

UNIVERSITÉ GRENOBLE 1 – JOSEPH FOURIER  
SCIENCES & GEOGRAPHIE

THÈSE

Pour obtenir le grade de

DOCTEUR DE L'UNIVERSITÉ JOSEPH FOURIER

**Spécialité : Terre univers et environnement**

Présentée par

Julien LORENTZ

# **Etude de la capacité de dissipation sous impact d'une structure sandwich de protection contre les chutes de blocs rocheux**

Jury

M. Jacky MAZARS	Professeur, INPG, Grenoble	Président
M. Vincent LABIOUSE	MER, EPFL, Lausanne	Rapporteur
M. Ahmad POUYA	Dir. de recherche, HDR, LCPC, Paris	Rapporteur
M. Frédéric Victor DONZE	Professeur, UJF, Grenoble	Directeur de thèse
M. Pascal PERROTIN	MCF, ESIGEC, Le Bourget du Lac	Codirecteur de thèse
M. Pierre PLOTTO	Docteur, directeur d'IMS-RN	Examineur

Thèse préparée au sein du  
Laboratoire3S, Sol, Solide, Structure de Grenoble en collaboration avec le laboratoire de  
LOCIE du Bourget du Lac et le bureau d'étude IMS RN de Mont-Bonnot



## **REMERCIEMENTS**

*Je tiens à remercier l'ensemble des membres du jury et en particulier Vincent Labiouse et Ahmad Pouya d'avoir accepté d'être rapporteurs de ma thèse.*

*La thèse a été effectuée au sein du laboratoire 3S dans l'équipe Risque et Vulnérabilité que je remercie pour m'avoir accueilli et m'avoir permis de mener à bien ce travail. Aussi, je remercie vivement le bureau d'étude IMS RN qui a initié et financé ma thèse, la structure fédérative RNVO pour son important soutien financier qui a rendu possible la réalisation de la campagne expérimentale.*

*Pendant ces trois années, j'ai particulièrement apprécié le contexte scientifique dans lequel j'ai travaillé. Je pense notamment à :*

- *Laurent Muquet, mon responsable à IMS, pour m'avoir fait connaître le monde de l'ingénierie de la protection contre les chutes de blocs et m'avoir toujours suivi de près ou de loin pour me rappeler les attentes pratiques du monde industriel.*
- *Pascal Perrotin, mon co-directeur de thèse, sans qui je n'aurais jamais mis au point l'expérimentation de lâchers de blocs. Il m'a beaucoup appris grâce à son expérience dans le domaine, mais surtout grâce à son dynamisme particulier. Merci pour cette belle collaboration que j'espère être seulement la première.*
- *Frédéric Donze, mon directeur de thèse, pour la confiance qu'il m'a accordée durant toute la thèse pour mettre en place l'expérimentation.*

*Bien évidemment la thèse est un travail personnel, mais il est le fruit de diverses rencontres qui ont permis de mettre en place le projet, de le façonner et de l'accomplir.*

*Les techniciens de laboratoire se sont énormément investis pour m'aider dans la préparation des expérimentations. Grâce à leur expérience, j'ai gagné un temps précieux sur la mise au point des protocoles expérimentaux. Je remercie en particulier Roger Sabbia et Alexandre Martin pour leur implication importante sur le site de Grésy ainsi que Laurent Michel et Dominique Gherardi, techniciens à IMS RN, qui ont également participé à la préparation des essais. Je tiens aussi à remercier Eric Piroit pour sa patience et son aide dans la gestion des véhicules pour se rendre sur le site expérimental.*

*Le déroulement de la thèse passe par des moments difficiles, pour de nombreux thésards, auxquels je n'ai pas échappé. Heureusement, j'ai été entouré par d'autres thésards pour m'aider dans les problèmes scientifiques. Je tiens à remercier tout particulièrement Thomas Gabet (mon compagnon de bureau) avec qui j'ai partagé le quotidien et beaucoup plus, mes collègues des éléments discrets, experts du code SDEC. Luc Sibille et Jean Patrick Plassiard ont été présents tout au long de la thèse pour m'aider à résoudre mes multiples problèmes numériques journaliers. Un très grand merci à Adrien, Nicolas, Florent et Adrien, stagiaires IUT, qui ont donné toute leur énergie pour mener à bien des essais d'impact dans des conditions hivernales un certain mois de janvier 2006. Je pense aussi à mon homologue thésard « impacteur de gabions » du Cemagref, Stéphane Lambert, avec qui j'ai collaboré dans une très bonne ambiance malgré des moments de détresse mutuelle sur la réalisation et l'exploitation des essais.*

*Merci à tous mes proches de m'avoir supporté et soutenu. Myriam qui a toujours été présente. Magali, Nicolas et Elsa pour m'avoir hébergé afin de me permettre de rédiger dans des conditions optimales. Jean Marc pour son aide sur le terrain lorsque je n'avais plus personne sous la main et pour ses photos qui illustrent cette thèse. Anne, Antoine, Céline, Denis, Eve, Guillaume, Jocelyne, Pascal, Sam, Sophie, Sylvie, mes collègues d'IMS et tous les autres pour être venus me soutenir lors de ma soutenance. Merci à ma famille pour m'avoir laissé libre de mon parcours et d'avoir tout fait pour me faciliter la tâche. Enfin, merci à ma mère pour avoir eu le courage de corriger mon manuscrit.*



# TABLE DES MATIERES

<b>INTRODUCTION</b>	<b>1</b>
1. CADRE GÉNÉRAL DE LA THÈSE	3
2. OBJECTIFS DU TRAVAIL DE THÈSE	4
3. ENJEUX	6
4. PARTENAIRES	7
5. ORGANISATION DU MANUSCRIT	8
<b>I. RISQUE, CHUTE DE BLOCS ROCHEUX, DYNAMIQUE : CONTEXTE GÉNÉRAL</b>	<b>11</b>
I.1 LE RISQUE ET LA SOCIÉTÉ	13
<i>I.1.1 La notion du risque</i>	13
<i>I.1.2 L'aléa</i>	13
<i>I.1.3 La vulnérabilité</i>	14
<i>I.1.4 Le risque</i>	14
<i>I.1.5 La catastrophe</i>	15
I.2 RISQUES NATURELS : LES CHUTES DE BLOCS ROCHEUX	15
<i>I.2.1 Répartition des risques naturels</i>	15
<i>I.2.2 Enjeux spécifiques à la montagne</i>	16
<i>I.2.3 Mouvement de terrain particulier : les chutes de blocs rocheux</i>	17
<i>I.2.4 La protection</i>	19
I.2.4.1 Prévision, prévention, zonage	19
I.2.4.2 Protection temporaire active	20
I.2.4.3 Protection permanente active	21
I.2.4.4 Protection temporaire passive et réglementation	22
I.2.4.5 Protection permanente passive	23
I.2.4.5.1 Les grillages ou filets de protection	24
I.2.4.5.2 Les dispositifs amortisseurs	25
I.2.4.5.3 Les merlons ou digues pare-blocs	26
I.2.4.5.4 Casquette ou galerie pare-blocs	28
I.2.4.5.5 Les écrans à structure rigide	30
I.3 LA DYNAMIQUE DE L'IMPACT	31
<i>I.3.1 Quelques définitions</i>	31
<i>I.3.2 Les modèles</i>	33
I.3.2.1 Théorie du choc	33
I.3.2.2 Approches élastiques : théorie de Hertz	34
I.3.2.3 Approche élastique plastique	37
I.3.2.3.1 Contact plastique	37
I.3.2.3.2 Le modèle Tonello	37
I.3.2.4 Modèle du CEB	38
I.3.2.5 Modèle mécanique simplifié	39
I.3.2.6 Une approche de détermination de la force d'impact	40
I.3.2.7 Formulation de l'Eurocode	41
<i>I.3.3 Les expérimentations d'impact</i>	42
I.3.3.1 Essais sur filets ASM	42

I.3.3.2	Essai d'impact direct sur matériau granulaire	43
I.3.3.2.1	Essais à l'école polytechnique fédérale de Lausanne	43
I.3.3.2.2	Essai à l'école polytechnique de Milan	45
I.3.3.3	Essai d'impact sur structures composites	46
I.3.3.4	Essais d'impact sur une dalle pare-blocs	48
I.3.4	<i>Les modèles numériques</i>	50
I.3.4.1	Les éléments finis	50
I.3.4.2	Les éléments discrets	50
I.3.5	<i>La pratique de l'ingénieur</i>	52
I.4	BILAN	53

