisées pour remplacer les barres d'armatures conventionnelles dans le béton. C'est ainsi, qu'il est nécessaire d'évaluer les propriétés du béton armé avec armatures conventionnelles qu'on appellera béton armé sous taux élevés de chargement, dans le but de comprendre le comportement global de la structure.

Le chargement dynamique impose une grande ductilité de la structure et par conséquent celle de ses éléments. Un des éléments de la structure qui sera discuté dans ce chapitre est l'élément poutre. L'effet de variation du taux de charges sur le béton peut éclaircir l'effet des taux élevés de chargement sur le béton armé. Cependant, les conclusions tirées à partir des poutres en béton simple sous taux élevés de chargement (Paragraphe 6.2) ne peuvent pas être en général étendues au béton armé, où le mode de rupture et le mécanisme de propagation de fissure sont très différents. Les poutres en béton armé avec un pourcentage d'acier d'environ 1.136% sont testées sous conditions de chargement statique dans la machine universelle de test, et ensuite sous chargement à taux élevés de chargement dans la machine d'impact en variant les hauteurs variables de chute du marteau.

La performance des bétons armés sous différents sous taux élevés de chargement semble être influencée par les paramètres tels que la résistance du béton, la présence

ou non d'armatures transversales et la nature des barres longitudinales qu'elles soient lisses ou haute adhérence. Tous ces paramètres seront discutés plus tard.

6.5.2 Le béton ordinaire avec barres d'armatures HA sous taux de charges variables

Les poutres en béton ordinaire armé de barres d'armatures conventionnelles sont testées en flexion en trois points : statiquement sur la machine de test statique à une vitesse de 4.2×10^{-7} m/s et sur la machine d'impact avec des hauteurs de chute du marteau de 0.5 m, 0.75 m, 1.0 m et 1.50 m. Les bétons, avec deux différents ratios eau/ciment de 0.5 et 0.33, correspondant à une résistance en compression de 49 et 56 MPa, moulés avec 2 barres haute adhérence (HA) de diamètre 10mm (Tableau 3.1) correspondant à une résistance élastique de 425 MPa et une résistance ultime de 740 MPa. Le Tableau 6.25a représente les résultats statiques et les Tableaux 6.25b et 6.25c représentent les résultats dynamiques pour les ratios eau/ciment respectivement de 0.4 et 0.33.

L'effet de variation des taux de chargement représenté sur une courbe charge déflexion est montré sur la Figure 6.35 pour des mélanges de béton armé de ratio eau/ciment de 0.4. Les effets de la hauteur de chute du marteau sur les pics de charges et les énergies de rupture (calculées jusqu'au point où la charge de flexion chute à 1/3 de son pic de charge) sont montrés sur la Figure 6.36

Un critère alternatif pour comparer les énergies de rupture sous différentes hauteurs de chute serait de quantifier ces énergies de rupture à différentes déflexions de la mi-portée. Les valeurs de 18 mm, 36 mm, 54 mm, et 72 mm sont choisies pour cette proposition.

Tableau 6.25 (a) –Comportement statique du béton ordinaire avec barres d'armatures HA

	MAX	MIN	w/c = 0.4 (3) [*]		MAX	MIN	w/c = 0.33 (3) [*]	
			Moy	S			Moy	S
Pic de Charge de flexion (N)	25110	18315	22680	3098	26715	23050	24055	1460
Energie de rupture¹ (Nm)	492	381	451	44	535	467	485	29
Energie de rupture² (Nm)	412	354	381	22	432	392	411	19
Energie de rupture³ (Nm)	501	438	474	26	498	472	478	21

^{*} Nbre de spécimens testé

Tableau 6.25 (b)
Comportement Dynamique des poutres en béton armé (w/c = 0.40)

	Hauteur de chute du Marteau (m)															
	0.50 m (6) ¹				0.75 m (6) ¹				1.0 m (6) ¹				1.50 m (6) ¹			
	Max	Min	Moy	s	Max	Min	Moy	s	Max	Min	Moy	s	Max	Min	Moy	s
Pic de Charge de Flexion (N)	37613	35768	36685	892	38623	37198	38100	601	40404	37613	39298	1262	45623	36524	39850	2806
Energie de rupture ¹ (Nm)	1291	559	891	302	2158	831	1381	571	3029	1745	2435	551	3877	2069	2748	625
Energie de rupture ² (Nm)	621	554	585	29	628	602	615	11	685	623	658	28	725	632	660	22
Energie de rupture ³ (Nm)	902	718	798	75	1295	885	1148	191	1361	1229	1302	46	1405	1236	1302	61
Energie de rupture ⁴ (Nm)	-	-	-	-	1881	979	1365	438	1952	1685	1798	125	2056	1854	1925	98
Energie de rupture ⁵ (Nm)	-	-	-	-	-	-	-	-	2498	2285	2384	109	2632	2285	2460	138
vitesse de la poutre (m/s)	2.65	2.35	2.55	0.11	3.0	2.8	3.05	0.11	3.85	3.55	3.68	0.12	4.65	3.0	3.85	0.1

¹ Nombre de specimens testés

Tableau 6.25 (c)
Comportement Dynamique des poutres en béton armé (w/c = 0.33)

	Hauteur de chute du Marteau (m)															
	0.50 m (6) ¹				0.75 m (6) ¹				1.0 m (6) ¹				1.50 m (6) ¹			
	Max	Min	Moy	s	Max	Min	Moy	s	Max	Min	Moy	s	Max	Min	Moy	s
Pic de Charge de Flexion (N)	41398	37585	39612	1909	43612	39256	41111	1765	46312	40102	43110	2554	46580	40005	43850	2864
Energie de rupture ¹ (Nm)	1511	1102	1305	212	1887	1481	1625	198	2610	2515	2556	48	3785	2266	2850	689
Energie de rupture ² (Nm)	681	599	641	31	695	629	653	20	741	651	698	36	729	675	695	22
Energie de rupture ³ (Nm)	1345	961	1156	191	1402	1135	1255	105	1525	1298	1385	85	1358	1342	1355	21
Energie de rupture ⁴ (Nm)	-	-	-	-	1725	1281	1441	201	1905	1655	1778	105	2005	1575	1820	210

rupture ⁴ (Nm)	-	-	-	-	-	-	-	-	2513	2341	2425	71	2545	1964	2271	252
Energie de rupture ⁵ (Nm)	2.65	2.45	2.55	0.019	2.85	2.55	2.65	0.1	3.15	2.55	2.85	0.25	4.55	3.42	4.05	0.4
Max vitesse de la poutre (m/s)																

¹ Nombre de specimens testés

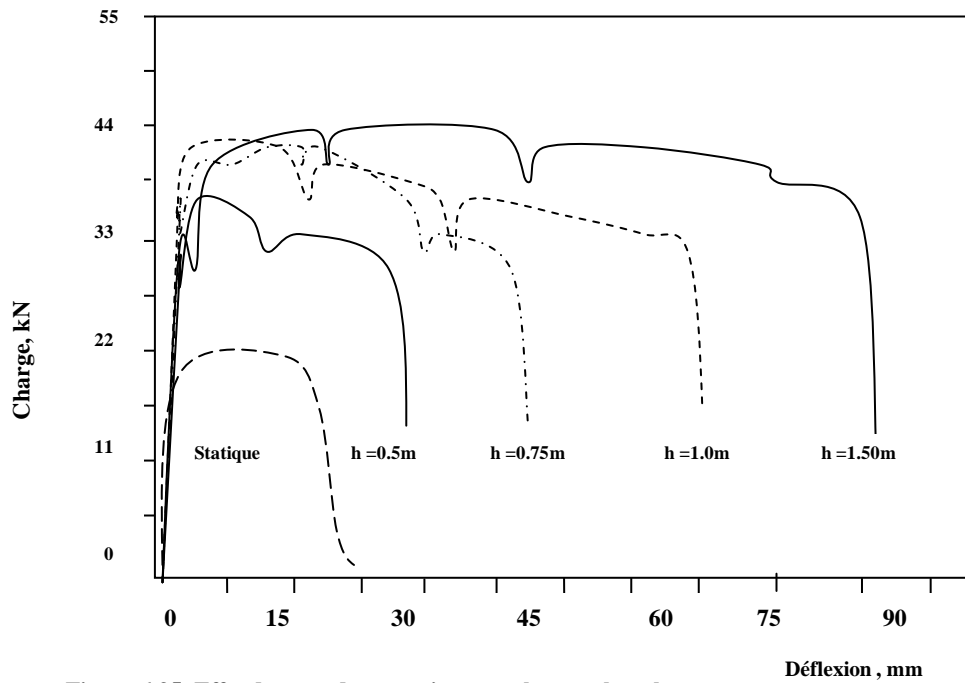


Figure 6.35–Effet du taux de contraintes sur les courbes charges déflexion des poutres en béton armé

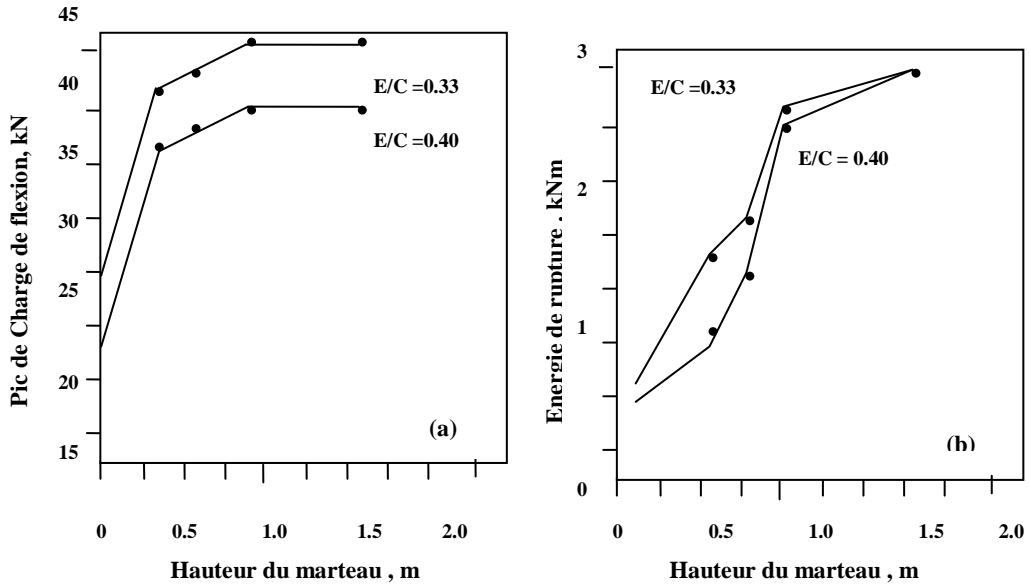


Figure 6.36 – Effet de la hauteur de chute du marteau sur
 (a) pic de charge de flexion
 (b) l'énergie de rupture

Les tableaux 6.25b et c présentent ces valeurs qui sont tracées sur la Figure 6.37 pour le ratio eau/ciment de 0.4.

Ceci montre clairement que le taux de chargement a un effet significatif sur les propriétés du béton armé. En général, une augmentation appréciable du pic de charges de flexion est observée quand le taux de charges augmente de l'intervalle statique à l'intervalle dynamique. Cependant, une fois dans l'intervalle dynamique, l'augmentation de la hauteur de chute n'entraîne pas une augmentation significative des pics de charges (Figure 6.36a).

Dans le cas statique, pour une section rectangulaire, le pourcentage de l'acier (équilibre) est donné par (59) :

$$\rho_b = \frac{0.85 f'_c \beta_1}{f_y} \frac{0.003 E_s}{0.003 E_s + f_y} \quad (6.5.1)$$

Où la notation est définie sur la Figure 6.38

Avec

$$f'_c = 49 \text{ MPa}$$

$$\beta_1 = 0.85$$

$$f_y = 425 \text{ MPa}$$

$$E_s = 200.000 \text{ MPa}$$

Nous obtenons,

$$\rho_b = 4.87\%$$

Puisque le pourcentage d'acier utilisé dans la présente étude est de 1.136%, donc la section est sous ferrillée. Avec l'acier travaillant au premier pic de charge, le moment ultime de résistance sous des conditions statiques peut être calculé comme suit (49) :

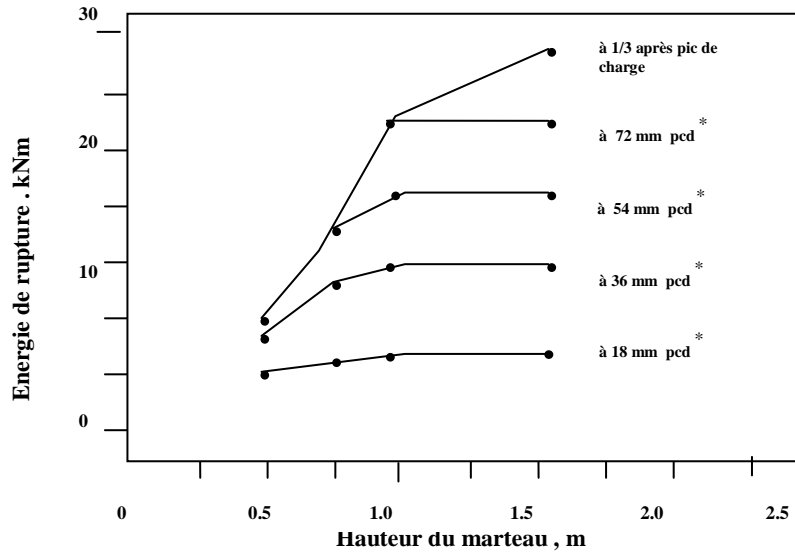


Figure 6.37—Énergie de rupture absorbée par les poutres en béton armé à différentes hauteurs de chute du marteau et jusqu'à certaines déflexions du milieu de la poutre. Noter la capacité de déformation sous haut taux de charge ($E/C = 0.40$)
pcd* Point de charge déflexion

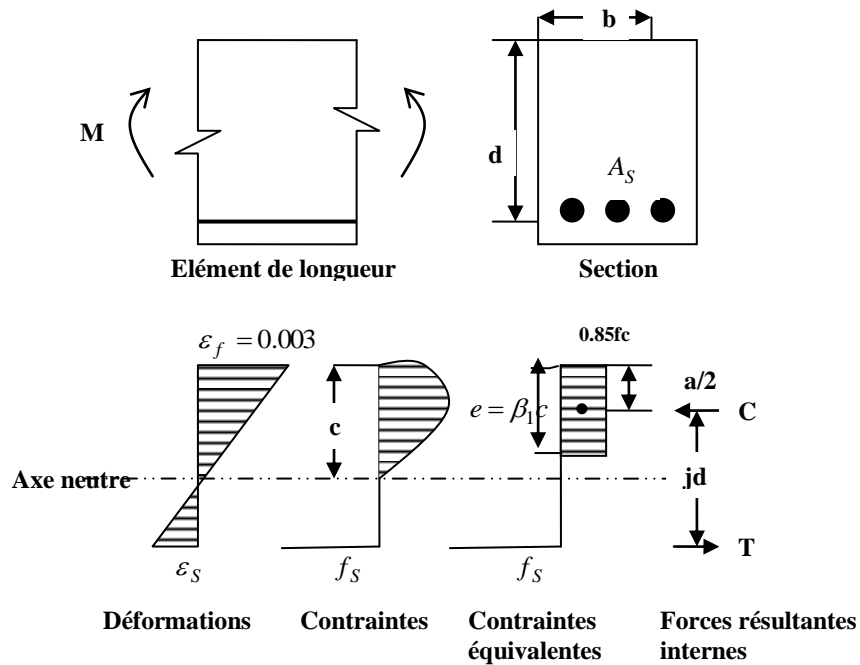


Figure 6.38 – Section de poutre

En se référant de nouveau à la Figure 6.37,

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f_c' b} = \frac{140 \times 425}{0.85 \times 49 \times 100} = 14.28 \text{ mm.} \quad (6.5.2)$$

Si $M(TH)$ est le moment ultime théorique de résistance de la section, alors,

$$M(TH) = A_s f_y (d - 0.5a) = 140 \times 425 (100 - 0.5 \times 14.28) = 5.525 \times 10^6 \text{ N} - \text{mm} \quad (6.5.3)$$

Ceci correspond à peu près avec la valeur du moment ultime de résistance dans le cas statique ($M(OBS)$) (voir le Tableau 6.35a).

$$M(OBS) = \frac{(P_b)_{\max} l}{4} = \frac{22680 \times 960}{4} = 5.443 \times 10^6 \text{ N} - \text{mm} \quad (6.5.4)$$

La résistance à la compression du béton et la résistance ultime de l'acier augmentent quand le taux de contraintes est augmenté. Une fois dans l'intervalle dynamique, les pics de charges ne changent presque pas quand on passe d'une hauteur de chute à une autre (Figures 6.35 et 6.36), suggérant que la résistance du béton et de l'acier tendent à se rapprocher de leurs valeurs limites pour les taux élevés de chargements associés à l'impact.

La valeur absolue limite du moment de résistance dans le cas statique $M(\text{lim, statique})$ est obtenue en supposant que l'acier atteint la valeur limite de la contrainte, et en supposant que la position de l'axe neutre est dans la fibre extrême de compression. Alors,

$$M(\text{lim, statique}) = A_s f_{us} d \quad (6.5.5)$$

Ou f_{us} = La résistance ultime de l'acier dans les conditions statiques = 700 MPa

Alors ,

$$M(\text{lim, statique}) = A_s f_{us} d = 140 \times 700 \times 100 = 9.8 \times 10^6 \text{ N} - \text{mm}$$

Sous conditions dynamiques, il a été rapporté (51) que pour une augmentation du taux de contraintes de six fois, la résistance ultime en tension de l'acier est doublée. Puisque, dans la présente étude, le taux de contraintes atteint dans les tests d'impact est approximativement de six fois la magnitude, plus élevée que dans les tests statiques, la valeur limite absolue du moment de résistance dans le cas dynamique ($M(\text{lim, dyn})$) peut être estimée.

$$M(\text{lim, dyn}) = A_s f_{ud} d \quad (6.5.6)$$

Ou f_{ud} = la résistance ultime en tension de l'acier dans le cas dynamique = 1400 Mpa.

Ou,

$$M(\text{lim}, \text{dyn}) = A_s f_{ud} d = 140 \times 1400 \times 100 = 19.6 \times 10^6 \text{ N} - \text{mm}$$

Les courbes du moment de résistance limite absolu, avec le moment de résistance expérimental observé sont présentées sur la Figure 6.39. Les courbes du moment de résistance expérimental sont un peu plus basses que les courbes du moment de résistance limite. Cependant, puisque la résistance à l'écrasement et la déformation à la rupture du béton augmentent avec l'augmentation du taux de contraintes (21), l'axe neutre doit se mouvoir davantage vers le haut en zone de compression avec l'augmentation de la hauteur de chute du marteau. La nature complexe des contraintes et déformations dans les poutres sollicitées à des taux élevés de chargement entraîne une augmentation des déformations localisées le long des barres d'acier. En effet, à peu près 30% des spécimens testés à 1.5m de hauteur de chute, on a noté la rupture des barres d'armatures (voir Paragraphe 6.5)

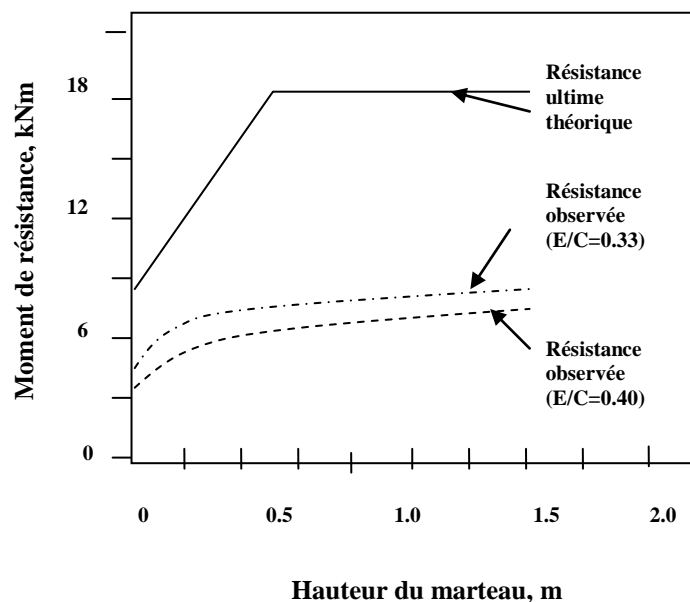


Figure 6.39 –Moment de résistance théorique ultime et moment de résistance expérimental observé

La réduction dans le rapport eau/ciment conduit à l'augmentation des pics de charges en flexion et des énergies de rupture (Figure 6.36 et Tableaux 6.25a et 6.25b).

Pour une déflexion donnée au milieu de la portée, les poutres sont soumises aux taux élevés de contraintes, absorbant des énergies de rupture plus élevées. C'est une conséquence des charges élevées supportées par les poutres à ces taux de chargements (Figure 6.37). Des poutres soumises à ces taux de charge peuvent engendrer de plus grandes déformations avant que les charges chutent au tiers de la valeur du pic de charges (Figure 6.35). Les énergies de rupture élevées absorbées par

les poutres sont la conséquence de la capacité de charge et de déformation élevées à ces taux.

6.5.3 L'utilisation de barres d'armatures lisses

En pratique, dans le béton armé, seulement les barres d'armatures haute adhérence sont utilisées, parce qu'elles procurent une meilleure adhérence avec le béton que les barres d'armatures lisses. Cependant, puisque le mécanisme de rupture et le comportement du béton armé sous taux élevés de chargement sont différents du cas statique, il a été décidé d'examiner le comportement du béton avec barres d'armatures lisses sous ces taux élevés de chargement. Il peut être noté que dans le cas des poutres renforcées de barres haute adhérence sous taux élevés de chargement, la rupture des barres est observée dans 30% des cas. Il est en outre considéré important de voir si la réduction de l'adhérence en utilisant les barres d'armatures lisses résout ce problème de rupture de barres. Le même schéma de tests et d'analyses utilisés pour les bétons avec armatures haute adhérence, est adopté pour les bétons avec armatures lisses. Deux ratios, E/C 0.4 et 0.33, sont choisis correspondants à des résistances en compression du béton respectivement de 42 MPa et 49 MPa. Les tableaux 6.26a et 6.26b, c présentent, respectivement, les propriétés statiques et dynamiques du béton armé de barres d'armatures lisses.

Comme dans le cas des barres d'armatures haute adhérence, à la fois les pics de charges et les énergies de rupture sont augmentés avec l'augmentation des hauteurs de chute du marteau (Tableaux 6.26 a,b,c et Figure 6.40).

Les énergies de rupture au tiers des pics de chutes de charges et à différentes déflexions à mi-portée en fonction de la hauteur de chute du marteau sont montrées sur la Figure 6.41. De nouveau, comme dans le cas barres d'armatures HA, les hauteurs élevées de chute du marteau donnent de plus grandes

Tableau 6.26 (a) –Comportement statique du béton armé avec barres lisses

	w/c = 0.4 (3)*			S	w/c = 0.33 (3)*			S
	MAX	MIN	Moy		MAX	MIN	Moy	
Pic de Charge de flexion (N)	261	214	235	210	231	184	202	204
Energie de rupture¹ (Nm)	02	55	80	0	20	10	05	5
Energie de	599	545	585	23	601	435	538	75
Energie de	535	385	429	71	485	355	412	45

rupture ² (Nm)	685	498	602	75	645	512	558	49
Energie de rupture ³ (Nm)								
* Nbre de spécimens testés								

Tableau 6.26 (b)
Comportement dynamique des poutres en béton armé avec armatures lisses (w/c = 0.40)

	Hauteur de chute du Marteau (m)				0.50 m (6) ¹				1.50 m (6) ¹				2.36 m (6) ¹				
	Max	Min	Moy	s	Max	Min	Moy	s	Max	Min	Moy	s					
Pic de Charge de Flexion (N)	37245	35550	36740	215	39809	35200	37265	1581	43850	38740	41800	2452	1	Nom bre de spé ci mens testé s			
Energie de rupture ¹ (Nm)	-	-	-		2005	1685	1765	141	1985	1955	1965	17					
Energie de rupture ² (Nm)	1225	1045	1155	91	2715	1810	2360	441	3775	3012	3365	402					
Energie de rupture ³ (Nm)	-	-	-		2632	1954	2225	305	2612	2345	2480	154					
Energie de rupture ⁴ (Nm)	612	598	605	12	685	612	635	32	705	681	682	11					
Max vitesse de la poutre (m/s)	3.95	2.35	2.95	0.65	4.15	2.9	3.5	0.65	4.7	3.9	4.25	0.35					

Tableau 6.26 (c)
Comportement Dynamique des poutres en béton armé avec armatures lisses (w/c = 0.33)
 Hauteur de chute du Marteau (m)

	Max	Min	Moyenne	s	Max	Min	Moyenne	s	Max	Min	Moyenne	s	Max	Min	Moy	S
Pic de Charge de Flexion (N)	37645	35100	36410	1245	37648	35810	36580	735	36520	36450	36400	21	36254	35540	35680	336
Energie de rupture ¹ (Nm)	1555	1502	1528	32	2698	1360	1935	405	2610	2155	2370	228	3125	2454	2795	325
Energie de rupture ² (Nm)	605	570	581	15	658	561	603	35	625	611	615	12	652	555	595	36
Energie de rupture ³ (Nm)	1205	1125	1152	28	1258	1185	1205	30	1245	1208	1225	18	1245	1145	1205	44
Energie de rupture ⁴ (Nm)	-	-	-		1752	1739	1751	9	1855	1785	1805	37	1812	1625	1730	101
Energie de	-	-	-		-	-	-		-	-	-		2352	2125	2255	99

rupture5
(Nm)
Max
vitesse de
la poutre
(m/s)

2.75 2.45 2.65 0.15 3.3 2.7 2.95 0.25 3.55 3.15 3.25 0.1 4.4 3.5 3.95 0.4

0.50 m (6)¹

0.75 m (6)¹

1.0 m (6)¹

1.50 m (6)¹

¹ Nombre de spécimens testés

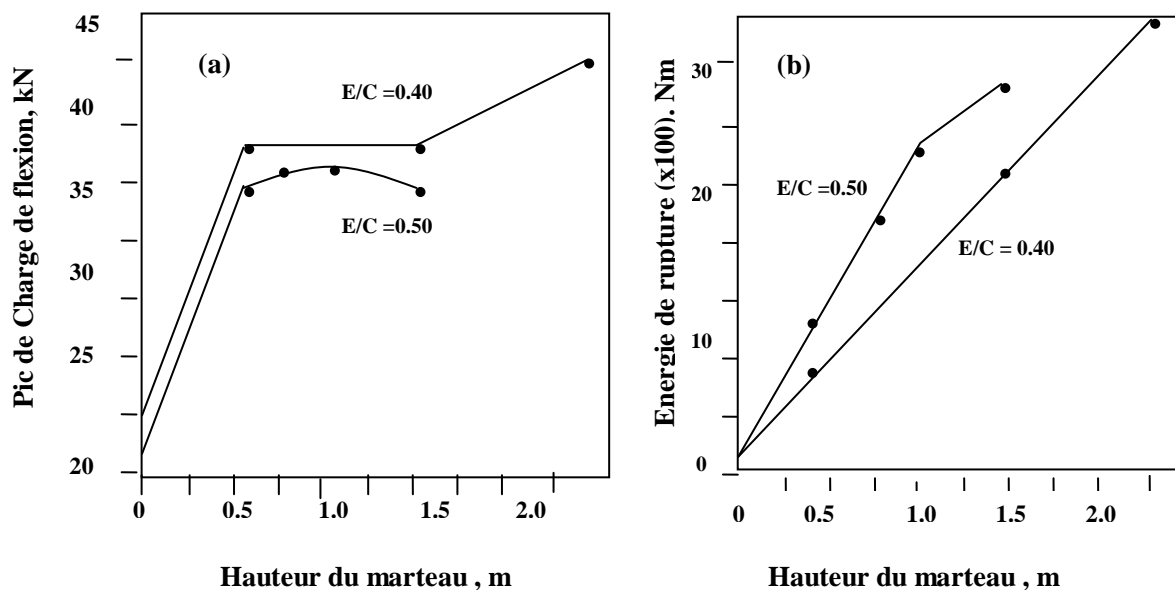


Figure 6.40 –Effet de la hauteur de chute du marteau des poutres en béton armé avec armatures lisses sur (a) pic de charge de flexion (b) l'énergie de rupture

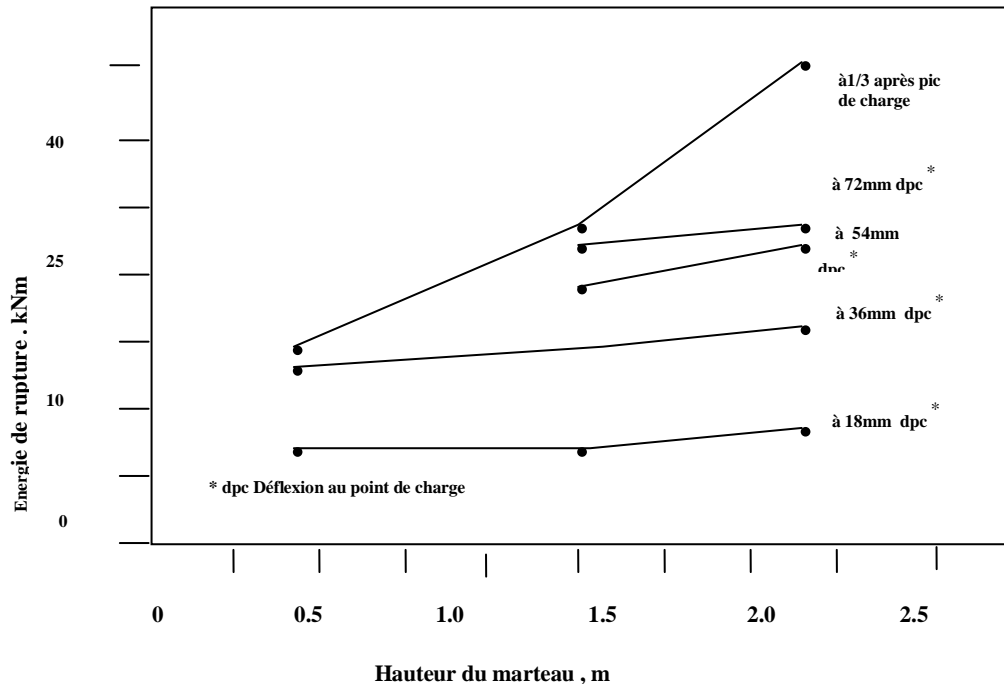


Figure 6.41–Énergie de rupture absorbée par les poutres en béton armé avec armatures lisses à différentes hauteurs de chute du marteau et jusqu'à certaines déflexions du milieu de la poutre

capacités de déformation avant que la chute des charges n'atteignent le tiers des pics de charges. Les pics de charges dans l'intervalle dynamique sont trouvés très différents; l'augmentation des énergies de rupture avec l'augmentation des hauteurs de chute du marteau, est principalement une conséquence de la grande capacité de déformation de la poutre.