## II. PRÉ-ÉTUDE ET PRÉSENTATION DE LA CAMPAGNE EXPÉRIMENTALE

		<b>55</b>
II.1	PRÉ-CAMPAGNE EXPÉRIMENTALE D'IMPACT : CHOIX DES MATÉRIAUX ET VALIDATION DU PRINCIPE GÉNÉRAL	57
II.1.1	<i>Matériaux et configurations testés</i>	57
II.1.2	<i>Le dispositif</i>	58
II.1.2.1	Le châssis de réception	58
II.1.2.2	L'acquisition de la force d'impact	59
II.1.2.3	Le système de largage	60
II.1.2.4	Résultat obtenu	60
II.1.3	<i>Résultats de la pré-campagne expérimentale</i>	61
II.1.3.1	Les matériaux granulaires	61
II.1.3.2	Influence de la dalle de répartition	63
II.1.4	<i>Bilan de la pré-étude</i>	66
II.2	PRÉSENTATION DE L'ÉTUDE EXPÉRIMENTALE : ESSAI D'IMPACT	67
II.2.1	<i>Présentation du dispositif</i>	67
II.2.1.1	Site d'essai	67
II.2.1.2	Description des matériaux utilisés	68
II.2.1.2.1	Objectif	68
II.2.1.2.2	La grave	69
II.2.1.2.3	Les pneus de voiture	69
II.2.1.2.4	Les chaussettes de géotextile	70
II.2.1.2.5	Les dalles béton armé	70
II.2.1.3	Les éléments du dispositif	71
II.2.1.3.1	L'impacteur	71
II.2.1.3.2	Le socle en béton	72
II.2.1.3.3	Le coffrage	73
II.2.1.4	Système de largage	73
II.2.2	<i>Instrumentation et définition des grandeurs mesurées</i>	74
II.2.2.1	Les capteurs	74
II.2.2.2	Le temps de sollicitation	76
II.2.2.3	La profondeur de pénétration	76
II.2.3	<i>Les essais réalisés</i>	77
II.2.4	<i>Validation du dispositif</i>	80
II.2.4.1	Essais d'impact direct sur une couche de grave	80
II.2.4.2	Comparaison avec les résultats de S. Montani	82
II.2.4.2.1	Caractérisation de la grave : essais triaxiaux	83
II.2.4.2.2	Comparaison	87
II.2.4.3	Validation de la mesure des efforts transmis	88

II.2.4.3.1	Influence du socle support	88
II.2.4.3.2	Mesure de l'effort transmis	91
II.2.5	<i>Bilan</i>	92
II.3	CONCLUSION	92
<b>III.</b>	<b>ETUDE EXPÉRIMENTALE DE L'OUVRAGE DE PROTECTION</b>	
<b>SANDWICH</b>		<b>95</b>
III.1	PROCESSUS DE SÉLECTION D'UNE STRUCTURE DE TYPE SANDWICH	97
III.1.1	<i>Ouvrage sandwich 1</i>	97
III.1.1.1	Protocole de mise en place	97
III.1.1.2	Analyse de l'ouvrage sandwich 1 impacté à 32 kJ	99
III.1.2	<i>Ouvrage composite 2</i>	102
III.1.3	<i>Ouvrage sandwich 3</i>	105
III.1.3.1	Mise en place	105
III.1.3.2	Résultats	106
III.1.4	<i>Bilan</i>	108
III.2	ETUDE DÉTAILLÉE DE L'OUVRAGE SANDWICH DE RÉFÉRENCE (OUVRAGE 1)	110
III.2.1	<i>Comportement statique</i>	110
III.2.1.1	Essai de compression sur une colonne de pneus	110
III.2.1.1.1	Dispositif	110
III.2.1.1.2	Résultats	111
III.2.1.2	Essai de compression sur la structure sandwich	112
III.2.1.2.1	Dispositif	112
III.2.1.2.2	Résultats	113
III.2.2	<i>Comportement dynamique de l'ouvrage sandwich 1</i>	115
III.2.2.1	Effort transmis en fonction de l'énergie cinétique	115
III.2.2.2	Analyse des déplacements	118
III.2.2.3	Efforts et déplacements	123
III.2.2.4	Analyse de l'endommagement des dalles en béton armé	125
III.2.2.4.1	Fissuration du béton	125
III.2.2.4.2	Plastification des nappes d'acier	127
III.2.2.5	Comportement de la structure sandwich après plusieurs impacts	128
III.3	EXTENSION POUR DES ÉNERGIES PLUS IMPORTANTES : LE DOUBLE SANDWICH	130
III.3.1	<i>Les déplacements</i>	131
III.3.2	<i>Efforts transmis</i>	135
III.3.3	<i>Bilan</i>	136
III.4	COMPARAISON	136
III.4.1	<i>Impact direct sur un mur en béton [EMPA 1960]</i>	136
III.4.2	<i>Impact direct sur une couche de grave [Montani 1998]</i>	137
III.5	CONCLUSION	138
<b>IV.</b>	<b>SIMULATION NUMÉRIQUE DE LÂCHERS DE BLOCS SUR L'OUVRAGE</b>	
<b>SANDWICH</b>		<b>141</b>
IV.1	LA MÉTHODE AUX ÉLÉMENTS DISCRETS : SDEC	143
IV.1.1	<i>SDEC : Spherical Discrete Element Code</i>	143
IV.1.2	<i>Intégration du principe fondamental de la dynamique</i>	144
IV.1.3	<i>Les interactions</i>	146
IV.1.3.1	Gestion	146

IV.1.3.2	Résolution de l'interaction	146
IV.1.3.3	Modèle d'interaction	147
IV.1.3.3.1	Raideur des interactions	147
IV.1.3.3.2	Modèle linéaire de l'interaction	148
IV.1.3.3.3	Critère de Mohr-Coulomb	149
IV.1.4	<i>Gestion des rotations : la Loi de Transfert de Moment (LTM)</i>	150
IV.1.5	<i>Conditions de convergence</i>	152
IV.1.5.1	Pas de temps critique	152
IV.1.5.2	Amortissement non visqueux	153
IV.1.6	<i>Génération de la géométrie</i>	153
IV.1.7	<i>Procédure de désordre</i>	154
IV.2	CALAGE DES PARAMÈTRES	156
IV.2.1	<i>Introduction</i>	156
IV.2.2	<i>Grave</i>	157
IV.2.2.1	Présentation des essais triaxiaux	157
IV.2.2.2	Détermination de la vitesse de chargement	158
IV.2.2.3	Calage des paramètres élastiques	159
IV.2.2.4	Calage des paramètres plastiques	159
IV.2.2.4.1	Angle de frottement local $\Phi_i$	160
IV.2.2.4.2	Coefficient de raideur en roulement $\beta_r$ et angle de frottement local $\Phi_i$	160
IV.2.2.5	Bilan	162
IV.2.3	<i>Colonne de pneus</i>	163
IV.2.3.1	Présentation de l'essai de compression	163
IV.2.3.2	Résultats du modèle	164
IV.2.4	<i>Dalle béton armé</i>	166
IV.2.4.1	Essais de compression-traction simple	167
IV.2.4.2	Essais de flexion	168
IV.3	SIMULATION D'UN IMPACT SUR L'OUVRAGE SANDWICH	172
IV.3.1	<i>Présentation du dispositif</i>	172
IV.3.2	<i>Résultats</i>	174
IV.3.3	<i>Discussion</i>	180
IV.4	BILAN ET PERSPECTIVES	181
<b>CONCLUSION</b>		<b>185</b>
<b>BIBLIOGRAPHIE</b>		<b>191</b>
<b>LISTE DES FIGURES</b>		<b>201</b>
<b>LISTE DES TABLEAUX</b>		<b>207</b>
<b>ANNEXES</b>		<b>209</b>