Une comparaison du comportement du béton avec armatures lisses et du béton avec armatures HA est présentée sur la Figure 6.42, où les pics de charges et les énergies de rupture sont tracés en fonction de la hauteur de chute du marteau. On peut voir à partir de la Figure 6.35a que, bien que leurs performances statiques (Tableau 6.25a) sont presque identiques, l'utilisation de barres d'armatures HA entraîne des pics élevés de charges dans les cas dynamiques. Ceci peut être, d'une part, dû à une baisse légère de la valeur de la résistance des barres d'armatures lisses comparées aux barres HA. Et d'autre part La faiblesse de l'adhérence enregistrée des barres d'armatures lisses comparée aux barres d'armatures HA est la conséquence de leurs basses valeurs des pics de charges (Figure 6.42a). A l'exception de la hauteur de chute de 0.5m, le béton avec barres d'armatures HA absorbe plus d'énergie que le béton avec barres d'armatures lisses (Figure 6.42b). A des hauteurs de chute élevées, c'est possible que

le manque d'adhérence présenté par les barres d'armatures lisses, aboutissant à une relaxation des contraintes dans l'acier d'où un rendement diminué des propriétés de l'acier. D'un autre côté, les barres d'armatures HA sont vraisemblablement sollicitées à des niveaux élevés de contraintes, aboutissant à des déformations à charges et déformations ultimes plus élevées de l'acier. Ce n'est pas cependant une surprise que les barres d'armatures lisses ne se fracturent que très occasionnellement même à 2.36 m de hauteurs de chute du marteau, alors que les barres d'armatures HA sont souvent fracturées à partir de 1.5 m de hauteur de chute.

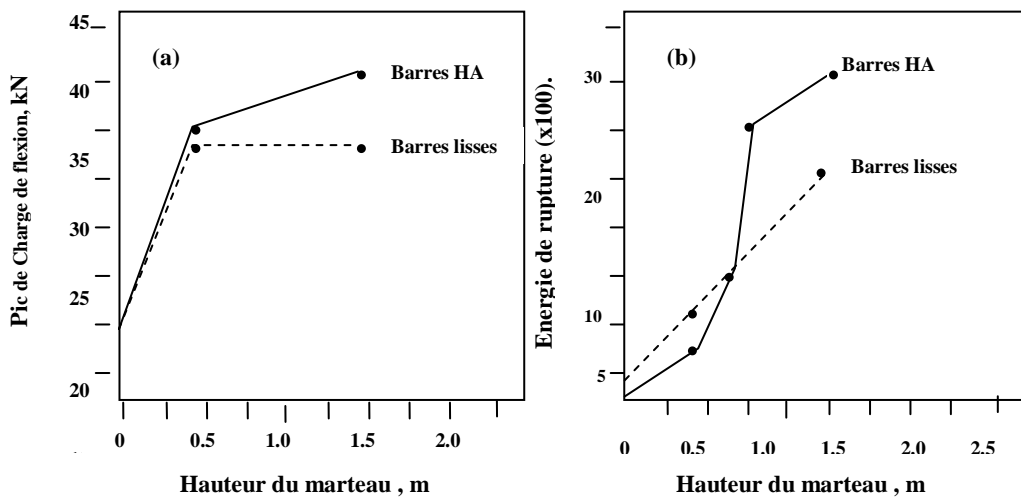


Figure 6.42 – Comparaison entre les poutres en béton armé avec armatures HA et armatures lisses

6.5.4 L'utilisation d'Étriers

L'effet du renforcement au cisaillement, par l'utilisation d'étriers, sur le comportement du béton armé avec des barres d'armatures HA, est l'objet de ce qui suit. Les étriers utilisés sont de 5 mm de diamètre et espacés de 100 mm les uns des autres (Tableau 3.1). Les résultats des tests statiques et dynamiques à l'impact sont présentés dans le Tableau 6.27. Ces résultats peuvent être comparés aux résultats dans le cas du béton sans étrier (Tableaux 6.25 a, b et c). Une comparaison graphique est réalisée sur la figure 6.43.

L'utilisation des étriers, comme on peut le voir à partir de la Figure 6.43a, n'est pas conséquente dans l'augmentation de la résistance que ça soit dans le cas statique ou dynamique. Cependant, le confinement du béton a donné une augmentation sensible de l'énergie de rupture, particulièrement dans l'intervalle dynamique (Figure 6.43b).

Ce confinement du béton n'a pas beaucoup d'effet sur la forme de la courbe contraintes déformations en compression avant le pic, mais a un effet conséquent sur la forme de la courbe après le pic de charge (45). En général, la présence des étriers augmentent la ductilité; ceci est manifesté par une douce et longue descente de la zone du post pic de la courbe contraintes déformations (45). Ce comportement observé pour le chargement statique, semble même prévaloir sous les conditions dynamiques. Sous chargement dynamique d'impact, le béton avec des étriers a été trouvé considérablement plus absorbant d'énergie que le béton sans étriers.

Tableau 627
Comportement Statique et Dynamique des poutres en béton armé avec étriers

	Statique (3) ¹				Hauteur de chute du Marteau (m)							
	Max	Min	Moye	s	0.50 m (6) ¹				1.0 m (6) ¹			
	Max	Min	Moye	s	Max	Min	Moy	s	Max	Min	Moy	S
Pic de Charge de Flexion (N)	23305	21989	22210	805	43120	34620	37850	3765	44710	35120	39815	385
Energie de rupture ¹ (Nm)	571	458	501	43	1910	1555	1678	158	3378	2845	3025	209
Energie de rupture ² (Nm)	429	302	348	68	658	612	632	20	745	658	695	39
Energie de rupture ³ (Nm)	588	391	465	85	1410	1088	1244	95	1465	1268	1351	93
Energie de rupture ⁴ (Nm)	-	-	-	-	-	-	-	-	2198	1668	1895	258
Energie de rupture ⁵ (Nm)	-	-	-	-	-	-	-	-	2854	2295	2555	241

¹ Nombre de specimens testés

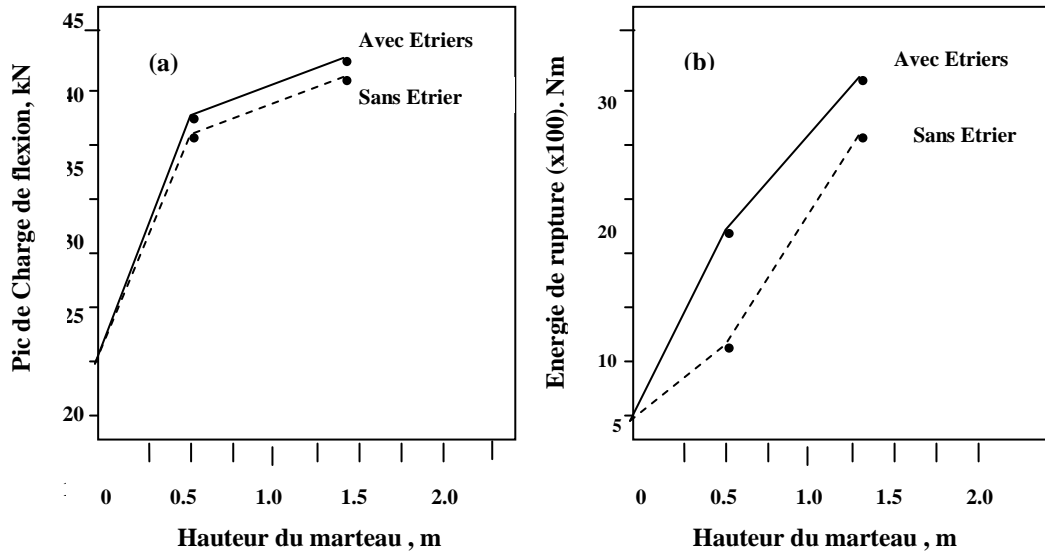


Figure 6.43 – Comparaison entre les poutres en béton armé avec et sans étriers

6.5.5 Le béton haute résistance armé de barres HA sous taux de charges variable et sa comparaison avec le béton ordinaire

Les propriétés des poutres en béton haute résistance sans armature ont été discutées précédemment dans le Chapitre 6 Paragraphe 6.2. Il a été remarqué que les poutres en béton haute résistance, produites avec de la fumée de silice, sont plus fragiles que les poutres en béton ordinaire. Dans cette section, le comportement des poutres en béton haute résistance avec la fumée de silice, armées de barres d'armatures HA de 10 mm de diamètre, est étudié.

Les poutres en béton haute résistance, avec barres d'armatures HA, sont testées sous différents taux de charge. Les résultats sont donnés dans le Tableau 6.28, et sont présentés sous forme de courbes charge déflexion sur la Figure 6.44. Pour faciliter la comparaison avec du béton ordinaire avec barres d'armatures HA sous les mêmes conditions, la Figure 6.35 a été reproduite sur la Figure 6.44 pour les mêmes hauteurs de chute. Pour décrire la réponse de la poutre durant l'impact, des courbes vitesses par temps et charge du marteau par temps pour le béton haute résistance, sont tracées sur la Figure 6.46 pour 0.5 m de hauteur de chute, et sur la Figure 6.47 pour une hauteur de chute de 1.5 m.

Tableau 6.28

Comportement Statique et Dynamique des poutres en béton HR armé

Hauteur de chute du Marteau (m)

	Statique (3) ¹				0.50 m (6) ¹				1.0 m (6) ¹			
	Max	Min	Moy	s	Max	Min	Moy	s	Max	Min	Moy	s
Max de charge du marteau observée (N)	-	-	-		53388	39280	47680	5710	63804	61613	62880	815
Max Force d'Inertie observée (N)	-	-	-		9818	3735	7525	2328	12910	8711	10310	1680
Pic de Charge de flexion (N)	29105	20220	24120	3695	44550	35720	40212	3605	54100	50355	52580	1580
Energie de rupture (Nm)	741	609	675	48	565	132	355	148	392	101	185	15
Max vitesse de la poutre (m/s)	-	-	-		1.75	0.75	1.35	0.25	1.35	0.45	0.85	0.25

¹ Nombre de spécimens testés.

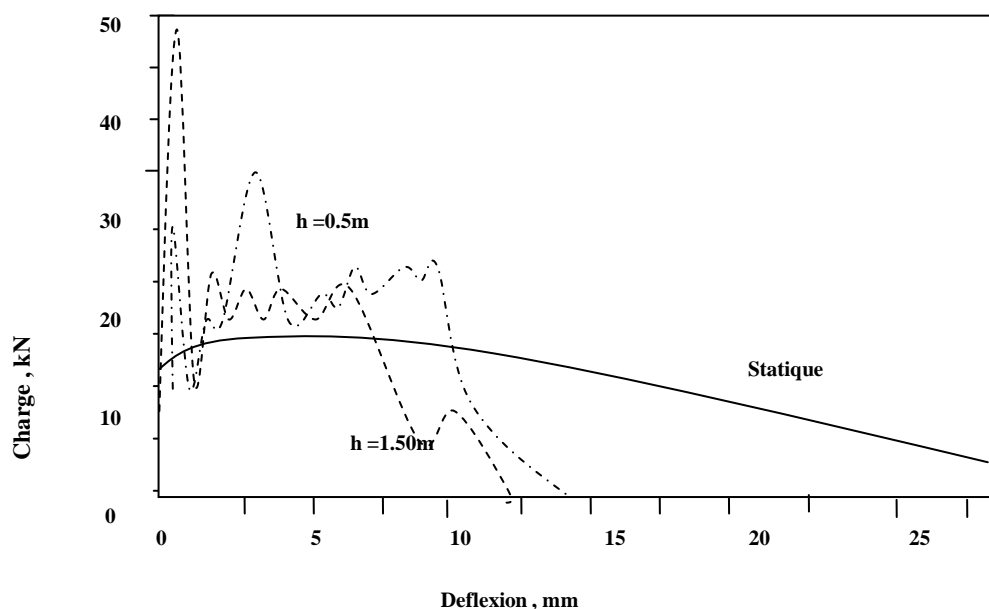


Figure 6.44 – Courbes charge déflexion des poutres en béton HR armé sous différents taux de contraintes

Une fois encore par comparaison, les courbes correspondantes au béton ordinaire sont présentées sur la Figure 6.48 pour une hauteur de chute de 0.5 m et sur la Figure 6.49 pour une hauteur de chute de 1.5 m. Une comparaison finale avec le béton ordinaire sous différentes hauteurs de chute apparaît sur la Figure 6.50.

Comme on peut voir à partir du Tableau 6.28 et la Figure 6.44, le béton haute résistance avec barres d'armatures HA montre aussi une sensibilité substantielle au taux de contraintes. Les pics de charges sont plus élevés pour les sollicitations à taux élevés de contraintes. Pareilles conclusions sont rapportées pour les poutres en béton haute résistance non armé (Paragraphe 6.2) et aussi pour les poutres en béton ordinaire avec et sans barres d'armatures conventionnelles (Sous paragraphe 6.5.2). Cependant, pour l'énergie de rupture, un renversement de la tendance est observé. L'énergie requise pour des bétons haute résistance avec barres d'armatures à l'impact a été trouvée plus petite que l'énergie requise pour le cas de chargement statique (Tableau 6.28), et une augmentation de la hauteur de chute du marteau entraîne une réduction de l'énergie de rupture requise. En d'autres mots, le béton haute résistance avec barres d'armatures HA conduit à un état plus fragile quand le taux de charge ou la hauteur de chute du marteau sont augmentés.

Une autre observation est aussi faite, c'est l'augmentation de la rigidité des poutres en béton haute résistance avec l'augmentation du taux de charges. Le maximum des vitesses atteintes par les poutres doit servir comme une mesure de cette rigidité apparente. Par exemple, une comparaison de la Figure 6.46 avec la Figure 6.48 et de la Figure 6.47 avec la Figure 6.49 indique que pendant que les maximums de vitesses dans le cas du béton ordinaire, augmentent avec l'augmentation de la hauteur de chute, ils diminuent pour les bétons haute résistance (Voir aussi Tableau 6.28). Cette rigidité apparente des poutres en bétons armés haute résistance implique des déflexions ultimes réduites avec une augmentation de la hauteur de chute (Figure 6.44). La capacité de déformation et les déflexions ultimes qui augmentent avec la hauteur de chute pour le cas du béton armé ordinaire, diminuent avec la hauteur de chute pour le cas du béton armé haute résistance. La raison de cela n'est pas claire.

L'enrobage des barres d'armatures dans le béton haute résistance, contenant de la fumée de silice, entraîne une très grande adhérence entre celui-ci et les barres d'acier. L'adhérence très importante de ces deux éléments, implique de grands efforts dans l'acier, amenant à la rupture prématurée de celui-ci. La rupture de l'acier a été observée dans beaucoup plus de cas pour le béton haute résistance que pour le béton ordinaire.