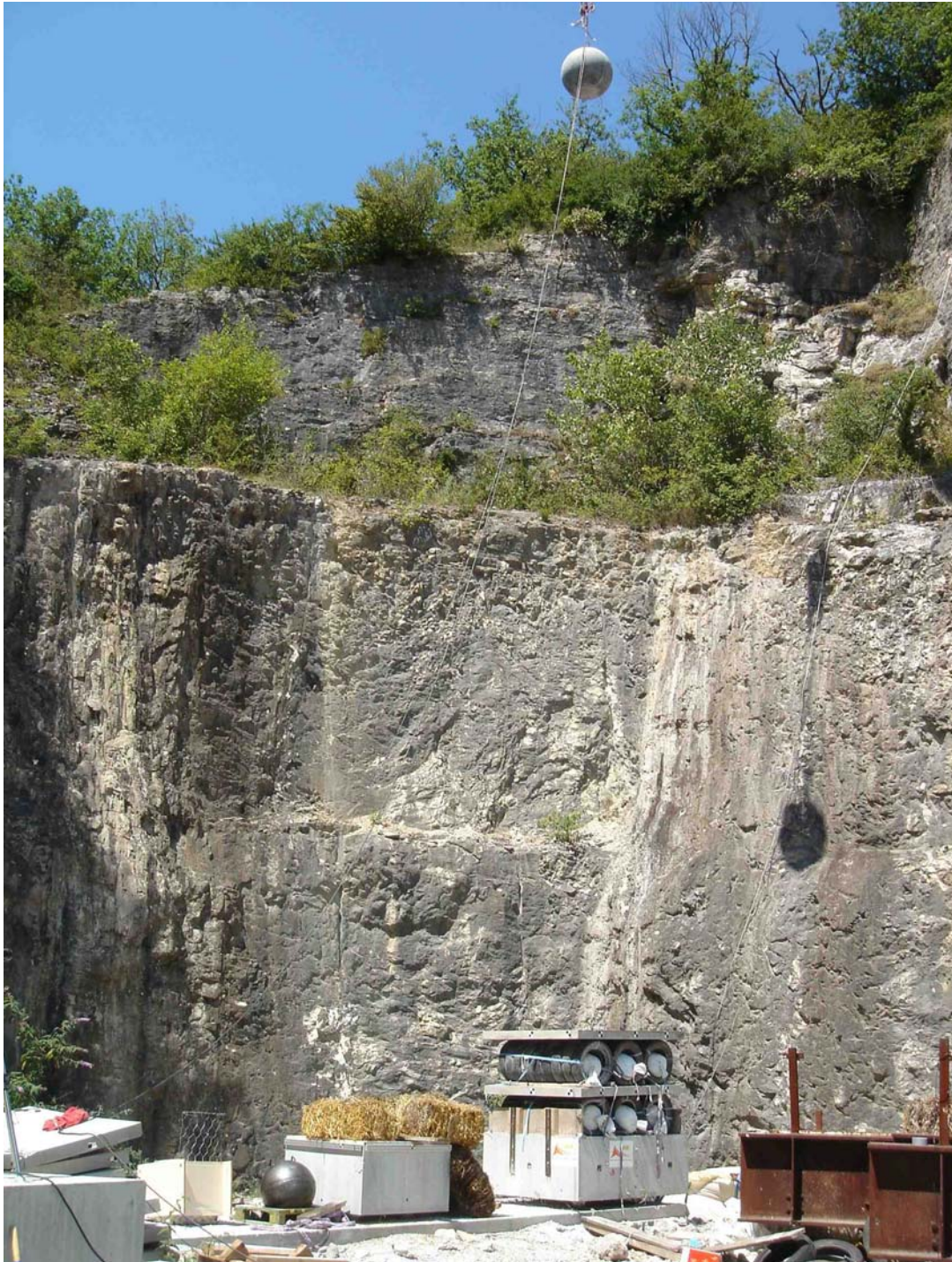


# Introduction



*Introduction*

**1. CADRE GÉNÉRAL DE LA THÈSE ..... 3**  
**2. OBJECTIFS DU TRAVAIL DE THÈSE..... 4**  
**3. ENJEUX..... 6**  
**4. PARTENAIRES ..... 7**  
**5. ORGANISATION DU MANUSCRIT..... 8**



## **1. Cadre général de la thèse**

En zones de montagne, les risques naturels représentent une part importante des dangers auxquels sont exposés les hommes. La géomorphologie de ces zones favorise les risques gravitaires tels que les mouvements de terrain, les avalanches, les crues torrentielles ou les chutes de blocs rocheux. Ces dernières sont très largement associées aux zones montagneuses de part la présence de nombreuses falaises, mais elles sont aussi très fréquentes le long des routes vers des zones d'escarpement naturel ou d'excavation. Elles occasionnent chaque année de nombreux dégâts comme la fermeture de routes, autoroutes ou axes ferroviaires. Par exemple, l'autoroute suisse du Gothard, l'un des principaux axes routiers entre l'Italie et le nord de l'Europe, a été fermée durant 3 semaines à la suite d'un éboulement survenu le 31 mai 2006 bloquant de nombreux touristes lors du week-end de la Pentecôte.

Depuis une cinquantaine d'années, les régions de montagne ont connu un essor considérable. L'économie du tourisme a permis un développement important comme la vallée de la Tarentaise en Savoie. Cela a entraîné une augmentation d'implantation d'infrastructures dans des zones exposées à des aléas et plus particulièrement aux chutes de blocs rocheux. La vulnérabilité de ces zones s'en est donc trouvée augmentée. Les maires des communes, étant responsables face aux risques naturels, ont le devoir de protéger les zones connues à risque. Dans le cas contraire, ils seront désignés comme coupables car la société actuelle accepte de plus en plus difficilement que des événements naturels puissent entraîner des conséquences sur le quotidien et encore moins des pertes en vie humaine.

Pour garantir un maximum de protection des populations, une prise en charge effective des risques naturels est plus que nécessaire. La partie opérationnelle est effectuée par différents organismes de gestion. Il incombe à la communauté scientifique d'étudier et de comprendre les phénomènes liés aux risques naturels afin de développer des méthodes et des outils pour garantir la protection de la population.

Pour se protéger contre les chutes de blocs rocheux, différentes technologies de structures de protection [LCPC 2001] peuvent être utilisées comme parade de protection passive (chapitre I). Le choix dépend de critères liés aux contraintes topographiques du site et à la gamme d'énergie à dissiper par l'ouvrage.

Les écrans de filets déformables, de type ASM, sont les plus utilisés aujourd'hui comme type de protection passive contre les chutes de blocs rocheux. Leur capacité d'absorption d'énergie s'étend de quelques centaines de kilojoules à 5 000 kJ [Heierli 1981]. Le principe de

fonctionnement de ces filets est de convertir l'énergie cinétique du bloc en énergie de déformation élastique et plastique grâce à une large déformation de la structure interne.

Pour des énergies cinétiques plus importantes, des merlons sont plus appropriés [Descoedres 1999]. Leurs capacités d'absorption d'énergie s'étendent jusqu'à 50 000 kJ. Le bloc rocheux est arrêté grâce à la grande inertie de la structure. L'inconvénient est la grande emprise au sol nécessaire à l'implantation de ce type d'ouvrage.

L'augmentation croissante de la population en zones urbaines proches des montagnes, comme dans la région grenobloise, impose de construire des infrastructures dans des zones constructibles sous réserve de réalisation de protection. Il y a donc un réel enjeu sur la conception d'ouvrages de protection adaptés comme les ouvrages dissipatifs de faible épaisseur.

## **2. Objectifs du travail de thèse**

Le travail de thèse s'inscrit dans le domaine de la protection permanente passive contre les chutes de blocs rocheux. Au lieu de développer un ouvrage fortement renforcé pour résister sans endommagement à un impact, l'objectif est d'analyser un nouvel ouvrage de protection de faible épaisseur permettant de dissiper l'énergie cinétique lors de l'impact par déformation interne pour arrêter le bloc rocheux. L'ouvrage sera plutôt adapté pour des chutes de blocs de petits volumes. La capacité d'absorption visée est de l'ordre de plusieurs centaines de kilojoules et sera définie durant le travail de thèse.

Pour étudier l'ouvrage, deux échelles d'expériences de lâcher de blocs ont été choisies, d'une part une expérience à échelle réduite qui permettra de faire un choix des constituants (appelée pré étude), d'autre part une expérimentation en vraie grandeur afin de valider les phénomènes de dissipation d'énergie.

Pour cette deuxième étude qui aura pour but de valider l'ouvrage, nous cherchons à déterminer l'intensité des efforts transmis par l'ouvrage en fonction de différentes énergies cinétiques. La connaissance de ces efforts transmis permettra de dimensionner de façon rigoureuse la fondation ou la structure d'appui.

En parallèle, des simulations numériques de la réponse dynamique de l'ouvrage seront entreprises grâce à la méthode des éléments discrets. Cette méthode est choisie, car elle permet de représenter facilement les matériaux granulaires et l'endommagement lors d'impacts.

## L'ouvrage sandwich

La structure de protection envisagée est une structure multicouche composée d'une dalle amont en béton armé (face impactée) associée à une couche de matériau granulaire mise en place verticalement de manière spécifique et d'une structure aval de reprise des efforts ; les informations sur la mise en place du matériau granulaire figurent dans le chapitre III. Les deux premières couches représentent le système dissipatif où l'endommagement est toléré. A la suite d'un impact, si l'endommagement est important, il sera remplacé en totalité ou en partie.

Ce système repose sur une structure d'appui qui ne fait pas partie du système de dissipation. En dissipant l'énergie d'impact, le système dissipatif permet de diminuer la transmission des efforts afin d'éviter le surdimensionnement de la structure d'appui. Ainsi, cette structure d'appui sera conçue pour ne jamais être endommagée afin d'assurer une protection permanente. (Figure 1)

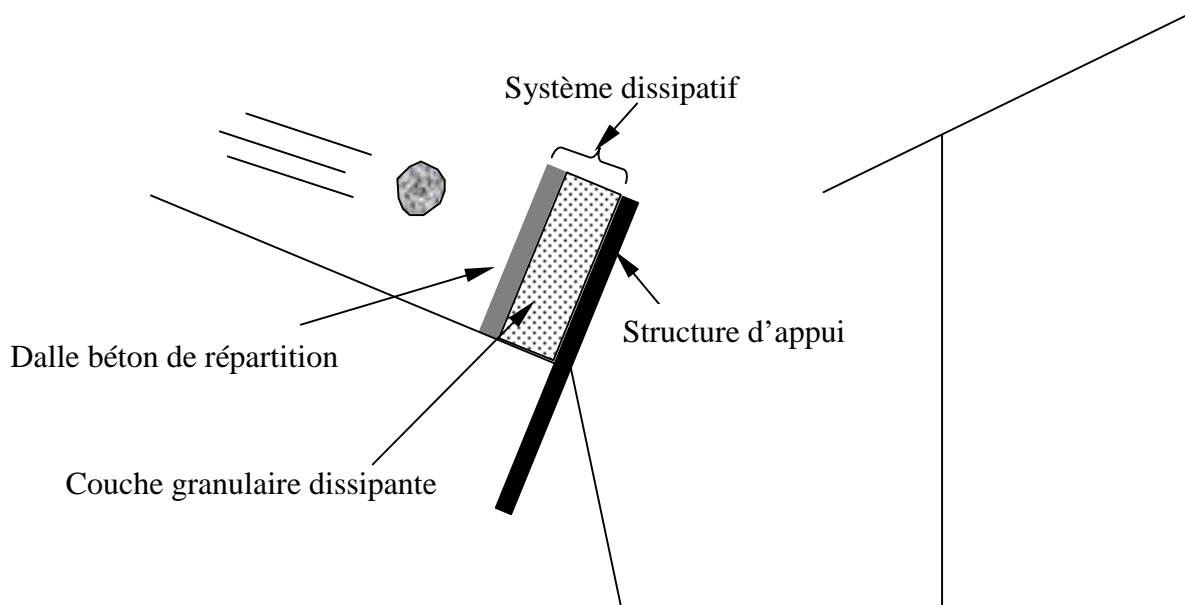


Figure 1 : Schéma de principe de la structure composite

Le processus de dissipation repose sur deux étapes :

- La dalle en béton armé est impactée et transmet, en répartissant, l'effort localisé sur une deuxième couche déformable. L'endommagement de cette dalle est accepté et pris en compte dans le processus de dissipation ; en effet, une partie de l'énergie peut être dissipée par la déformation des aciers [Perrotin 2002] [Mougin 2005], poinçonnement, compaction et flexion du béton [Burlion 2001]. Mais surtout, la dalle joue le rôle de répartiteur de la force d'impact sur la deuxième couche.

- La couche dissipative, composée dans notre étude de matériau granulaire, se déforme sur une importante surface et le frottement entre les grains a pour conséquence de dissiper une grande partie de l'énergie [Montani 1998]. Plus la structure se déforme, plus le processus de friction est important du fait d'un réarrangement des grains, et donc plus l'efficacité de dissipation de la structure est grande. Cette couche doit donc être dans un état plutôt lâche pour permettre au matériau granulaire de se réarranger en se contractant.

## **Avantages**

La structure de protection contre les chutes de blocs envisagée lors de cette thèse devra s'adapter à des protections d'habitations individuelles ou des voies de communications pour des énergies cinétiques de l'ordre de plusieurs centaines de kilojoules. Voici une description des principaux avantages :

- Faible transmission des efforts dans la structure d'appui. Ceci est l'objectif principal du système dissipatif.
- Faible épaisseur de la partie dissipative, de l'ordre du mètre. Elle permet donc une implantation aisée en milieu urbain ou péri-urbain où les problèmes fonciers représentent un réel enjeu.
- Faible coût. Les matériaux mis en œuvre sont des matériaux courants ou revalorisés : grave, pneus usagés, géotextile, dalle béton armé classique.
- Les éléments constituant le système dissipatif doivent être facilement remplaçables à l'aide de moyens de manutention légers.
- La structure est totalement étanche vis-à-vis des petits éléments. Le risque résiduel est alors inexistant.
- La structure peut avoir une durabilité importante.

## **3. Enjeux**

Le travail de thèse répond à différentes attentes :

### **Attentes scientifiques :**

La dynamique de l'impact reste encore un problème ouvert engendrant de nombreuses recherches. La connaissance des efforts dynamiques transmis par une structure de protection contre les chutes de blocs rocheux en fonction de l'énergie cinétique incidente présente un réel enjeu. Cette connaissance permettra un dimensionnement rigoureux de l'ouvrage de

protection en prenant en compte les phénomènes dynamiques. De plus, la connaissance des mécanismes de dissipation lors d'un impact est importante pour arriver à optimiser une conception. Mais le calage d'un modèle numérique fiable pour rendre compte de tels phénomènes est également une préoccupation importante.

**Attentes technologiques :**

Pour concevoir un ouvrage composé d'une couche rigide de répartition sur une couche déformable granulaire, il est nécessaire de trouver des matériaux adaptés ayant les caractéristiques physiques et mécaniques requises. Par exemple, les matériaux utilisés doivent être inertes pour assurer une pérennité de l'ouvrage. Aussi, pour contenir le matériau granulaire et lui permettre une large déformation, une mise en œuvre appropriée doit être trouvée. A cela, il convient de rajouter la fiabilité d'un système complet.

**Attentes économiques :**

Du fait même du contexte dans lequel s'est déroulé le travail de thèse (financé par un bureau d'étude), la préoccupation économique est toujours restée présente. C'est pourquoi, nous avons choisi de prendre des matériaux revalorisés tels que des pneus de voitures usagés, de la grave facilement disponible sur site. Aussi, le système doit être conçu pour être facilement mis en place.

## **4. Partenaires**

Le projet de concevoir et d'étudier l'ouvrage de protection sandwich résulte d'une collaboration entre le monde de la recherche universitaire et le monde industriel.

Du côté de la recherche universitaire, le projet s'intègre dans la structure fédérative de recherche RNVO (Risques Naturels et Vulnérabilité des Ouvrages). RNVO regroupe plusieurs équipes de différents laboratoires de recherche pour étudier les risques naturels tels que les glissements de terrain, les avalanches de neige ou les chutes de blocs rocheux. Pour étudier l'ouvrage de protection contre les chutes de blocs rocheux, le laboratoire 3S (Sol Solide Structure) à Grenoble en Isère est associé au laboratoire du LOCIE (Laboratoire Optimisation de la Conception et Ingénierie de l'Environnement) au Bourget du Lac en Savoie. Dans le cadre de ce projet, le laboratoire 3S est plus particulièrement spécialisé dans les travaux de modélisation des structures soumises à des sollicitations dynamiques alors que le laboratoire du LOCIE est spécialisé dans la mise en œuvre et acquisition de données d'essais expérimentaux d'impact.

Du côté industriel, la thèse est financée en partie par le bureau d'étude IMS-RN expert dans les mouvements de sols et les risques naturels. Le siège social est situé à Mont-Bonnot en

Isère et différents bureaux sont implantés en France, aux Antilles, en Amérique Centrale et Afrique du Nord. IMS-RN est à la base du projet. Il a permis de définir les grandes lignes directrices et de confronter les avancées de la recherche universitaire aux besoins de l'ingénierie dans le secteur de la protection passive contre les chutes de blocs rocheux.

## **5. Organisation du manuscrit**

Le travail de thèse s'inscrivant dans le domaine de la protection contre les risques naturels tels que les chutes de blocs rocheux, le chapitre I présente d'abord les notions de risque appliquées aux chutes de blocs rocheux, puis les différentes techniques de protection existantes. Pour étudier le comportement de l'ouvrage sandwich, une campagne expérimentale dynamique est menée. L'étude bibliographique du chapitre I porte donc aussi sur la dynamique de l'impact, les modèles utilisables, les expérimentations d'impact réalisées sur des ouvrages de protection proches de celui envisagé. Enfin, les études numériques adaptées à la dynamique sont exposées.

Le chapitre II décrit l'étude menée avant d'entreprendre les essais de lâcher de blocs à l'échelle 1. Une pré-campagne expérimentale de lâchers de blocs sur modèle réduit permet de choisir le matériau granulaire à utiliser comme couche de dissipation. Ensuite, le dispositif expérimental de lâchers de blocs à l'échelle 1 est présenté ainsi que l'instrumentation associée. Enfin, une dernière partie explique comment le dispositif a été validé avant d'entreprendre la campagne expérimentale en vraie grandeur.

Le chapitre III décrit l'étude expérimentale de lâchers de blocs sur le mur sandwich. Une partie est consacrée au processus de sélection de l'ouvrage sandwich le plus dissipatif. Ensuite, une analyse détaillée de l'ouvrage retenu est entreprise. Le comportement statique et dynamique après un ou plusieurs impacts sont étudiés. Enfin, une nouvelle solution est proposée pour dissiper l'énergie : le double sandwich.

Le Chapitre IV présente les simulations numériques menées grâce à la méthode des éléments discrets. Celle-ci est, tout d'abord, présentée, puis une procédure de calage des paramètres locaux des éléments discrets, pour représenter le comportement mécanique macroscopique, est réalisée grâce à des essais quasi-statiques. Enfin, la méthode est validée sur les essais de lâchers de bloc réalisés lors de la campagne expérimentale à l'échelle 1.