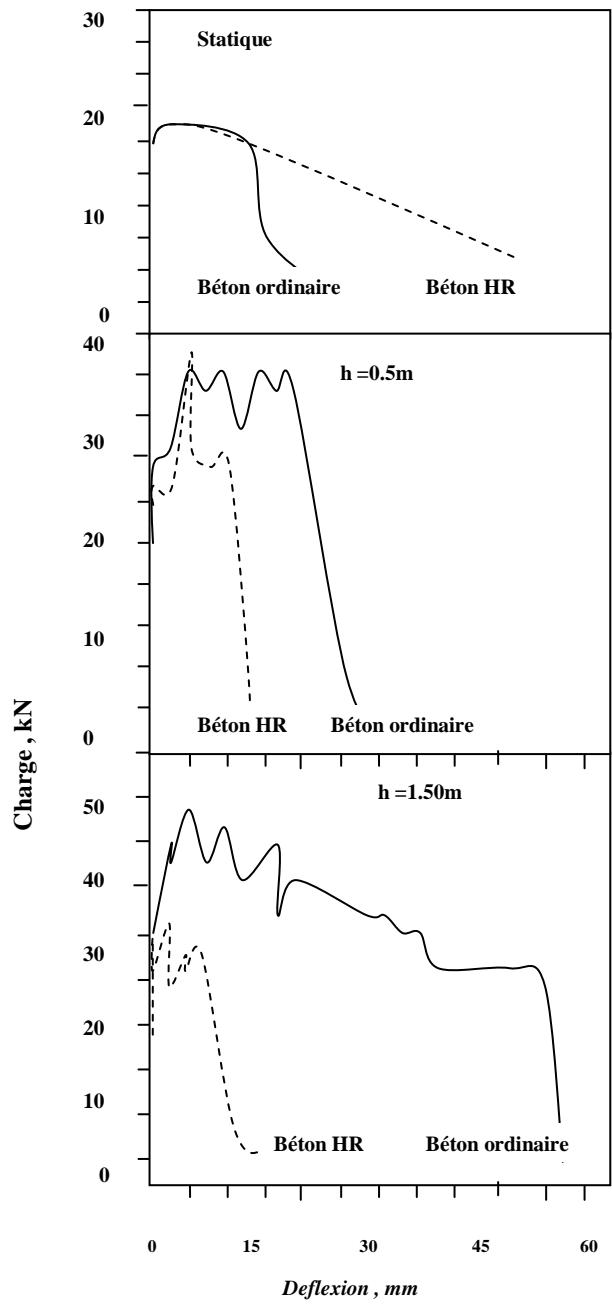


Figure 11.45 – Comparaison entre le comportement du béton ordinaire et le béton haute résistance

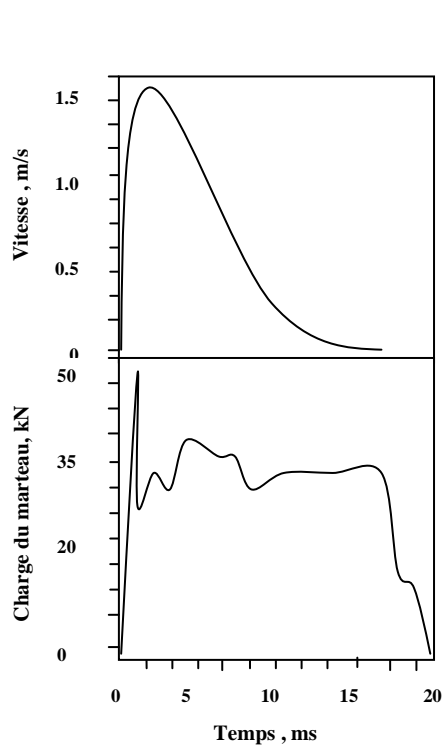


Figure 6.46- Les poutres en béton HR armé à 0.5m de hauteur de chute

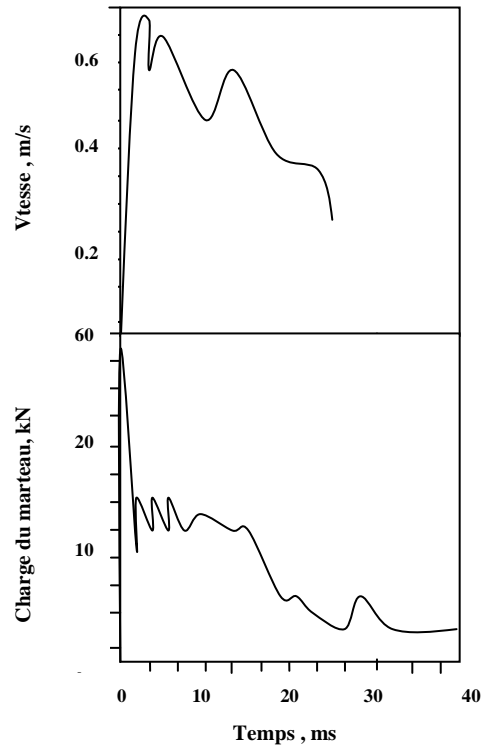


Figure 6.47- Les poutres en béton HR armé à 1.5m de hauteur de chute
Noter l'augmentation de la rigidité de la poutre comparée à la hauteur de chute de 0.5m

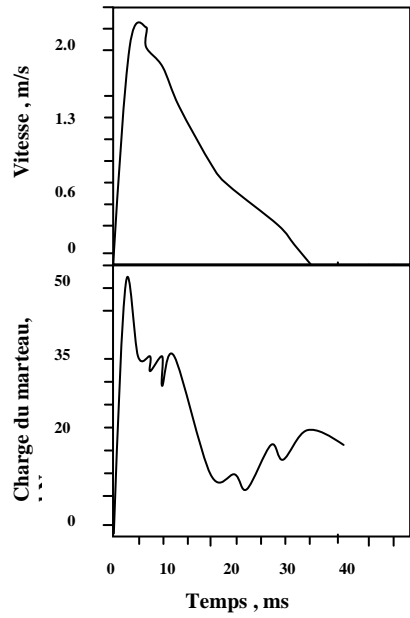


Figure 6.48- Les poutres en béton armé ordinaire à 0.5m de hauteur de chute

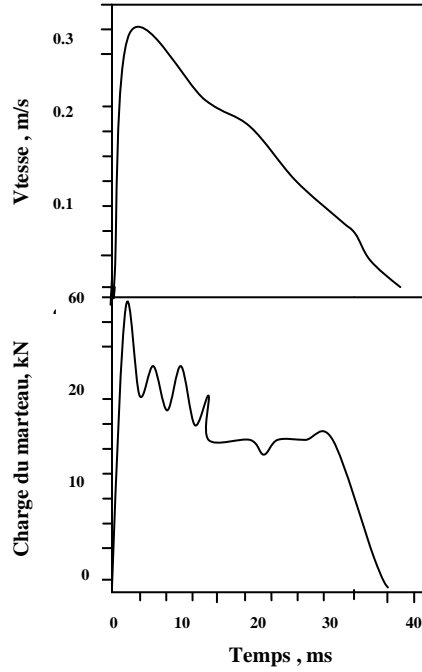


Figure 6.49- Les poutres en béton armé ordinaire à 1.5m de hauteur de chute
Noter l'augmentation de la rigidité de la poutre comparée à 0.5m de hauteur de chute

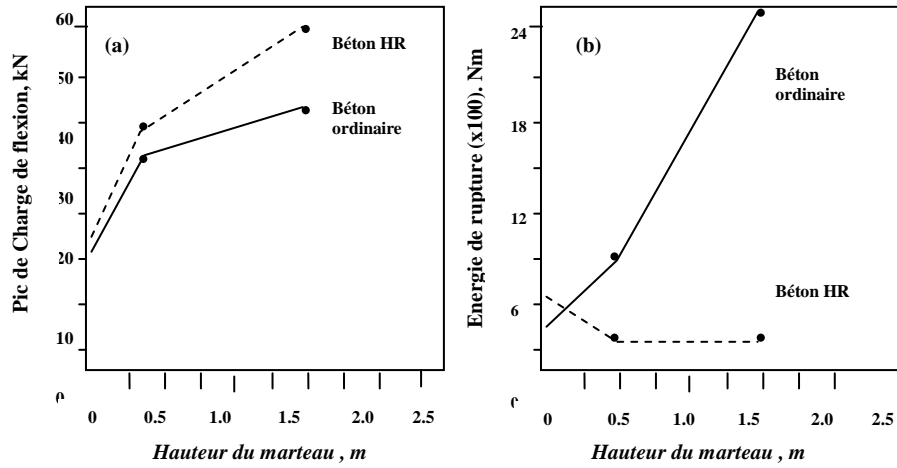


Figure 6.50 – Comparaison entre le comportement des poutres en béton armé ordinaire et HR
Concernant (a) Les Picc des charges (b) Les Energies de Rupture

6.6. LE BETON ARME RENFORCES DE FIBRES SOUMIS AUX TAUX ELEVES DE CHARGEMENT

6.6.1 Introduction

Il a été observé dans le paragraphe 6.4 que l'ajout de fibres à la matrice cimentaire donne un composite plus ductile que la matrice de base. Les fibres peuvent offrir une solution au problème de fragilité du béton. Cependant cette recommandation n'est que qualitative ; quantitativement, peu de choses sont connues dans les conditions de chargement dynamique, à propos de la nature, la géométrie optimale, le pourcentage optimal de fibres, etc...

Dans le paragraphe 6.5, il a été montré que la résistance à taux élevés de charge des poutres en béton armé avec fumée de silice, n'est pas importante. Aussi, une augmentation de l'intensité du taux de charge conduit à une réduction de la résistance, attention aux dangers en utilisant de tels matériaux sous des conditions sévères de chargement aux taux élevés de charge. Le béton armé ordinaire, c'est-à-dire sans ajout de fumée de silice, est raisonnablement résistant aux taux élevés de charge et avec l'augmentation de l'intensité de du taux de charge, la résistance ne diminue pas particulièrement.

Une possible solution au problème est d'éviter d'utiliser des bétons armés avec fumée de silice dans les situations où la possibilité de taux élevés de charge existe. Cependant, ce matériau possède d'excellentes qualités dans les conditions statiques de chargement. D'ailleurs, la plus part des structures sont conçues pour des situations statiques seulement, ou le cas de chargement taux élevés de charge n'est pas explicitement considéré. Donc, ça vaut la peine de voir si l'ajout de fibres dans les bétons armés avec fumée de silice peut leur donner un plus en ce qui concerne la capacité d'absorption d'énergie. Comme comparaison, les effets des fibres dans le béton armé ordinaire sans fumée de silice, sur sa performance de chargement à taux élevés de charge, sont aussi étudiés.

6.6.2 Béton armé ordinaire avec fibres en polypropylène sous taux de charges variables

Le béton ordinaire est connu pour être plus ductile que la pâte de ciment. Comme décrit précédemment, l'ajout de fibres dans le béton ordinaire augmente sa ductilité ; l'incorporation des barres d'armatures d'acier dans le béton est beaucoup plus efficace

dans l'augmentation de la ductilité. Pour étudier l'effet de l'ajout à la fois des fibres et des barres d'armatures d'acier dans le béton, des poutres en béton ordinaire, avec barres d'armatures d'acier et 0.5% par volume de fibres en polypropylène, sont testées à la fois statiquement et en impact à des hauteurs de chute du marteau de 0.5 m et 1.5 m. Les résultats sont donnés dans le tableau 6.29. Les énergies de rupture sont calculées jusqu'au point où la charge chute au tiers du pic de charge. Le comportement des poutres en béton ordinaire armé et avec fibres est comparé avec celui qui ne comporte pas de fibres, dans des courbes charge déflexion sur la Figure 6.51. Pour donner une idée sur les forces d'inertie des poutres, les charges observées du marteau et les charges de flexion (corrigée) sont tracées ensemble sur une courbe en fonction des déflexions sur la Figure 6.51.

Comme on peut voir sur la Figure 6.51 et le Tableau 6.29, l'effet de l'ajout de fibres ne donne pas une augmentation appréciable des pics de charge mais plutôt une augmentation conséquente des énergies de rupture, particulièrement dans les cas dynamiques (Tableau 6.21). Ainsi le premier avantage de l'ajout de fibres n'est pas dans l'augmentation de la force de résistance mais plutôt dans l'augmentation de l'énergie de rupture. Les poutres avec les fibres ont une capacité de déformation plus grande, et les fibres sont efficaces dans le maintien de la cohésion.

Tableau 6.29
Comportement Statique et Dynamique des poutres en béton armé ordinaire avec et sans fibres en PP
 Hauteur de chute du Marteau (m)

	Statique (3) ¹		0.50 m (6) ¹		1.5 m (6) ¹	
	Sans Fibres	Avec Fibres PP	Sans Fibres	Avec Fibres PP	Sans Fibres	Avec Fibres PP
Pic de Charge de Flexion (N)	22705 (3115)	24810 (2622)	36710 (868)	38550 (1810)	39850 (3064)	40990 (2230)
Energie de rupture¹ (Nm)	445 (42)	500 (35)	875 (275)	2355 (450)	2680 (615)	3355 (485)
Vitesse de a charge m/s	4.2 x10 ⁻⁷	4.2 x10 ⁻⁷	3.12	3.12	5.20	5.20

¹ Nombre de specimens testés

Note : 1-L'énergie de rupture calculée à partir de la surface jusqu'au 1/3 de la chute du pic de charge 2- les chiffres entre parenthèses sont les déviations s

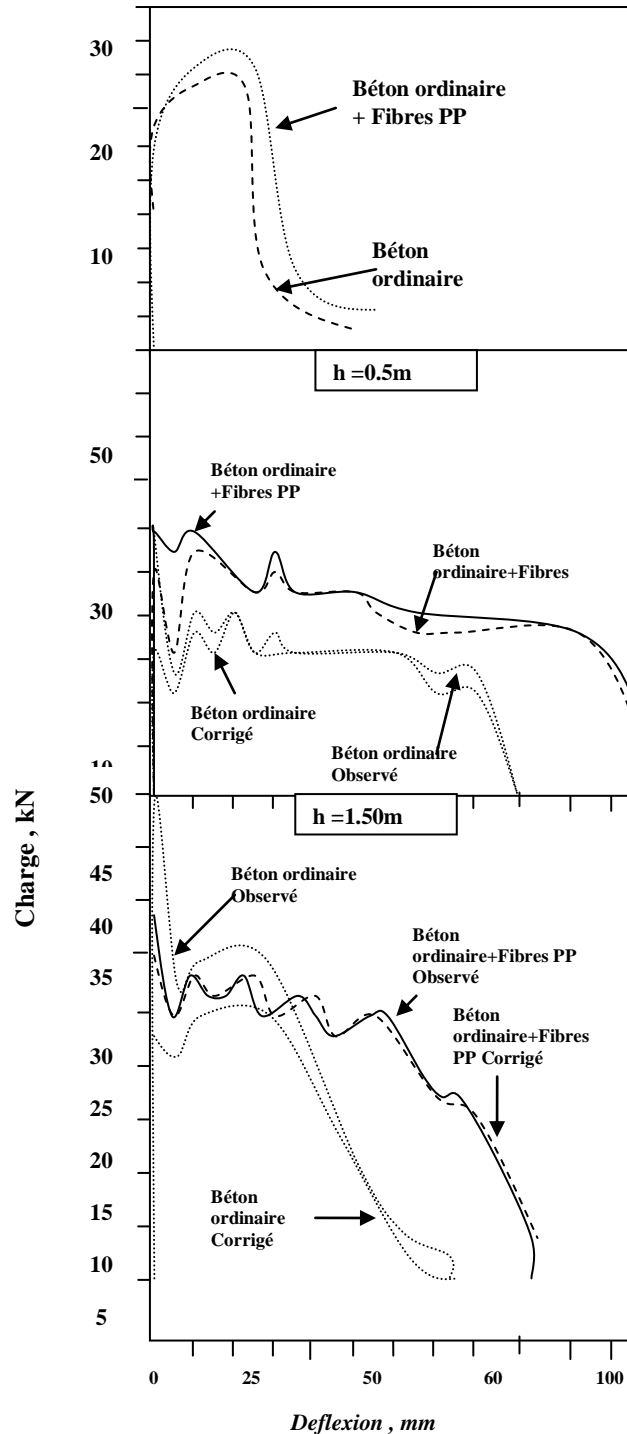


Figure 6.51 – Effet de l'ajout des fibres en PP au béton ordinaire avec armatures conventionnelles

6.6.3 Béton armé haute résistance avec fibres en polypropylène sous taux de charges variables

Le béton haute résistance, fabriqué avec de la fumée de silice est beaucoup plus fragile que le béton ordinaire sans fumée de silice (Paragraphes 6.2 et 6.5). Une fois la force de résistance élevée peut être obtenue avec l'utilisation de la fumée de silice dans

ce béton, qui est une propriété recherchée, tout ce qui peut surmonter sa fragilité, est bienvenu. Puisque l'ajout des fibres dans le béton haute résistance sans barres d'armatures a été trouvé très efficace (Paragraphe 6.4), leurs effets dans le béton haute résistance est aussi étudié.

Les tests statiques et d'impact sont réalisés sur des poutres en béton haute résistance avec ajout de fibres en polypropylène à raison de 0.5% par volume, et les résultats sont présentés dans le Tableau 6.30 et la Figure 6.52. Comme dans le cas du béton ordinaire, des améliorations dans les pics de charge et les énergies de rupture sont observées, dues à l'ajout de fibres. Encore une fois, similairement au béton ordinaire, l'avantage n'est pas dans l'augmentation de la force de résistance, mais dans l'amélioration de la résistance aux taux élevés de chargement.

Comme ça été montré dans le Paragraphe 6.5, que l'augmentation de l'intensité de l'impact implique une fragilité conséquente des bétons haute résistance avec barres d'armatures. Cependant, ces bétons avec l'ajout de fibres en polypropylène ne montrent aucun signe d'augmentation de la fragilité par rapport à l'intensité de l'impact. Les poutres ont montré une absorption de plus d'énergie sous des hauteurs de chute plus élevées (ou des intensités élevées d'impact).

Tableau 6.30
Comportement Statique et Dynamique des poutres en béton haute résistance (HR) armé avec et sans fibres en PP

	Hauteur de chute du Marteau (m)					
	Statique (3) ¹		0.50 m (6) ¹		1.5 m (6) ¹	
	Sans Fibres	Avec Fibres PP	Sans Fibres	Avec Fibres PP	Sans Fibres	Avec Fibres PP
Pic de Charge de Flexion (N)	24150 (3590)	28580 (2510)	39890 (3555)	42580 (2675)	51710 (1385)	52580 (1875)
Energie de rupture¹ (Nm)	681 (49)	891 (71)	755 (163)	1285 (216)	1750 (135)	1955 (254)
Vitesse de a charge m/s	4.2 x10 ⁻⁷	4.2 x10 ⁻⁷	3.12	3.12	5.20	

¹ Nombre de specimens testés

Noter : 1 L'énergie de rupture calculée à partir de la surface jusqu'au 1/3 de la chute du pic de charge 2 les chiffres entre parenthèses sont les déviations s

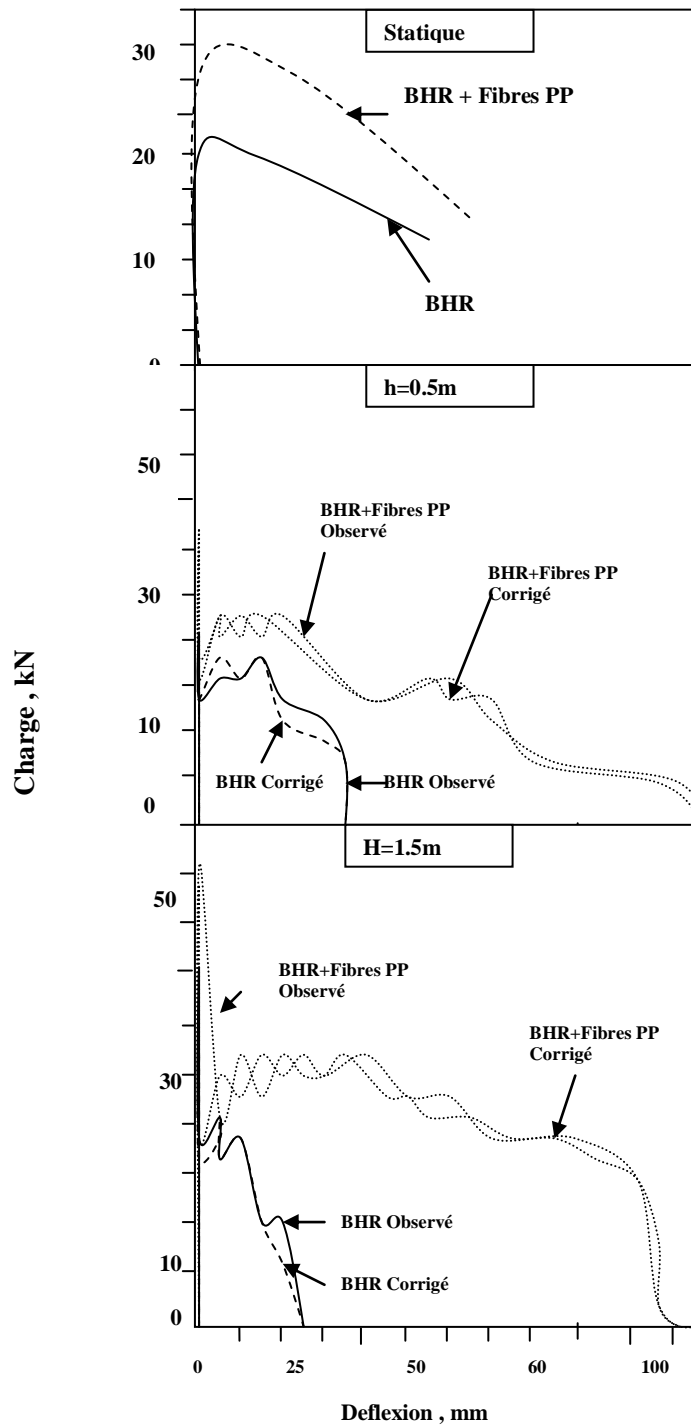


Figure 6.52—Effet de l'ajout des fibres en PP au béton haute résistance avec armatures conventionnelles

6.6.4 Comparaison Béton armé ordinaire avec fibres en polypropylène avec Béton armé haute résistance avec fibres en polypropylène

Comme il a été montré, à la fois le béton armé ordinaire et le béton armé avec fumée de silice, ont montré une amélioration avec l'ajout de fibres. L'avantage premier de l'ajout de fibres, est l'amélioration de la ténacité. Cependant en termes de pourcentage, un

gain important de la ténacité est observé dans le chargement à taux élevés. Une comparaison entre les deux types de béton est présentée sur la Figure 6.53. Sur la Figure 6.53a les pics des charges de flexion sont tracés sur une courbe en fonction des hauteurs de chute du marteau, et sur la Figure 6.53b sont présentées les énergies de rupture en fonction des hauteurs de chute du marteau.

Dans les deux types de béton, l'ajout de fibres résulte une augmentation marginale des résistances. Les bétons avec fibres ont une sensibilité au taux de déformation comme les bétons sans fibre.

Sous chargement statique aussi bien que dynamique, l'ajout de fibres implique une augmentation de la capacité d'absorption de l'énergie. Cependant, la capacité d'absorption de l'énergie est beaucoup plus grande dans le cas des bétons haute résistance avec fibres que dans les bétons ordinaires avec fibres, particulièrement à des taux élevés de charge (hauteurs élevées de chute du marteau). Une augmentation du taux cause une augmentation de l'énergie de rupture dans les bétons ordinaires avec ou sans fibre en polypropylène. Cependant, la tendance est plus complexe pour les bétons haute résistance (Figure 6.53). Pendant qu'une augmentation du taux de charge, comme observée dans le Paragraphe 6.5, entraîne une fragilité des bétons haute résistance avec barres d'armatures sans fibres, une augmentation similaire du taux de charge donne au béton haute résistance avec barres d'armatures avec fibres en polypropylène, plus de ductilité.

Ainsi la fragilité des bétons haute résistance est largement remédiée par l'ajout de fibres. Pendant que la rupture des barres d'armatures est observée fréquemment dans les bétons haute résistance avec barres d'armatures sans fibres, la rupture est plus rare dans les bétons haute résistance avec barres d'armatures avec fibres en polypropylène. L'utilisation des fibres paraît donner une distribution plus uniforme des déformations le long des barres d'armatures, évitant ainsi des concentrations élevées de contraintes, c'est-à-dire des déformations localisées élevées. Il n'est pas clair, cependant, comment sont causées les déformations localisées, des investigations sont nécessaires dans cette direction.

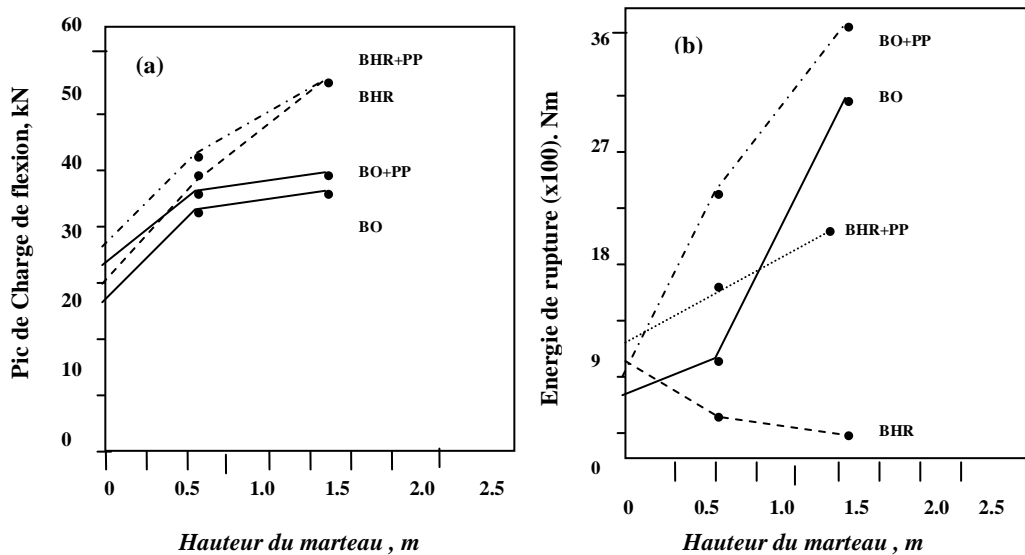


Figure 6.53 – Comparaison entre le comportement des Poutres en béton ordinaire armé (BO) renforcés de fibres PP et Les Poutres en Béton haute résistance (BHR) renforcés de fibres PP

6.6.5 Poutres pré endommagées

En pratique, le chargement à taux très élevés tel l'impact, n'arrive en général qu'occasionnellement. Habituellement, un élément de structure, avant qu'il soit sujet à un chargement de ce type, il est d'abord chargé statiquement. Puisque le calcul en charge statique, permet des fissures dans le béton, l'élément peut être pré endommagé avant qu'il soit soumis à une effort extérieur à ces taux élevés de chargement. Ainsi la sécurité globale de la structure, sous ce chargement, dépend comment ces éléments structuraux prés endommagés font face à l'effort extérieur.

Le pré endommagement est réalisé par un chargement statique en trois points de la poutre avec une déflexion de 3 mm, qui est approximativement le double de la déflexion au pic de la charge. A ce point, une fissure, en zone tendue au centre de la poutre, apparaît. Ce procédé est appliqué à la fois au béton ordinaire et béton haute résistance avec barres d'armatures avec et sans fibres de polypropylène. Les poutres sont testées en impact utilisant une hauteur de chute du marteau de 0.5 m. Les résultats sont donnés dans le Tableau 6.31.

Tableau 6.31

Comportement dynamique des poutres en béton armé pré endommagées avec et sans fibres en PP

(Hauteur de chute du Marteau (m) = 0.5m)

Béton ordinaire armé(6)¹ Béton haute résistance armé(6)¹

	Sans Fibres	Avec Fibres PP	Sans Fibres	Avec Fibres PP	
Pic de Charge de Flexion (N)	35511 (1851)	36540 (2590)	39900 (4610)	39000 (3790)	1 Nombre de spécimens testés Noter : 1 L'énergie de
Energie de rupture¹ (Nm)	590 (422)	2310 (715)	225 (135)	1234 (325)	

rupture calculée à partir de la surface jusqu'au 1/3 de la chute du pic de charge.

2 Le pré endommagement est réalisé statiquement sur les poutres à 3 mm de flèche centrale

3 les chiffres entre parenthèses sont les déviations

Les résultats pour les poutres pré endommagées ont montrés, comme prévu, beaucoup plus de dispersion que les résultats des poutres non endommagées. La tendance générale est que, pour le béton sans fibre, le pré endommagement a seulement un petit effet sur la capacité de maintien de la charge durant l'impact, mais implique une substantielle réduction dans l'énergie absorbée par les poutres. La présence des fibres élimine presque ces pertes, et la capacité d'absorption de l'énergie des poutres pré endommagées contenant des fibres est presque similaire à celle des poutres non endommagées (Tableaux 6.29 et 6.30).

L'avantage de la présence des fibres polypropylène dans les poutres pré endommagées est clairement apprécié quand ces poutres sont observées après le chargement d'impact. Dans le béton ordinaire avec barres d'armatures et le béton haute résistance avec barres d'armatures, des effritements et des désintégrations sont observés dans les poutres pré endommagées qui ont été soumises à l'impact. Cependant, avec fibres, l'extension des dommages est limitée à la fissuration seulement. Ce type de dommage est presque similaire à celui observé pour les poutres non endommagées qui ont été soumises au chargement d'impact

7. CONCLUSIONS ET PERSPECTIVES

7.1 Conclusions

(i) Les bétons en chargement sous basses températures

Il a été observé une augmentation de la résistance du béton aux basses températures par rapport aux températures ordinaires. Au même moment, Il a été aussi observé une diminution de la ténacité des bétons exposés aux basses températures.

Il y a un désaccord sur la pertinence de données de test d'arrachement de fibre (1 seule) par rapport au comportement du béton de fibre en réalité. Par opposition au test idéalisé d'arrachement d'une fibre dans la matrice où la charge est appliquée dans la direction de la fibre, en réalité, les fibres ne sont jamais alignées dans la direction de la charge et la performance des fibres individuelles peut être influencée par la présence d'autres fibres aux alentours. Néanmoins, dans la présente étude, les tendances observées dans les tests micromécaniques d'arrachement de fibre ont été qualitativement préservées dans les tests macro mécaniques.

-L'externe fragilité du béton haute résistance renforcé de fibres aux basses températures est d'actualité. Ce comportement, cependant, est relatif à la géométrie de la fibre choisie. La fibre choisie pour le but de cette étude est, en comparaison à d'autres fibres, "plus déformée".

Dans la poursuite des connaissances des hautes performances des composites cimentaires renforcés de fibres métalliques, la connaissance du lien entre les fibres et la matrice est essentielle. Beaucoup de facteurs affectent cette relation d'adhérence des fibres métalliques imbibées dans les matrices cimentaires. Bien qu'une tentative a été faite ici pour étudier certains facteurs affectant cette dernière, notre compréhension dans ce domaine reste toujours incomplète. Des efforts constants sont nécessaires vers la compréhension de la formation de l'interface fibre matrice et les mécanismes facilitant le transfert des efforts de la fibre à la matrice et vice versa. Les propriétés mécaniques de l'acier, que constituent les fibres métalliques, aux basses températures est aussi d'importance d'égale pertinence. Des efforts de recherche significatifs sont nécessaires dans ce domaine.

(ii) Les effets des taux élevés de chargement sur les différents types bétons.