## *Introduction*

## *Introduction*

# **I. Risque, chute de blocs rocheux, dynamique : Contexte général**

<b>I.1</b>	<b>LE RISQUE ET LA SOCIÉTÉ.....</b>	<b>13</b>
I.1.1	LA NOTION DU RISQUE.....	13
I.1.2	L'ALÉA.....	13
I.1.3	LA VULNÉRABILITÉ .....	14
I.1.4	LE RISQUE .....	14
I.1.5	LA CATASTROPHE.....	15
<b>I.2</b>	<b>RISQUES NATURELS : LES CHUTES DE BLOCS ROCHEUX.....</b>	<b>15</b>
I.2.1	RÉPARTITION DES RISQUES NATURELS .....	15
I.2.2	ENJEUX SPÉCIFIQUES À LA MONTAGNE.....	16
I.2.3	MOUVEMENT DE TERRAIN PARTICULIER : LES CHUTES DE BLOCS ROCHEUX.....	17
I.2.4	LA PROTECTION.....	19
I.2.4.1	<i>Prévision, prévention, zonage .....</i>	<i>19</i>
I.2.4.2	<i>Protection temporaire active.....</i>	<i>20</i>
I.2.4.3	<i>Protection permanente active.....</i>	<i>21</i>
I.2.4.4	<i>Protection temporaire passive et réglementation .....</i>	<i>22</i>
I.2.4.5	<i>Protection permanente passive .....</i>	<i>23</i>
I.2.4.5.1	Les grillages ou filets de protection .....	24
I.2.4.5.2	Les dispositifs amortisseurs .....	25
I.2.4.5.3	Les merlons ou digues pare-blocs .....	26
I.2.4.5.4	Casquette ou galerie pare-blocs.....	28
I.2.4.5.5	Les écrans à structure rigide.....	30
<b>I.3</b>	<b>LA DYNAMIQUE DE L'IMPACT .....</b>	<b>31</b>
I.3.1	QUELQUES DÉFINITIONS .....	31
I.3.2	LES MODÈLES .....	33
I.3.2.1	<i>Théorie du choc.....</i>	<i>33</i>
I.3.2.2	<i>Approches élastiques : théorie de Hertz .....</i>	<i>34</i>
I.3.2.3	<i>Approche élastique plastique .....</i>	<i>37</i>
I.3.2.3.1	Contact plastique .....	37
I.3.2.3.2	Le modèle Tonello .....	37
I.3.2.4	<i>Modèle du CEB .....</i>	<i>38</i>
I.3.2.5	<i>Modèle mécanique simplifié.....</i>	<i>39</i>
I.3.2.6	<i>Une approche de détermination de la force d'impact.....</i>	<i>40</i>
I.3.2.7	<i>Formulation de l'Eurocode.....</i>	<i>41</i>
I.3.3	LES EXPÉRIMENTATIONS D'IMPACT .....	42
I.3.3.1	<i>Essais sur filets ASM.....</i>	<i>42</i>
I.3.3.2	<i>Essai d'impact direct sur matériau granulaire.....</i>	<i>43</i>
I.3.3.2.1	Essais à l'école polytechnique fédérale de Lausanne.....	43
I.3.3.2.2	Essai à l'école polytechnique de Milan.....	45
I.3.3.3	<i>Essai d'impact sur structures composites .....</i>	<i>46</i>
I.3.3.4	<i>Essais d'impact sur une dalle pare-blocs .....</i>	<i>48</i>
I.3.4	LES MODÈLES NUMÉRIQUES .....	50
I.3.4.1	<i>Les éléments finis .....</i>	<i>50</i>
I.3.4.2	<i>Les éléments discrets.....</i>	<i>50</i>
I.3.5	LA PRATIQUE DE L'INGÉNIEUR .....	52
<b>I.4</b>	<b>BILAN .....</b>	<b>53</b>

Ce chapitre a pour objectif de décrire le contexte général dans lequel s'inscrit le travail de cette thèse. La première partie a pour objectif de présenter la notion de risque dans sa dimension humaine. Ensuite, une description du contexte des risques naturels appliqués aux chutes de blocs rocheux sera effectuée. Les différents moyens et techniques de protection existants à ce jour seront exposés. Puis, une partie de la bibliographie décrira les différents modèles utilisés pour prédire la réponse des ouvrages de protection soumis à une sollicitation dynamique d'impact. Enfin, les modèles numériques utilisés pour résoudre les problèmes dynamiques seront présentés.

## **I.1 Le risque et la société**

### **I.1.1 La notion du risque**

Le mot risque vient du latin « *riscus* » qui fait référence à tout ce que la providence peut fournir à l'homme de bon ou mauvais. On parle de risque majeur ou catastrophe lorsque les effets occasionnent des dommages importants et dépassent les capacités de réaction de la société. La notion de catastrophe apparaît dans les grands mythes de l'humanité. Au cours des périodes les plus reculées, et jusqu'au XVIII<sup>e</sup> siècle, le risque était perçu comme une punition divine, et était dès lors plus facilement accepté qu'aujourd'hui. Le risque n'était pas perçu comme étant lié au danger plus ou moins prévisible. Dans les sociétés primitives ou anciennes, les sacrifices, parfois humains, avaient pour but de réduire les catastrophes futures. Plus tard, le fatalisme fut la seule protection contre les fléaux naturels acceptés bon gré mal gré. Il a fallu attendre le séisme de Lisbonne de 1755 pour que l'humanité prenne conscience de sa part de responsabilité dans les conséquences des catastrophes. Aujourd'hui, une terminologie internationale [UND 1992] est adoptée par les Nations-Unies. Celle-ci apporte des précisions sur des termes comme l'aléa, la vulnérabilité, le risque ou la catastrophe.

### **I.1.2 L'aléa**

« L'aléa est un événement menaçant ou la probabilité d'occurrence, dans une région et au cours d'une période donnée, d'un phénomène pouvant engendrer des dommages » [UND 1992]. L'aléa peut, bien sûr, être naturel (inondation, tremblement de terre, éruption volcanique, avalanche, chute de blocs rocheux, ...), mais aussi lié à l'activité de l'homme (explosion d'usine, naufrage de pétrolier, ...). Celui-ci peut être défini comme faible, moyen ou fort selon l'examen de plusieurs critères :

- La probabilité pour que l'événement se déclare.
- Le délai auquel on s'attend pour que l'événement se déclenche.
- L'intensité de l'événement.

L'aléa est propre au phénomène étudié et ne tient pas compte de la vulnérabilité des biens exposés ni de l'enjeu. Dans le domaine des risques naturels, il est possible de dresser des cartes de zonages. En France, depuis la loi Barnier du 2 février 1995, les plans de prévention des risques naturels prévisibles (PPR), annexé au plan local d'urbanisme (PLU), permettent de cartographier les zones soumises à un aléa et de définir des règles d'urbanisme, de construction, et de gestion applicables aux ouvrages existants ou futurs.

### **I.1.3 La vulnérabilité**

« La vulnérabilité est le degré de perte (de 0 à 100 %) résultant d'un phénomène susceptible d'engendrer des victimes et des dommages matériels » [UND 1992]. Celle-ci exprime le niveau de conséquences prévisibles d'un phénomène, l'aléa, sur les enjeux. On peut distinguer la vulnérabilité économique et la vulnérabilité humaine. La vulnérabilité économique est d'ordre structurel (dégât matériel, dégat aux habitations et ouvrages collectifs, voies de communication coupées, arrêt des activités économiques). La vulnérabilité humaine évalue les préjudices aux personnes sur les plans physiques et moraux (personnes tuées, blessées, disparues, dépressives). La vulnérabilité peut aussi se définir sur des considérations plus subjectives comme les valeurs sentimentales des pertes, choc psychologique, chômage technique, appréhension de l'aléa.... Cette notion sociale de la vulnérabilité est d'autant plus importante que les relations des hommes face aux aléas ont évolué dans le temps.

### **I.1.4 Le risque**

« Le risque est défini comme étant l'espérance mathématique des pertes en vies humaines, blessés, dommages aux biens et atteinte à l'activité économique au cours d'une période de référence et dans une région donnée, pour un aléa particulier. Le risque est le produit de l'aléa par la vulnérabilité » [UND 1992]. Pour qu'il y ait un risque fort, il faut que l'aléa et la vulnérabilité soient forts. En zone de montagne, si une falaise entière menace fortement de s'écrouler dans une vallée où il n'y a aucune population, alors l'aléa est fort, mais la vulnérabilité est faible. Le risque est alors faible. Dans le cas de figure inverse, une zone présentant une forte concentration de population où aucun aléa n'est recensé, alors la vulnérabilité est forte, mais l'aléa est faible. Dans ce cas encore, le risque est faible.

## **I.1.5 La catastrophe**

« La catastrophe est une grave interruption de fonctionnement d'une société causant des pertes humaines, matérielles ou environnementales que la société affectée ne peut surmonter par ses ressources propres. Les catastrophes sont souvent classées suivant leur mode d'occurrence (brusque ou progressive) ou leur origine (naturelle ou anthropique) » [UND 1992].

## **I.2 Risques naturels : les chutes de blocs rocheux**

### **I.2.1 Répartition des risques naturels**

Les séismes sont la plus grande cause de mortalité suite à des risques naturels, viennent après les éruptions volcaniques ou les tsunamis. On peut citer ensuite les phénomènes météorologiques et climatiques comme les sécheresses, les tempêtes, les inondations, tornades... En zone de montagne, on peut distinguer deux types d'aléas en fonction de leur vitesse :

- Les phénomènes lents tels que les glissements de terrain,
- Les phénomènes rapides tels que les avalanches de neige, les laves torrentielles, les éboulements de terrain ou les chutes de blocs rocheux.

Ces phénomènes sont néanmoins pris en compte du fait de l'importance des enjeux économiques et cela permet de justifier les investissements techniques et scientifiques. En France, on dénombre [Kert 1995] :

- 7500 communes menacées par les inondations,
- 3000 communes concernées par des risques de mouvement de terrain,
- 1400 communes menacées par des séismes
- 400 communes menacées par des avalanches

Le risque lié aux mouvements de terrain est donc loin d'être négligeable par rapport aux autres risques menaçant les communes françaises. La Figure I 1 montre la répartition des communes iséroises soumises à des risques de chute de blocs rocheux.