La nature fragile du béton pose de sérieux problèmes dans les situations où peuvent se produire les chargements à taux élevés; dans les tests statiques conventionnels le béton montre une faible déformation de rupture en tension, et une soudaine chute de la charge

après avoir atteint le pic. Puisque le béton est un matériau sensible au taux de déformation, son comportement sous taux élevés de chargement ne peut pas être prédit par les tests statiques conventionnels. En plus, le cas des taux élevés de chargement, à cause du transfert complexe d'énergie, à cause des mécanismes de dissipation et à cause du schéma complexe d'ondes de contraintes, ne peut être considéré comme un simple cas de chargement extrême. Ainsi, des tests adéquats à taux élevés de chargement devraient être réalisés sur le béton et sur ses composés dans le but d'évaluer leurs performances à ces chargements. Des tests ont été menés dans la présente étude, et les conclusions suivantes peuvent être énoncées:

1. Une machine de test d'impact générant des taux élevés de chargement avec une masse en chute libre peut être utilisée avec succès pour mener des tests sur des poutres en béton. Cependant, les points suivants peuvent être notés:

(a) dans ces tests, la charge de contact entre le marteau et la poutre n'est pas la vraie charge de flexion de la poutre, à cause des effets d'inertie du spécimen. La charge réelle de flexion de la poutre peut être seulement d'environ 15% de la charge enregistrée du marteau.

(b) La charge enregistrée du marteau peut être corrigée à cause de l'inertie du spécimen si la distribution de l'accélération le long de la poutre est connue. Trois accéléromètres sont utilisés pour la présente étude pour ce cas. Avec des hypothèses convenables en ce qui concerne la distribution des accélérations entre deux accéléromètres, une correction convenable de la charge correspondante à la force d'inertie peut être faite. Une vérification indépendante sur la validité de cette technique est faite en instrumentant un des supports du spécimen.

(c) Une simplification considérable est possible dans la formulation mathématique, menant à l'évaluation de la force d'inertie si certaines hypothèses sont faites, concernant la distribution de l'accélération à travers toute la longueur de la poutre. Sur la base des tests menés dans la présente étude, il a été constaté que la distribution de l'accélération est linéaire dans le cas des bétons avec et sans fibre, et sinusoïdale dans le cas des bétons armés.

(d) Des tampons en caoutchouc ont été utilisés par plusieurs chercheurs comme un moyen d'éliminer la force d'inertie du spécimen. Cependant, à partir des tests que nous avons réalisés avec un tampon de caoutchouc dans le système, les accélérations de la poutre sont réduites ; d'où une réduction de la force d'inertie de la poutre, sans élimination complète de celle-ci. En plus, l'utilisation des tampons en caoutchouc réduit le taux de déformation, ce qui fausse le but du test. Et aussi, le tampon en caoutchouc absorbe de l'énergie durant le test qui devrait être considérée dans l'analyse. Les forces d'inertie sont ainsi une part intégrale des essais à taux élevés de chargement et ne peuvent être éliminées.

(e) Selon la loi de conservation de l'énergie, l'énergie perdue par le marteau doit être égale à l'énergie gagnée par la poutre. Cette loi a été examinée dans le cas de notre étude sur des poutres en béton. Il a été remarqué que, jusqu'au maximum de la charge extérieure, seulement une très petite partie de l'énergie perdue par le marteau est consommée par le spécimen sous différentes formes. Le reste de l'énergie est considérée être emmagasinée par les différentes parties de la machine. Cependant, à la fin de l'événement, une raisonnable concordance, entre l'énergie perdue par le marteau et l'énergie gagnée par la poutre, est observée. Ainsi, l'énergie, emmagasinée par la machine et ses annexes durant la période jusqu'au pic de charge, est transférée à la poutre après la période du post pic de charge.

2. Sur la base des tests de poutres en béton simple, les conclusions suivantes peuvent être tirées.

(a) Des prédictions analytiques de la réponse de poutre sollicitée à des taux élevés de chargement, peuvent être faites en se basant sur « le principe de la balance d'énergie » ou sur « le principe d'équilibre dynamique des forces ». Dans le cas du modèle basé sur le principe de la balance d'énergie suggéré dans la présente étude, les déflexions de la poutre, vitesses et autres sont sur estimées à cause de l'incapacité du modèle à prendre en compte les pertes dans la machine de test. A cause de la nature non linéaire de la courbe charge sur déflexion observée expérimentalement sous ces conditions, les solutions de simple degré de liberté classique ou de multi degrés de liberté, sont inappropriées. Pour tenir compte de cette non linéarité, une technique d'intégration par pas de temps est

proposée qui donne des résultats raisonnables. La nature de comportement non linéaire du béton est modélisée en choisissant une loi constitutive non linéaire en prenant le taux de contraintes ($\dot{\sigma}$) comme une variable indépendante. En choisissant deux différents groupes de constantes dans la loi constitutive, les différences dans les comportements du béton ordinaire et le béton haute résistance peuvent être modélisées. Le modèle a été capable aussi de prédire la nature plus fragile du béton haute résistance (avec fumée de silice) comparé au béton normal (sans fumée de silice).

(b) A la fois le béton ordinaire aussi bien que le béton haute résistance (avec fumée de silice), sont sensibles au taux de déformation. Sous taux élevés de chargement, les pics de charge de flexion aussi bien que les énergies de rupture sont significativement plus élevés que ceux obtenus par les tests statiques conventionnels. En général, sous taux élevés de chargement, les poutres ont des capacités de déformation améliorées, suggérant une augmentation des déformations à la rupture. La ténacité améliorée est probablement due la microfissuration augmentée dans le béton sous ces conditions.

(c) Une évaluation du paramètre "n" de la mécanique de rupture à partir de la pente de la courbe $\log \sigma$ par $\log \dot{\sigma}$ montre que la valeur de n diminue quand le taux de déformation est augmenté. Ceci est vrai pour le béton ordinaire ou le béton haute résistance. Dans l'intervalle dynamique de notre cas, une valeur de $n = 1.5$ pour le béton ordinaire et une valeur de $n = 2.2$ pour le béton haute résistance sont obtenues. Ces basses valeurs de n montrent le comportement hautement sensible du béton aux taux élevés de contraintes relatifs taux élevés de chargement.

(d) Le béton haute résistance avec la fumée de silice est trouvé plus rigide que le béton ordinaire sans fumée de silice. Cependant, le béton haute résistance est aussi trouvé plus fragile que le béton ordinaire. La raison la plus probable de cela est l'amélioration de l'adhérence pâte de ciment et granulats dans le béton haute résistance qui conduit à la réduction de la micro fissuration d'où la réduction de la dissipation de l'énergie. En comparant l'énergie absorbée en zone élastique jusqu'au pic de charges du béton haute résistance avec l'énergie jusqu'à la rupture on remarque que cette dernière n'est pas plus grande que la première ; ce qui implique que le béton haute résistance a une ténacité à la rupture relativement basse. Une inspection visuelle sur les surfaces fracturées du béton ordinaire, indique que les fissures prennent un chemin tortueux autour des particules de

granulats du béton. Dans le cas du béton haute résistance, les fissures traversent les particules de granulats et rare autour d'eux.

(e) Basée sur les tests à taux élevés de chargement menés sur des poutres avec entailles, il peut être conclu que K_{IC} (facteur critique d'intensité de contrainte) n'est pas un facteur constant ; une augmentation de taux de contraintes implique une augmentation de la valeur de K_{IC} . Sous taux élevés de chargement, pour les poutres avec entailles, le béton haute résistance est trouvé plus sensible que le béton ordinaire.

3. Basées sur les tests de chargement à taux élevés sur les bétons renforcés de fibres, les conclusions suivantes peuvent être tirées :

(a) L'incorporation de fibres, qu'elles soient à haut module d'élasticité comme les fibres métalliques ou à bas module d'élasticité comme les fibres en polypropylène, a donné au composite une augmentation de la ductilité à la fois dans les conditions de chargement statique ou dynamique. Cependant, les fibres métalliques avec crochets sont trouvées meilleures que les fibres droites en polypropylène. Pendant que des améliorations dans les pics de charges et les énergies de rupture dans les bétons renforcés de fibres par rapport à des bétons sans fibres, sont modérées pour le cas d'utilisation des fibres en polypropylène, des améliorations sont très importantes dans le cas d'utilisation des fibres métalliques.

(b) La différence entre les modes de rupture des deux types de fibres (métalliques et polypropylène) peut expliquer la faible performance des fibres en polypropylène par rapport aux fibres métalliques. Dans les conditions de chargement statique et dynamique, la rupture pour le cas des bétons de fibres en polypropylène se fait toujours par cassure des fibres alors dans le cas des bétons de fibres métalliques la rupture se fait le plus souvent par arrachement des fibres. Par contre, en augmentant le volume de fibres métalliques dans le béton, celles-ci se fracturent avec l'augmentation de la hauteur de chute de la masse.

(c) Les fibres, en général, sont efficaces dans les mélanges de béton ordinaire ou béton haute résistance ; cependant, les fibres métalliques donnent une meilleure amélioration du composite pour le béton haute résistance avec fumée de silice que pour le béton ordinaire

sans fumée de silice. Ceci s'explique par l'amélioration de l'adhérence fibres matrice pour le mélange de béton haute résistance (avec fumée de silice).

(d) Une différence majeure entre le comportement des deux types de fibres, est la discontinuité dans la courbe charge déflexion, précédent le pic absolu de charge pour le cas du béton de fibres métalliques, pendant que qu'aucune discontinuité n'est observée dans le cas du béton de fibres en polypropylène. La discontinuité survient comme résultat de la rupture de la matrice, qui entraîne immédiatement après une petite réduction de la charge puis une élévation de celle-ci due au pont de contraintes des fibres dans les fissures formées. L'idée que la discontinuité, observée dans le cas du béton de fibres métalliques, correspond au point de rupture de la matrice, est renforcée par l'observation que la valeur de la charge à la discontinuité est presque la même que la valeur de la charge au pic absolu dans le cas du béton sans fibre.

(e) Les tests à taux élevés de chargement d'impact sur les poutres avec entailles indiquent que la présence de fibres en polypropylène augmente la ténacité (K_{IC}).

(a) Un avantage majeur de l'ajout de fibres peut être noté dans la réduction de l'effritement et la désintégration observés dans les poutres renforcées de fibres soumises ces conditions de chargement. Les fibres, à la fois métalliques et en polypropylène, employées préservent l'intégrité des poutres.

4. Basées sur les tests de chargement à taux élevés recueillis sur des poutres en béton armé, les conclusions suivantes peuvent être tirées :

(a) Dans le cas du béton armé ordinaire avec des barres d'armatures HA, une augmentation dans le taux de chargement à partir de l'intervalle statique jusqu'aux taux élevés de chargement a donné une augmentation conséquente de l'énergie de rupture. En général, une augmentation du taux de chargement implique une augmentation dans la ductilité ou la capacité de déformation des poutres. Les pics de charge, sous chargement à taux élevés, sont plus élevés que ceux obtenus sous chargements statiques. Cependant, une fois dans l'intervalle des taux élevés de chargement, une augmentation de la hauteur

de chute de la masse (c'est-à-dire du taux de chargement), ne procure pas une augmentation conséquente des valeurs des pics de charge.

(b) En comparant la performance des barres HA dans le béton ordinaire avec les barres lisses, on peut conclure que les barres HA se conduisent relativement mieux que les barres lisses. La faible adhérence développée dans le cas des barres lisses explique cette raison. Cependant, les barres lisses sont très rarement fracturées, même à une hauteur de chute maximale de 2.3m, alors qu'environ 30% des barres HA se sont fracturées à seulement 1.5 m de hauteur de chute du marteau.

(c) L'utilisation des armatures transversales dans le béton ordinaire a donné une amélioration de la résistance pour les taux élevés de chargement. Le béton ainsi confiné, semble augmenter sa ductilité.

(d) Une augmentation dans le taux de chargement dans le cas des poutres en béton armé haute résistance a montré une diminution de sa capacité de déformation, diminuant ainsi leur ductilité. Une augmentation de la hauteur de chute du marteau, a donné une réduction des déflexions ultimes et des énergies de rupture. Ceci est contraire au comportement du béton ordinaire ou une augmentation de la hauteur de chute du marteau a donné une augmentation de l'énergie de rupture. Aussi, plus souvent à la rupture, les barres sont fracturées pour le cas du béton armé haute résistance en comparaison avec le béton armé ordinaire.

5. Basé sur les tests à taux élevés de chargement sur les poutres en béton armé contenant des fibres en polypropylène, on peut noter que la présence des fibres augmente leur ductilité. L'effet relatif des fibres en polypropylène, dans l'amélioration de la ténacité sous ces chargements, est plus important pour le béton armé haute résistance que le béton armé ordinaire. Ainsi l'ajout de fibres au béton armé haute résistance semble être un moyen efficace pour compenser le comportement plus fragile de ce type de béton sous ces chargements.

6. La présence d'armatures, que ça soit sous formes de fibres ou de barres d'armatures, tend à réduire la vitesse de fissuration.

Pour conclure, on peut dire que cette étude présente une grande quantité de données expérimentales comprenant pratiquement tous les bétons largement utilisés. Le développement d'une technique de test valide est considérée être une contribution importante puisque les données disponibles à partir d'autres sources sont souvent mises en question, ceci est dû aux incohérences dans les résultats expérimentaux. A travers l'expérimentation et des évaluations comparatives, il est possible que quelques procédures et recommandations, pour améliorer la résistance du béton soumis à des taux élevés de chargement, soient établies. Aussi, à travers l'expérimentation, le comportement, dangereusement fragile de quelques types de bétons sous ces conditions de chargement, a été noté.

7.2 Perspectives

Sur la base des travaux réalisés dans la présente étude, de futurs travaux sont recommandés dans les points suivants :

- 1- L'étude des propriétés mécaniques de l'acier, qui constitue les fibres métalliques, aux basses températures est d'importance égale à l'étude de la matrice cimentaire. Des efforts de recherche significatifs sont nécessaires dans ce domaine.
- 2- Dans l'avenir, l'étude des bétons renforcés de fibres métalliques exposés aux basses températures et soumis en même temps aux taux élevés de charges, est recommandée.
- 3- Une difficulté souvent rencontrée dans les tests à taux élevés de chargement des matériaux cimentaires est l'incomparabilité des résultats obtenus par différents chercheurs utilisant différentes méthodes expérimentales. Différents chercheurs utilisent différentes géométries de spécimens, différentes façons de générer les chargements à haut taux de contraintes et différentes conditions environnementales. Différentes machines de tests à différentes énergies perdues associées à celles-ci et différentes techniques sont utilisées pour analyser les résultats brutes. Toute cette quantité de résultats de tests devient très subjective. Donc, une tentative vers la conception d'une technique de test standard est très importante, et la recherche dans cette direction est hautement recommandée.
- 4- Dans la présente étude, seulement deux mélanges de bétons (béton ordinaire et béton haute résistance) ont été testés. Cependant les propriétés et le type de ciment, les propriétés des agrégats, la technique de mélange, les additifs, ainsi de suite, tous ont un effet considérable sur le comportement du béton soumis à ces conditions de chargement et d'environnement. L'interface pâte agrégats, qui forme un lien fragile dans le béton,

détermine aussi sa résistance et a besoin d'avantage d'étude dans ces conditions de chargement.