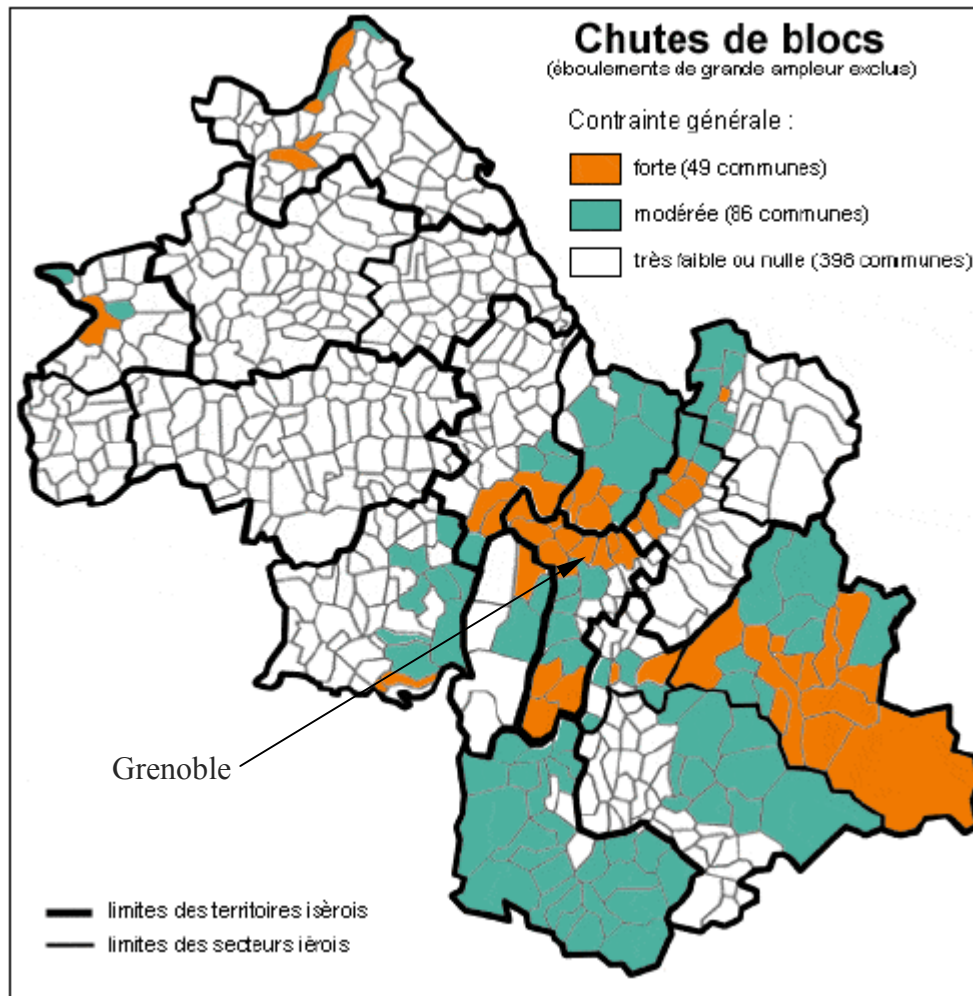


Figure I 1 : Sensibilité des communes de l'Isère aux chutes de blocs rocheux [IRM 2003]

## I.2.2 Enjeux spécifiques à la montagne

Pendant une grande période, la montagne fut faiblement peuplée. Celle-ci présentait de grands inconvénients au développement économique : grande isolation, peu de voies de communication. C'est à partir du XVIII<sup>ème</sup> siècle que des Anglais découvrirent les atouts de la montagne et marquèrent le début de l'ère du tourisme et du développement économique des zones de montagne. Ce développement commença par la maîtrise de l'énergie hydroélectrique, ce qui permit l'implantation d'industries plus importantes comme la métallurgie ou la chimie. Il a fallu attendre les premiers jeux olympiques d'hiver à Chamonix en 1924, pour que l'industrie du ski prenne l'essor que l'on connaît aujourd'hui.

De nos jours, les industries traditionnelles ont presque toutes disparu pour laisser place, en majeure partie, à l'industrie des loisirs aussi bien hivernale qu'estivale ou bien thermale. A titre d'exemple, en 2003, le tourisme représente 50% du PIB du département de la Savoie. De plus, la localisation des massifs français proche des frontières nationales représente un enjeu



en terme de voies de communication avec l'Europe de l'Est pour les Alpes et l'Espagne ou le Portugal pour les Pyrénées. Ces axes routiers sont donc parcourus par des milliers de trains et de camions. A cela, il faut ajouter les migrations touristiques lors des vacances.

La montagne est donc de plus en plus peuplée, ce qui augmente la vulnérabilité. Les zones soumises à des aléas et plus particulièrement aux chutes de blocs sont connues déjà depuis bien longtemps par les populations autochtones. Mais la croissance économique des zones de montagne amène une population urbaine à vivre en montagne. Cette population baignant dans l'ère de la science moderne ne peut accepter et comprendre que cette même science ne soit pas capable de les protéger vis à vis des risques naturels. Auparavant, la montagne représentait une frontière naturelle, maintenant l'économie de l'industrie du tourisme ou des transports impose que la montagne soit un lieu de séjour ou d'intenses échanges à tout prix au regard des enjeux. On peut citer notamment les stations de ski de haute altitude comme les Arcs 2000 m, Tignes 2100 m, Val-Thorens 2300 m où les axes routiers doivent être maintenus ouverts tout au long de l'hiver. La station de Val d'Isère est prête à investir des montants considérables pour réaliser de nouvelles constructions dans des zones à risque pour les championnats du monde de 2009.

C'est dans ce contexte que s'inscrit cette thèse. Comme les populations n'acceptent plus les risques et y sont très vulnérables, il faut alors optimiser leur protection. Celle-ci est un compromis entre une sécurité maximale attendue par les populations et le coût acceptable pour la société. Pour répondre à cette demande, il est nécessaire de connaître au mieux les phénomènes pour optimiser un dimensionnement au plus juste.

### **I.2.3 Mouvement de terrain particulier : les chutes de blocs rocheux**

Les chutes de blocs rocheux appartiennent à la catégorie des mouvements de terrain. On entend par mouvements de terrain, un ensemble de phénomènes gravitaires dont la majeure partie affecte les formations superficielles ou le substratum rocheux de la partie superficielle de la croûte terrestre. Ces phénomènes sont extrêmement variés et peuvent causer des dommages majeurs. Ils se produisent parfois brutalement et sont toujours irréversibles. De nombreux facteurs interviennent dans le développement des mouvements de terrain comme l'importance des précipitations, les variations de température, la nature lithologique des terrains concernés, la topographie, l'état du sous-sol.

La classification des mouvements de terrains gravitaires peut se faire par leur nature ou leur comportement. On distingue plusieurs formes que sont les éboulements (chutes ou écroulements), les effondrements, le fauchage, glissement, fluage, affaissement ou les

écoulements. Le Tableau I 1 présente la classification de Varnes [Varnes 1984] qui illustre la diversité des processus en prenant en compte le type de matériau impliqué (substratum rocheux, formations superficielles).

Types de mouvements	Type de matériau		
	Rocher	Sol	
		Grossier	Fin
Eboulement	Eboulis rocheux	Eboulis de débris	Eboulis de FM
Fauchage	Fauchage	Fauchage de débris	Fauchage de FM
Glissement rotat.	Décrochement	Décrochement de débris	Décrochement de FM
Glissement trans.	Glissement	Glissement de débris	Glissement de FM
Tassement	Tassement	Tassement de débris	Tassement de FM
Ecoulement	Ecoulement	Ecoulement de débris	Ecoulement de FM
Complexe	Combinaison de plus d'un type de mouvement principal		

FM : Formations meubles

Traduction de Varnes (1984)

**Tableau I 1 : Classification de Varnes**

Les chutes de blocs rocheux sont définies comme des éléments isolés d'un volume variant de quelques fractions de mètres cube à plusieurs mètres cube. Dans le cas de formation massive, on peut avoir affaire à des blocs dépassant la centaine de mètres cube. Les interactions entre les éléments lors de la propagation sont négligeables. Le dernier événement tragique en date est l'éboulement en haute Maurienne d'une partie de la falaise sur la route d'Aussois causant la mort de deux personnes dans leur voiture en mars 2006.

D'autre part, on peut distinguer deux autres classes que sont les chutes de pierres concernant des volumes unitaires inférieurs à 1 décimètre cube ou bien des éboulements en masse lorsque le volume dépasse plusieurs centaines de milliers de mètres cube. Le dernier éboulement en masse, dans la région, est celui du Mont Granier en 1248, non loin de la ville de Chambéry. Son volume a été estimé à près de 500 000 000 m<sup>3</sup>. Dans le département de l'Isère, les chutes de pierres de petit volume sont quotidiennes. Pour les plus gros volumes, le seul secteur du « Y Grenoblois » a connu, au cours du siècle passé, une moyenne d'un éboulement de plus de 100 m<sup>3</sup> par an, un éboulement de l'ordre de 10 000 m<sup>3</sup> tous les 20 ans et un de l'ordre de 100 000 m<sup>3</sup> tous les 80 ans [Interreg II C 2001].

Le phénomène de chute de blocs rocheux peut se décomposer en 2 grandes phases dont chacune fait l'objet de recherches distinctes et plus ou moins élaborées [Descoedres 1997].

- L'initiation de la chute du bloc rocheux (facteurs de déclenchement)

- Le mouvement du bloc rocheux : vitesse et hauteur de passage (trajectographie)

La phase d'initiation de la chute des blocs rocheux est longue et difficile à déceler (altération des joints de stratification, ouverture des fractures, ...). La phase d'accélération qui va jusqu'à la rupture est brève ce qui rend ces phénomènes très difficilement prévisibles. Il existe de nombreux facteurs favorisant le déclenchement comme le cycle gel/dégel, la variation de végétation (feux de forêt), la pluie ou la fonte des neiges augmentant les pressions interstitielles ou les séismes. La prévision de cette phase s'avère difficile et est traitée de façon empirique, à cause de la forte influence des phénomènes météorologiques, par des géologues ou géotechniciens.