- 5- La prédiction analytique du comportement du béton soumis une impulsion dynamique a besoin davantage d'attention. Les études analytiques sont nécessaires particulièrement dans la région du post pic de charge. Puisque cette région correspond à la propagation de fissures ; une étude de la propagation fissure sous ces chargements doit être entreprise précédant une telle modélisation. Des études du 'process zone' sur le front de la fissure se propageant et sur les effets de la vitesse de fissuration sur une telle zone, sont aussi importantes. Une étude sur la région du post pic de charge est importante puisque une partie importante de l'énergie totale de rupture est consommée dans cette région.
- 6- A cause de leur ductilité ajoutée et leur grande capacité à absorber de l'énergie, les composites renforcés de fibres ont besoin d'être beaucoup utilisés. Cependant, nos connaissances actuelles de leurs comportements sous chargement statique aussi bien qu'en chargement dynamique ne sont qu'empiriques et d'avantage de recherches sont recommandées vers la formulation de lois constitutives comme fonction du taux de contrainte pour qu'une approche déterministe puisse être adoptée pendant la conception et le calcul avec ces matériaux. Une recherche est aussi recommandée pour déterminer la géométrie optimale des fibres, le volume optimal, ainsi de suite, pour une efficacité maximale sous taux variable de contraintes.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

Basses températures

1. NAAMAN A.E.

"Fiber reinforced concrete: State of progress at the edge of the millennium" 9th International Conference of Concrete Engineering and Technology, Concret 2006
Kuala Lumpur, Malaysia . 28 pages.

2. NAAMAN A.E

"Fiber reinforcement for concrete: looking back, looking ahead" In Proceedings of Fifth RILEM Symposium of fiber Reinforced Concrete , BEFIB 2000, Edited by P.Rossi and G. Chanvillard, September 2000, Rilem Publications, SARL, Cachan, France, pages 65-86.

3. ORTERGAARD L., LANGE D.A. , ALTOUBAT S.A., STANG H .

"Tensile basic creep of early age concrete under constant load" Cement and Concrete Research. 2001. Vol.31, n°12, p.1895-1899.

4. M. Pigeon, R. Pleau, M. Azzabi, N. Banthia

"Durability of microfiber-reinforced mortars"

Cement and Concrete Research, Volume 26, Issue 4, April 1996, Pages 601-609

5. BISSONNETTE B. , PIGEON M.

"Tensile creep at early ages of ordinary, silica fume and fiber reinforced concretes " Cement and Concrete research 1995,Vol, n°5 , 1075-1085.

6. Naaman,A.E and Najm,H.

"Bond-Slip Mechanisms of Steel Fibres in Concrete"

American Concrete Institute Material Journal, 88(2),1991,pp. 135-145

7. M. Pigeon, M. Azzabi, R. Pleau

"Can microfibers prevent frost damage?"

Cement and Concrete Research, Volume 26, Issue 8, August 1996, Pages 1163-1170

8. Michel Pigeon, Bruno Zuber, Jacques Marchand

"Freeze/thaw resistance"

Advanced Concrete Technology Set, 2003, Pages 1-17

9. Michel Pigeon, Richard Gagné, Pierre-Claude Aïtcin, Nemkumar Banthia

“Freezing and thawing tests of high-strength concretes”

Cement and Concrete Research, Volume 21, Issue 5, September 1991, Pages 844-852

10. Ulf Ohlsson, Per Anders Daerga, Lennart Elfgrén.

“Fracture energy and fatigue strength of unreinforced concrete beams at normal and low temperatures”

Engineering Fracture Mechanics, Volume 35, Issues 1-3, 1990, Pages 195-203

11. Banthia, N and Mindess, S.

“water Permeability of Cement Paste, Cement and Concrete”

Cement and Concrete Research, Vol.19, N°5, 1989, pp 726-727.

Taux élevés de chargement

1. Mainstone, R.J. and Kavyrchine, M. ; *“Part-1 . Introduction”*.

Materials and Structures , Vol .8 , No. 44, 1975, pp. 79-80.

2. Struck , W . and Voggenreiter , W. ; *“Exemples of Impact and impulsive Loading in the Field of Civil Engineering”*.

Materials and Structures , Vol. 8 , No. 44, pp . 81-87.

3. Kavyrchine , M. and struck , W . ; *“Practical Application to Testing , Design and Research”* , Materials and Structures , Vol . 8, No. 44.

4 Local Q.M. Li, S.R. Reid, H.M. Wen, A.R. Telford *“impact effects of hard missiles on concrete targets”* *“International Journal of Impact Engineering,”* Volume 32, Issues 1-4, December 2005, Pages 224-284

5 .Fariborz Vossoughi, Claudia P. Ostertag, Paulo J.M. Monteiro, George C. Johnson *“Resistance of concrete protected by fabric to projectile impact”* *Cement and Concrete Research, Volume 37, Issue 1, January 2007, Pages 96-106*

6 .Hibbert , A.P and Hannant , D.J . ; *“ Toughness of Fibre Cement Composites , ‘COMPOSITES’* Vol . 13 , No. 2 April 1982 , pp . 105 -111.

7. Suaris , A.P and Shah , S.P . ; *“Strain Rate Effects in Fibre Reinforced concrete Subjected to Impact and Impulsive loading “* , ‘COMPOSITES’ vol . 13, April 1982 pp. 153-159.

8. X.X. Zhang, G. Ruiz, R.C. Yu, M. Tarifa *“Fracture behaviour of high-strength concrete at a wide range of loading rates”* *“ International Journal of Impact Engineering, Volume 36, Issues 10-11, October- November 2009, Pages 1204-1209.*

9. Fearnough , G.D. and Joy , C.J . ; *Journal of Iron and Steel Institute , Vol . 202 , pp. 912.*

10. Radon , J.C. and Turner , C.E.; “ *Fracture Toughness Testing by Instrumental Impact Tests* “ , Journal of Engineering Fracture Mechanics , Vol . 1 , No. 3, pp. 411-428.
11. Turner C.E.;” *Measurement of Fracture Toughness Testing by Instrumental Impact Test Testing of Metals*” , ASTM TP466, American Society for Testing and Materials , pp. 165-180.
12. Venzi , S.; Priest , A.H. and May, M.J .;” *Influence of Inertial Load in Instrumented Impact Tests , Impact Testing of Metals*” ASTM STP466 American Society for Testing and Materials , pp. 165-180.
13. Saxton , H.J. , Ireland , D.R. and , server , W.L.; “*Analysis and Control of Inertial Effects during Instrumented impact testing , instrumented impact testing* “ , ASTM STP563 American Society for Testing and Materials, pp. 50-73.
14. Server, W.L.; “*Impact Three Point Bend Testing for Notched and Precracked Specimens*”, *Journal of Testing and Evaluation*, JTEVA, Vol .6, No. 1, pp. 29-34.
15. Gopalaratnam , V.S.; Shah , S.P.; and John ,Reji ; “*A Modified Instrumented Charpy Test for Cement Based Composites* “ , *Experimental Mechanics* ,Vol. 24, No . 2, 1984 pp. 102-111.
16. Hibbert , A.P .; “*Impact Resistance of Fibre Concrete*”, Ph.D. Thesis University of Surrey , England 1979.
17. Suaris , W. and Shah , S.P. .;” *Inertial Effects in Instrumented Impact Testing of Cementitious Composites* “ASTM Journal of Cement Concrete and Aggregate , March 1982 , pp. 78-83.
18. Abe , H. , Chandan , H.C . and Bradt , R.C .; “*Low Blow Charpy Impact of Silicon Carbides*” , *Bulletin of the American Ceramic Society* , Vol . 57 , No .6, pp. 587-595.
19. Iyer , K.R and Miclot , R.B .;” *Instrumented Charpy Testing for Determination of The J Integral* “ , *Instrumented Impact Testing* ,ASTM STP 563 , American Society for Testing and Materials, pp. 146-465
20. Abrams , D.A.;” *Effect of Rate of Application of Load on the Compressive Strength of Concrete*” . *Proceedings* , ASTM 17 , part 2, pp. 364-367.
21. Watstein , D.A .;” *Effect of Straining Rate on the compressive Strength and Elastic Properties of Concrete*” . *Journal of the American Concrete Institute* , Vol . 49 , No.8 , pp. 729-756.
22. Green , H.; “*Impact Strength of Concrete*” , *Proceedings of the Institution of Civil Engineers* , Vol . 28, pp. 383-396

23. C. Tiniç, E. Brühwiler “ Effect of compressive loads on the tensile strength of concrete at high strain rates” *International Journal of Cement Composites and Lightweight Concrete*, Volume 7, Issue 2, May 1985, Pages 103-108
24. M. K. Lee, B. I. G.” Barr Strength and fracture properties of industrially prepared steel fibre reinforced concrete” *Cement and Concrete Composites*, Volume 25, Issue 3, April 2003, Pages 321-332
25. F.S. Rostásy, K. Hartwich “ Compressive strength and deformation of steel fibre reinforced concrete under high rate of strain” . *International Journal of Cement Composites and Lightweight Concrete*, Volume 7, Issue 1, February 1985, Pages 21-28
26. Mindess , S; “ Rate of Loading Effects on the fracture of Cementitious materials “ in Proceedings of NATO advanced research workshop on Application of Fracture Mechanics to Cementitious Composites , Northwestern University, Evanston , Illinois , USA Sept .4-7 , 1984 , S.P.Shah ; Editor
27. Mindess , S . and Nadeau , J.S ;” Effects of Loading rate on the Flexural Strength of Mortar “, *Journal of the American Ceramic Society* , Vol . 56 , No 44 pp. 429-430.
28. Shah , S.P. and Rangan , B.V. ; “Fibre Reinforced Concrete Properties” , *Journal of The American Concrete Institute* , Vol. 68 , No . 2 pp. 126-134.
29. Naaman , A.E. and Shah , S.P. ;” Pull Out Mechanisms in Steel Fibre Reinforced Concrete” ,ASCE (Structural Division) , Vol. 102 , No.ST-8 , pp, August 1976 , pp1537-1558.
30. Ramakrishnan , V., Brandshaug , I . , Coyle , W.V. and Schrader , E.K. ; A “Comparative Evaluation of Concrete Reinforced With Straight Steel Fibres with Deformed Ends Glued Together in Bundles “, *Proceedings of the American Concrete Institute* , Vol . 77 , No 3, May-June 1980 , pp. 135-143
31. Y. Mohammadi, R. Carkon-Azad, S.P. Singh, S.K. Kaushik “Impact resistance of steel fibrous concrete containing fibres of mixed aspect ratio “ *Construction and Building Materials*, Volume 23, Issue 1, January 2009, Pages 183-189
32. Knab , L.I . and Clifton , J.P. ;” Cumulative Damage of Reinforced Concrete Subjected to Repeated Impact”, *Cement and Concrete Research* , Vol. 12, pp. 359-370
33. Bhargava , J. and Rehnstorm , A. , *Cement and Concrete Research* , V5 pp. 239-248

34. Alford , N. McN. , *Materials Science and Engineering* , 56, 3 , 1982, pp. 279-287.
35. Shah , S.P. and John , R ., in Vol . I , “*Preprints , International Conference on Fracture Mechanics of Concrete* “ , Lausanne, 1985 , pp . 373-385
36. Takeda , J . , Tachikawa , H. and Fujimoto , K. , in Proceedings , RILEM-CEB-IABSE-IASS Interassociation Symposium , “ *Concrete Structures under Impact and Impulsive Loading* “ , BAM, West Berlin , 1982 , pp. 83-91
37. Broek , D .,;” *Elementary Engineering Fracture Mechanics* “ , Martinus Nijhoff Publishers, The Netherlands , (1982). *Advanced Concrete Technology*
38. Hibbert , A.P .; “*Impact Resistance of Fibre Concrete*” , Ph.D. Thesis University of Surrey , England 1989
39. ACI Committee 544 ; “*Measurement of properties of Fibre Reinforced Concrete*” , Journal of the American Concrete Institute , vol .75 , No 7, July 1988 , pp. 283-289
40. Daves , R.M. , “*A critical study of the Hopkinson Pressure bar* “ , Philosophical Transactions , Royal Society of London , Series A, Vol . 240 , pp. 357-457
41. Transactions , Royal Society of London , Series A, Vol . 240 , pp. 357-457
Zielinsky , A.J. ;” *Model for Tensile Fracture of Concrete at High Rates of Loading*” , Cement and Concrete Research , 14(1984) , pp. 215-224.
42. Suaris , W. and Shah , S.P. ; “*Inertial Effects in Instrumented Impact Testing of Cementitious Composites* “ ASTM Journal of Cement Concrete and Aggregate, March 1982 , pp. 78-83
43. Birkimer , D.L., “ *A possible Fracture Criterion for the Dynamic Tensile Strength Of Rock* “ , Proceedings of the 12th Symposium on Rock Mechanics , University of Missouri , Nov . 1980 , pp. 573-589
44. Suaris , W . and Shah , S.P. ; “ *Properties of Concrete Subjected to Impact* “ , ASCE Structural Division , Vol . 109, No . 7, July 1983 , pp. 1727-1741
- 45 Park, R. and Paulay , T. ;” *Advanced Reinforced Concrete Structures* “ , John Wiley And Sons , 1983
46. John , R. and Shah , S.P .; “ *Fracture of Concrete Subjected to Impact Loading Cement Concrete and Aggregates*” , CCAGDP , Vol . 8 , No. 1 , Summer 1986 , pp 24-32.
47. Harris , b. , Varlow , J . and Ellis , C.D. ; “*Fracture Behaviour of Fibre Reinforced Concrete* “ Cement and Concrete Research 2 pp. 447-461.
48. Broek , D .; “*Elementary Engineering Fracture Mechanics* “ , Martinus Nijhoff Publishers, The Netherlands , (1992).

49. Park, R. and Paulay , T. ; *“Advanced Reinforced Concrete Structures “* , John Wiley And Sons , 1983.
50. ACI Committee 439 , *“ Effects of of Steel Strength and of Reinforced Ratio on the Mode of Failure and Strain Energy Capacity of Reinforced Concrete Beams”* , ACI Journal , No . 3 , Vol . 66, pp. 165-173.
51. Lubahn , J.D. and Felgar , R.P. ; *“Plasticity and creep of Metals”* . John Wiley and Sons . NewYork , 1981.

ANNEXE A

EVALUATION DE LA REPONSE DE LA POUTRE : POUTRE MODELISEE COMME UN SYSTEME A UN SEUL DE DEGRE DE LIBERTE

Hypothèses

- 1 . la poutre reste élastique jusqu'au pic de charge.
2. la pulsation extérieure (charge du marteau) peut être considérée comme pulsation sinusoïdale.
- 3 . Les déflexions de la poutre sont du premier mode.

Les équations d'équilibre dynamique

m_b : La masse généralisée de la poutre.

K est la raideur du ressort.

$P_t(t) = P_0 \sin \omega t$ est l'impulsion de la charge extérieure.

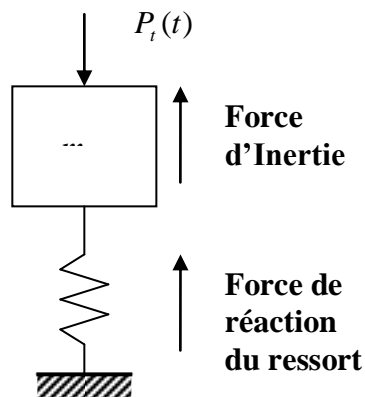


FIGURE A-1-Simple degré de liberté pour évaluer la réponse de la poutre

ω_n Est la fréquence propre de la poutre.

$u_0(t)$ Est le déplacement de la masse.

$\dot{u}_0(t)$ Est la vitesse de la masse.

$\ddot{u}_0(t)$ Est l'accélération de la masse.

$\beta = \omega / \omega_n$ Est le ratio de la fréquence.