La phase de mouvement est un peu mieux connue. Elle a fait l'objet de nombreuses recherches dans le cadre du projet Interreg II C [Interreg II C 2001]. Différents logiciels ont été comparés et les résultats ont montré une variabilité en fonction des modèles utilisés. L'utilisation de tels logiciels est courante de nos jours. Les bureaux d'étude tel qu'IMS RN possèdent leur propre logiciel de trajectographie en 2D, voire en 3D. Le rebond du bloc rocheux est caractérisé par des coefficients de restitution qui dépendent non seulement des caractéristiques du terrain (compacité), mais aussi de paramètres relatifs au bloc (poids et parfois géométrie) et à la cinématique (vitesse et angle d'impact) [Heidenreich 2004]. Ces logiciels donnent les éléments nécessaires pour le calcul de dimensionnement des ouvrages de protection, c'est à dire une hauteur de passage du bloc rocheux en un point donné et une énergie cinétique.

## **I.2.4 La protection**

### **I.2.4.1 Prévision, prévention, zonage**

Depuis très longtemps, l'homme a trouvé des parades contre les chutes de blocs rocheux soit en se plaçant hors d'atteinte soit en se protégeant grâce à des systèmes de protection adaptés à l'époque et au lieu. (Figure I 2)

Afin de se protéger, il est nécessaire de tenter de prévoir l'aléa et de s'en prévenir. La prévention est constituée d'un ensemble d'actions qui visent à réduire le risque en agissant soit sur l'aléa, soit sur la vulnérabilité. Elle peut se décomposer en deux étapes. La première étape est scientifique, elle étudie les mécanismes catastrophiques. Dans beaucoup de cas, la connaissance du passé est la clé du futur. Ce travail aboutit à une carte de zonation des risques qui constitue le support de l'information préventive et de la formation à la culture du risque. Une étude du risque rocheux peut se décomposer en quelques phases : un repérage sur photos aériennes, la couverture photographique du site, l'étude géologique et géomorphologique du

secteur, une recherche sur l'historique du secteur. La deuxième étape est opérationnelle où il convient de réaliser des aménagements, ouvrages de protection par exemple, dans le but de minimiser les effets de l'aléa. On prépare aussi un plan d'urgence, prenant en compte une bonne coordination des différents intervenants.



**Figure I 2 : Exemple de protection naturelle en Oisans (Cemagref, BPR)**

La réduction du risque peut intervenir à différentes étapes du processus d'instabilité. Rapin [Rapin 2001] a proposé pour les avalanches, mais aussi applicable pour les chutes de blocs rocheux, une classification entre protection active et protection passive en croisant le caractère temporaire ou permanent. La suite de ce chapitre est consacrée à la description de ces protections dans le cas particulier des chutes de blocs rocheux [LCPC 2001].

#### **I.2.4.2 Protection temporaire active**

Ce type de protection force le processus à se déclencher en essayant de contrôler au mieux les conséquences du déclenchement. Pour les chutes de blocs rocheux, on trouve les purges ou déroctage à la main, à la canne à purge ou à la dynamite des blocs instables. (Figure I 3)



Figure I 3 : Purge au petit train de la Mure (IMS-RN).

### I.2.4.3 Protection permanente active

La protection permanente active vise à empêcher la mise en mouvement du phénomène. Dans le cas du risque d'éboulement, l'objectif est de retenir les masses rocheuses dans la paroi par divers moyens :

- Clouage en paroi par ancrages : dispositif de confortement constitué par une ou plusieurs armatures en acier scellées dans le rocher, assurant la solidarisation d'un volume potentiellement instable avec le massif stable situé en arrière. (Figure I 4)
- Contrefort par massif bétonné : celui-ci consiste à réaliser un support rigide qui assure le blocage de la paroi instable,
- Béton projeté lors de blocs instables isolés : dispositif de renforcement et de protection de surface constituée d'une coque de béton mise en place par projection sur treillis d'armature.
- Grillage ou filets plaqués pour des parois instables : nappes de filets ou de grillages métalliques plaqués contre le rocher et assurant la stabilité superficielle ou locale de la paroi rocheuse (paroi entière ou élément isolé en saillie). Cette technique est en générale associée à du clouage. (Figure I 4)
- Tirants d'ancrage...



**Figure I 4 : Clouage, Filets plaqués (IMS-RN)**

#### **I.2.4.4 Protection temporaire passive et réglementation**

La protection temporaire passive repose sur la réglementation de différentes règles d'occupation des sols [Manche 2000]. Elle est basée sur des interdictions, évacuations,...d'une zone donnée. Jusqu'en 1983, l'Etat était le seul responsable de la politique de l'environnement. Depuis le 7 janvier 1983, il existe une responsabilité partagée puisque l'Etat concourt avec les communes, les départements et les régions à la protection de l'environnement et à l'amélioration du cadre de vie.

La réglementation en matière de protection passive repose sur la loi Barnier du 2 février 1995 (loi n°95-101) qui instaure le PPR (Plan de Prévention des Risques naturels prévisibles). Celui-ci prend en compte les risques naturels majeurs reconnus en France : les inondations, les mouvements de terrain, les avalanches, les incendies de forêt, les séismes, les éruptions volcaniques, les tempêtes ou les cyclones. Le PPR vaut de servitude publique et est annexé au plan d'occupation des sols (POS). Les PPR ont pour objet de cartographier les zones soumises au risque naturel et d'y définir des règles de l'urbanisme, de construction, et de gestion applicables aux ouvrages existants ou futurs. Il définit différents niveaux qui déterminent des zones constructibles sans condition, constructibles sous conditions et des zones non constructibles. Le niveau est attribué en fonction de la probabilité d'occurrence et de l'intensité prévisible de l'aléa à partir de considérations historiques et techniques.

Plus récemment, la loi Bachelot du 30 juillet 2003 (loi n°2033-699) renforce les dispositions déjà prévues dans la loi Barnier de 1995. Il est désormais obligatoire d'informer tous les citoyens sur les risques naturels présents sur le territoire où ils vivent et travaillent. Des comités locaux d'information sont créés. De même, pour toute transaction immobilière (achat ou location), le risque (inondation, glissement de terrain, avalanche, etc.) doit être obligatoirement mentionné. Enfin, le maire informe ses administrés sur ce thème, lors d'une réunion publique, au moins tous les deux ans.

### I.2.4.5 Protection permanente passive

La protection permanente passive vise à protéger une zone vulnérable soumise à l'aléa : c'est à dire dans la zone d'arrêt du processus et non dans la zone de départ. Elle peut se traduire par la construction d'un ouvrage qui a pour but soit d'arrêter le phénomène, soit de le dévier, ou simplement des dispositions de renforcement ou une signalisation d'alerte permanente. Descoedres [Descoedres 1997] a proposé une classification des différents ouvrages de protection en fonction de leur capacité d'absorption de l'énergie cinétique. (Figure I 5)

La forêt peut avoir un rôle très important dans l'arrêt des blocs rocheux. C'est en 1860 que le service de Restauration des Terrains de Montagne a permis un reboisement important des massifs montagneux pour combattre, dans un premier temps, les inondations mais aussi les chutes de blocs rocheux. Il existe de nombreuses parades que nous allons présenter dans les paragraphes suivants.

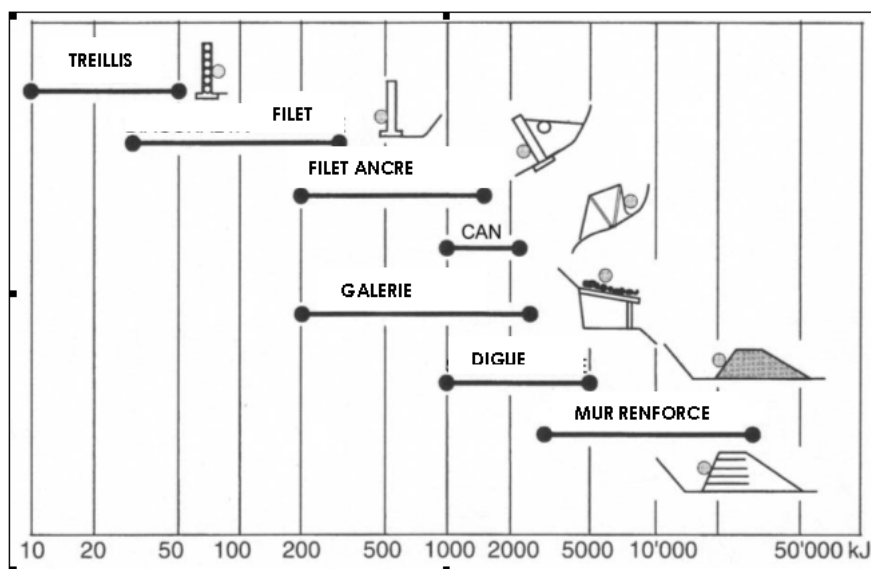


Figure I 5 : Classification énergétique des ouvrages pare-blocs [Descoedres 1997]

#### ***1.2.4.5.1 Les grillages ou filets de protection***

Ces écrans sont composés de grillage ou de filet dont le but est d'absorber l'énergie d'impact par diffusion dans la structure et dans le sol. Ces ouvrages sont constitués de grillage, double ou simple nappe, généralement double torsion ou de filet métallique (soit filet à mailles carrées ou losangiques, soit filet ASM Anti-Sous-Marin) fixé sur des câbles tendus entre des poteaux à différentes hauteurs. (Figure I 6)

Les barrières grillagées ont une capacité d'absorption d'une dizaine de kilojoules, alors que les barrières de filet peuvent reprendre plusieurs centaines de kilojoules. Ces ouvrages correspondent aux classes 1 à 3 selon la norme NF P 95-308 [NF 1996]. Pour information, une barrière de 2 m de hauteur présente un prix de 150 à 300 € par mètre linéaire.