A partir de l'équilibre vertical dans la Figure A-1 nous pouvons écrire,

$$m_b \ddot{u}_0(t) + k u_0(t) = P_0 \sin \omega t \quad (\text{A-1})$$

La solution de l'équation A-1 peut être écrite de la forme,

$$u_0(t) = A \cos \omega_n t + B \sin \omega_n t + C \sin \omega_n t \quad (\text{A-2})$$

Ou,

A et B sont des constantes dépendantes des conditions initiales et,

$$C = \frac{P_0}{m_b \omega_n^2 (1 - \beta^2)}$$

A partir de l'équation A-2 nous obtenons,

$$\dot{u}_0(t) = -\omega_n A \sin \omega_n t + \omega_n B \cos \omega_n t + C \omega \cos \omega t \quad (\text{A-3})$$

En remplaçant les conditions initiales, c'est-à-dire $u_0(t=0) = 0$ et $\dot{u}_0(t=0) = 0$ dans

l'Equation A-2 et l'Equation A-3 nous obtenons,

$$A=0 \quad (\text{A-4})$$

Et

$$B = \frac{-P_0 \beta}{m_b \omega_n^2 (1 - \beta^2)} \quad (\text{A-5})$$

En remplaçant les valeurs de A, B et C dans les Equations A-2 et A-3, nous obtenons,

$$u_0(t) = C(\sin \omega t - \beta \sin \omega_n t) \quad (\text{A-6})$$

Et,

$$\dot{u}_0(t) = C(\omega \cos \omega t - \beta \omega_n \cos \omega_n t) \quad (\text{A-7})$$

Finalement à partir (A-7) nous obtenons:

$$\ddot{u}_0(t) = C(\beta \omega_n^2 \sin \omega t - \omega^2 \sin \omega_n t) \quad (\text{A-8})$$

La masse généralisée de la poutre

Les déplacements de la poutre sont donnés par,

$$u(x,t) = u_0(t) \sin \frac{\pi x}{l} \quad \text{Dans la portée} \quad (\text{A-9})$$

$$u(y,t) = -u_0(t) \frac{\pi y}{l} \quad \text{Dans les encorbellements} \quad (\text{A-10})$$

Si δu_0 est le déplacement virtuel au centre de la poutre, alors d'après le principe du travail virtuel, nous pouvons écrire :

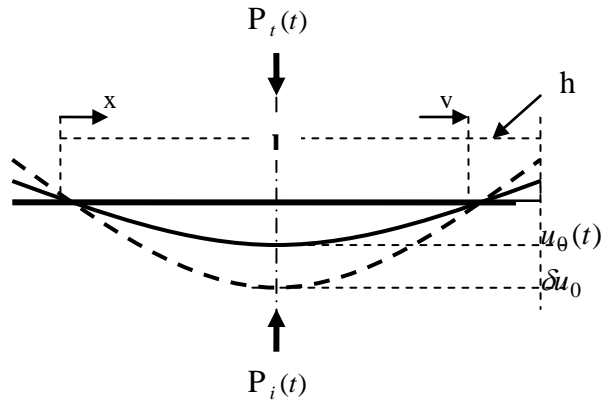


Figure A-2- Détermination de la masse généralisée

$$m_b \ddot{u}_0 \delta u_0 = \int \rho A \left[\ddot{u}_0(t) \sin \frac{\pi x}{l} \right] \left[\delta u_0 \sin \frac{\pi x}{l} \right] dx + 2 \int \rho A \left[-\ddot{u}_0(t) \frac{\pi y}{l} \right] \left[-\delta u_0 \frac{\pi y}{l} \right] dy$$

En utilisant les Equations A-9 et A-10, et en supposant que la poutre est prismatique et homogène nous pouvons écrire,

$$m_b = \frac{\rho A l}{2} + \frac{2 \rho A \pi^2 h^3}{3 l^2} \quad (\text{A-11})$$

La rigidité généralisée de la poutre

Si le déplacement est donné par l'Equation A-9 et A-10, alors la rigidité généralisée est donnée par,

$$k = \int EI [\Theta_1'(x)]^2 dx + \int EI [\Theta_2'(y)]^2 dy \quad (\text{A-12})$$

Ou $\Theta_1(x) = \sin \frac{\pi x}{l}$ et $\Theta_2(y) = -\frac{\pi y}{l}$ et

ou les primes dénotent la dérivée par rapport à x;
en résolvant l'Equation A-12, nous obtenons,

$$k = \frac{\pi^4 EI}{2 l^2} \quad (\text{A-13})$$

La fréquence propre

La fréquence propre de la poutre est donnée par,

$$\omega_n = \sqrt{\frac{k}{m_b}}$$

Ou m_b et k sont donnés respectivement par les équations A-11 et A-13.

ANNEXE B
EVALUATION DE LA REPONSE DE LA POUTRE MODELEE COMME UN SYSTEME A
PLUSIEURS DEGRE DE LIBERTE

Hypothèses

1. La poutre reste élastique jusqu'au pic de charge.
2. La poutre est prismatique et homogène.
3. la pulsation extérieure (charge du marteau) peut être considérée comme pulsation sinusoïdale.

Notations

$P_t(t) = P_0 \sin \omega t$. L'impulsion de la charge extérieure.

$u(x,t)$. Le déplacement vertical.

$\Theta_n(x)$. la forme du nième mode

$Y_n(t)$. Coordonnée généralisée nième mode.

ω_n . La fréquence propre du nième mode

P . La masse volumique du matériau.

l . La distance entre les support de la poutre.

E . Le module d'élasticité.

I . Le moment d'inertie.

A . L'aire de la section de la poutre.

$m = \rho A$. la masse par unité de longueur de la poutre

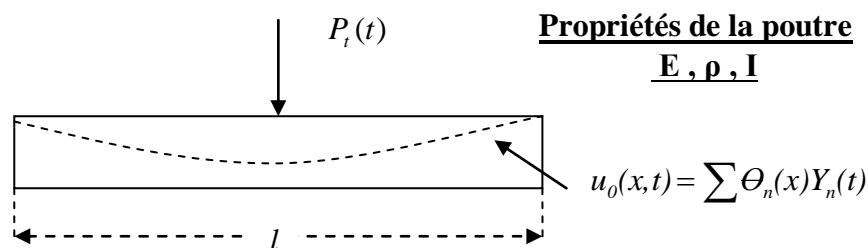


FIGURE B-1 Modèle à plusieurs degrés de liberté pour évaluer la réponse de la poutre.

Avec les hypothèses formulées, l'équation d'équilibre dynamique peut être écrite comme suit,

$$EI \frac{\delta^4 u(x,t)}{\delta x^4} + m \frac{\delta^2 u(x,t)}{\delta t^2} = P_t(t) = P_0 \sin \omega t \quad (\text{B-1})$$

Si nous choisissons la solution sous la forme :

$$u(x,t) = \sum \Theta_n(x) Y_n(t) \quad (\text{B-2})$$

En remplaçant les dérivées de $u(x,t)$ en fonction de x et par rapport au temps dans l'équation B-1, nous obtenons,

$$EI \sum \Theta_n^{iv}(x) Y_n(t) + m \sum \Theta_n(x) \ddot{Y}_n(t) = P_0 \sin \omega t \quad (\text{B-3})$$

Multipliant l'équation (B-3) par $\Theta_m(x)$, intégrant le long de l , et utilisant les conditions d'orthogonalité suivantes :

$$\int m \Theta_m(x) \Theta_n(x) dx = 0$$

$$\int EI \Theta_n^{iv}(x) \Theta_m(x) dx = 0 \quad (\text{B-4})$$

$$\int EI \Theta_n^{iv}(x) \Theta_m(x) dx = \omega_n^2 \int m \Theta_n^2(x) dx$$

Nous obtenons,

$$\ddot{Y}(t) \left[\int m \Theta_n^2(x) dx \right] + Y_n(t) \left[\omega_n^2 \int m \Theta_n^2(x) dx \right] = \int P_0 \sin \omega t \Theta_n(x) dx \quad (\text{B-5})$$

$$\int m \Theta_n^2(x) dx = M_n$$

Et,

$$\int P_0 \sin \omega t \Theta_n(x) dx = \alpha_0 P_0 \sin \omega t$$

$$\alpha_0 = 1 \text{ pour } n = 1, 5, 9, \dots$$

$$= -1 \text{ pour } n = 3, 7, 11, \dots$$

$$= 0 \text{ pour } n = 2, 4, 6, \dots$$

Avec la notation ci-dessus, l'équation (B-5) peut être écrite comme,

$$M_n Y_n(t) + \omega_n^2 M_n \ddot{Y}_n(t) = \alpha_0 P_0 \sin \omega t \quad (\text{B-6})$$

La solution de l'équation B-6

La solution générale de l'équation B-6, qui est une simple équation différentielle en t , peut être écrite comme,

$$Y_n(t) = A \cos \omega_n t + B \sin \omega_n t + \frac{\alpha_0 P_0}{M_n \omega_n^2 (1 - \beta_n^2)} \sin \omega t \quad (\text{B-7})$$

A et B sont des constantes déterminées par les conditions initiales,

Et,

$\beta_n = \omega / \omega_n$ le ratio de fréquence

Avec $Y_n(0) = 0$ et $\dot{Y}_n(0) = 0$ comme conditions initiales.

A=0

$$B = -\frac{\alpha_0 P_0 \beta_n}{M_n \omega_n^2 (1 - \beta_n^2)}$$

Avec ces constantes, l'Equation B-4 peut être écrite,

$$Y_n(t) = -\frac{\alpha_0 P_0}{M_n \omega_n^2 (1 - \beta_n^2)} \sin \omega t - \frac{\alpha_0 P_0 \beta_n}{M_n \omega_n^2 (1 - \beta_n^2)} \sin \omega t \quad \text{B-8}$$

Les formes de mode de la poutre simplement appuyée est donné par,

$$\Theta_n(x) = \sin \frac{\pi x}{l} \quad \text{B-9}$$

Avec les formes de mode données par l'Equation B-9 et les coordonnées généralisées données par l'équation B-9, l'Equation B-2 peut finalement s'écrire comme,

$$u(x,t) = \sum \sin \frac{n\pi x}{l} \left[\frac{\alpha_0 P_0}{M_n \omega_n^2 (1 - \beta_n^2)} \sin \omega t - \frac{\alpha_0 P_0 \beta_n}{M_n \omega_n^2 (1 - \beta_n^2)} \sin \omega t \right] \quad \text{B-10}$$

ANNEXE C

ANALYSE PAR PAS DE TEMPS

Notations

$P_b(t)$ Est la charge de flexion sur la poutre.

$P_i(t)$ Est la force d'inertie sur la poutre.

$P_e(t)$ Est la charge extérieure appliquée sur la poutre.

$\Delta P_b(t)$ Est l'écart de la charge de flexion durant un intervalle de temps.

$\Delta P_i(t)$ Est l'écart de la force d'inertie durant un intervalle de temps.

$\Delta P_e(t)$ Est l'écart de la charge extérieure appliquée sur la poutre durant un intervalle de temps.

Δt Est l'intervalle de temps.

$\ddot{u}_0(t)$ Est l'accélération au commencement de l'intervalle de temps.

$\dot{u}_0(t)$ Est la vitesse au commencement de l'intervalle de temps.

$u_0(t)$ Est le déplacement au commencement de l'intervalle de temps.

$\Delta \ddot{u}_0(t)$ Est l'écart de l'accélération durant un intervalle de temps.

$\Delta \dot{u}_0(t)$ Est l'écart de la vitesse durant un intervalle de temps.

$\Delta u_0(t)$ Est l'écart du déplacement durant un intervalle de temps.

m_b Est la masse généralisée de la poutre.

$K(t)$ est la rigidité tangente durant un intervalle de temps.

Hypothèses

1. La poutre est modélisée comme un système à un degré de liberté.
2. L'accélération varie linéairement durant un intervalle de temps.
3. La rigidité ne change pas durant un intervalle de temps.

Dans cette méthode, la réponse de la poutre est évaluée pour une série d'incrémentations en temps très court. La condition de l'équilibre dynamique est établie au début et à la fin de chaque intervalle et le mouvement du système durant le temps d'incrémentations est évalué approximativement sur la base de la réponse mécanique supposée

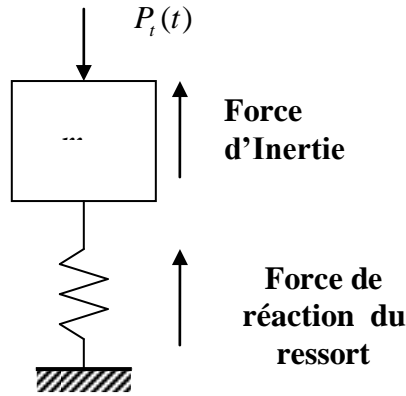


FIGURE C-1-Simple degré de liberté pour évaluer la réponse de la poutre utilisant l'analyse par pas de temps.

A partir des conditions d'équilibre dynamique à chaque temps t nous avons,

$$P_i(t) = P_t(t) + P_b(t) \quad (\text{C-1})$$

Après un court intervalle de temps la condition d'équilibre dynamique sera,

$$P_i(t + \Delta t) = P_t(t + \Delta t) + P_b(t + \Delta t) \quad (\text{C-2})$$

En soustrayant l'Equation C-1 de l'Equation C-2 nous obtenons la forme incrémentée de l'équation dynamique d'équilibre,

$$\Delta P_i(t) = \Delta P_t(t) + \Delta P_b(t) \quad (\text{C-3})$$

Ou,

$$\Delta P_i(t) = K(t)\Delta u_0(t) + m_b \Delta \ddot{u}_0(t) \quad (\text{C-4})$$

Si l'accélération est supposée varier linéairement durant un intervalle alors,

$$\Delta \dot{u}_0(t) = \dot{u}_0(t)\Delta t + 0.5\Delta \ddot{u}_0(t)\Delta t \quad (\text{C-5})$$

$$\Delta u_0(t) = \dot{u}_0(t)\Delta t + 0.5\Delta \ddot{u}_0(t)\Delta t^2 + \ddot{u}_0(t)(\Delta t^2 / 6) \quad (\text{C-6})$$

Choisissons $\Delta u_0(t)$ comme variable de base dans l'analyse nous obtenons,

$$\Delta \ddot{u}_0(t) = (6 / \Delta t^2)\Delta u_0(t) - (6 / \Delta t)\dot{u}_0(t) - 3\ddot{u}_0(t) \quad (\text{C-7})$$

$$\Delta \dot{u}_0(t) = (3 / \Delta t)\Delta u_0(t) - 3\dot{u}_0(t) - (\Delta t / 2)\ddot{u}_0(t) \quad (\text{C-8})$$

Substituant la valeur de $\Delta \ddot{u}_0(t)$ à partir de l'Equation C-7 dans l'Equation C-4 et simplifiant,

$$\{K(t) + (6 / \Delta t^2)m_b\} \Delta u_0(t) = \Delta P_t(t) + m_b [(6 / \Delta t)\dot{u}_0(t) + 3\ddot{u}_0(t)] \quad (\text{C-9})$$

Equation C-9 est l'équation de base de l'analyse par pas de temps de l'équation linéaire pour un système sans amortissement. A chaque pas, connaissant la rigidité, la vitesse et l'accélération au début de l'intervalle, l'équation C-9 peut être utilisée pour évaluer $\Delta u_0(t)$. Une fois $\Delta u_0(t)$ est connue, l'équation C-8 peut être utilisée pour trouver $\Delta \dot{u}_0(t)$. Les incréments $\Delta u_0(t)$ et $\Delta \dot{u}_0(t)$ sont ensuite additionnés au déplacement et à la vitesse au début de l'intervalle pour obtenir le déplacement et la vitesse à la fin de l'intervalle.

L'accélération au début de l'intervalle de temps, est obtenue à partir de l'équation d'équilibre dynamique au commencement de l'intervalle de temps.