Les écrans déformables de filet sont constitués de nappes de grillage très déformable (Figure I 6). Le fonctionnement de l'ensemble du dispositif dépend de la gamme d'énergie mobilisée. Celui-ci peut être associé à un système de freins et éventuellement de fusibles. Actuellement, les capacités maximales d'absorption de l'énergie vont d'une centaine de kilojoules à plusieurs milliers de kilojoules (Norme NF P 95-308). Selon cette norme, les écrans sont classés de la classe 1 à la classe 9 pour des énergies allant de 12,5 à 5 000 kJ. Le coût de tels ouvrages dépend du type de filet, de la capacité nominale. Pour des capacités inférieures à 1 000 kJ, le coût au mètre linéaire varie entre 400 et 550 €, pour des capacités voisines de 1 500 kJ, le coût peut s'élever à 750 € le mètre linéaire.

Les grillages ou filets pendus sont des nappes de grillage ou de filet amarrées en crête de talus, suspendues contre la paroi et assurant ainsi le guidage des chutes de pierres jusqu'au pied. Ces ouvrages peuvent être utilisés sur tous types de pentes. Ils permettent d'enrayer des chutes fréquentes d'éléments de faible volume. (Figure I 6)





**Figure I 6 : Filets pendus, Filets de protection ASM (IMS-RN)**

Le principal défaut de ces ouvrages est qu'ils ne sont pas complètement étanches. En effet, la taille des plus petits éléments stoppés dépend de la maille du grillage. Il est toujours possible de doubler la nappe par un grillage à plus petites mailles, mais il n'est pas possible d'assurer que tous les éléments seront arrêtés. D'autre part, ces ouvrages métalliques présentent l'inconvénient de rouiller. Il est donc nécessaire de contrôler l'état de la corrosion tout au long de la vie de l'ouvrage.

#### ***1.2.4.5.2 Les dispositifs amortisseurs***

L'objectif de ces structures est d'amortir l'impact grâce à un dispositif déformable afin de protéger une structure rigide qui ne doit pas être endommagée (galerie pare-blocs, piles de pont, habitations, ...) et permettre de réduire le dimensionnement des structures. L'effet d'un tel dispositif est double :

- Augmentation de la durée du temps d'impact, donc diminution de la décélération et de l'effort d'impact associé.
- Diffusion latérale des efforts, donc diminution du risque de poinçonnement de la structure.

De nos jours, les dispositifs amortisseurs sont constitués de matériaux en remblai lâche et non compactables ou de matériaux spécifiques tel que du bois, du Pneusol® ou structure multicouche plus complexe de sable/béton/polystyrène [Kishi 1999].

A titre d'exemple, des études ont été menées dans le Colorado en 1991 [CRS 1991] et ont abouti à la réalisation d'un ouvrage de protection composé de pneus suspendus depuis un câble accroché de part et d'autre de la zone de propagation des blocs rocheux. (Figure I 7)



**Figure I 7 : Dispositif amortissant composé de piles de pneus accrochées à un câble [CRS 1991]**

Le travail de thèse s'inscrit dans ce domaine particulier. L'objectif étant de concevoir un type d'ouvrage de protection permettant de dissiper l'énergie et donc de réduire la transmission des efforts.

#### ***1.2.4.5.3 Les merlons ou digues pare-blocs***

Un merlon désigne une levée de terre. Il se compose d'un parement amont à forte pente ( $65^\circ$  au minimum), pour éviter que les masses rocheuses ne remontent le talus en rotation, et possède une masse propre suffisante pour résister aux impacts. Le parement aval est en pente à 3H/2V ( $33^\circ$ ) et peut être végétalisé. Il est situé sur la trajectoire des blocs rocheux, définie au préalable, entre la zone de départ du bloc et la zone à protéger.

Le principe de fonctionnement est de stopper les blocs rocheux par une forte inertie de la structure. Différentes techniques ont été élaborées pour renforcer la levée de terre afin d'augmenter les performances mécaniques de l'ouvrage. On peut citer :

- Le pneusol®, marque déposée du LCPC. Il se compose de pneus de poids lourds, usagés mais en bon état, remplis de sol et liaisonnés entre eux. (Figure I 8)



Figure I 8 : Merlon de protection renforcé par des pneus (IMS-RN)

- Le pneu tex qui est composé d'un remblai renforcé par géosynthétique et d'un parement en pneusol®.
- Le géorock wall : le fonctionnement de l'ouvrage repose sur l'arrêt du bloc par transfert de l'énergie cinétique du bloc en énergie de déformation du mur et de sa fondation. Ce mur est composé d'une structure flexible : le parement amont de l'ouvrage est constitué de sacs de géotextiles déformables remplis de sable. Des études ont été réalisées au Japon [Yoshida 1999] et les résultats ont montré que cet ouvrage pouvait stopper des blocs ayant une énergie de 1 000 kJ simplement par la première partie de l'ouvrage. Il est aussi capable de stopper des blocs ayant une énergie dépassant 2 000 kJ par une légère déformation de la surface arrière du remblai. (Figure I 9)
- Ou encore des merlons renforcés en bois ou en enrochements...

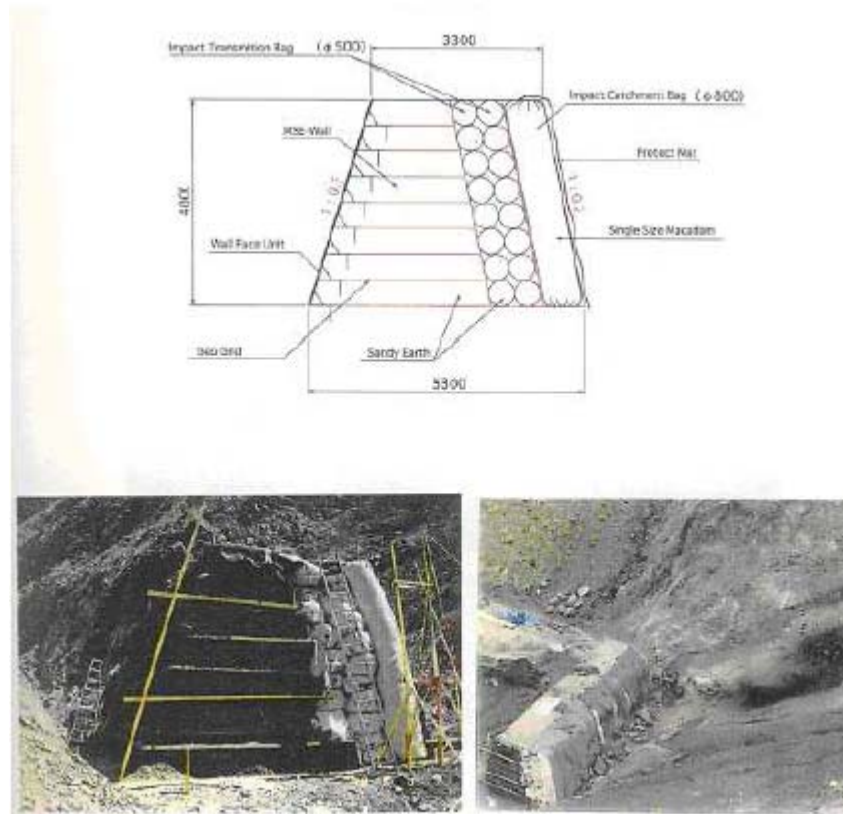


Figure I 9 : Merlon de protection, Georock wall [Yoshida 1999]

Les merlons trouvent leur domaine d'application pour protéger des secteurs plutôt collectifs contre des masses importantes. Leur capacité d'absorption peut aller jusqu'à 50 000 kJ [Descoedres 1999]. En revanche, la morphologie du site doit pouvoir permettre l'implantation, c'est à dire suffisamment de place et dans des terrains pas trop raides. L'implantation d'un tel ouvrage représente un coût de 150€/m<sup>2</sup> de parement. Ce coût peut être influencé par le déboisement, le re profilage éventuel du terrain ou encore le drainage.

Si le merlon consiste simplement en une levée de terre, l'inconvénient est la grande emprise au sol. Il est difficilement envisageable de l'implanter en zone urbaine par faute de place ou prix du terrain trop élevé. Des techniques de renforcement existent pour limiter cette emprise.

#### ***1.2.4.5.4 Casquette ou galerie pare-blocs***

Le but de tels ouvrages n'est pas d'arrêter le bloc, mais d'assurer le passage d'éboulements au-dessus de l'élément à protéger, par exemple une route. Leur domaine d'application est plus vaste que les chutes de blocs rocheux. Ces ouvrages peuvent aussi protéger contre les avalanches de neige ou de matériaux provenant de crues torrentielles. Il existe deux techniques de construction : les pare-blocs de construction classique et les pare-blocs structurellement dissipants.

Le pare-blocs de construction classique est constitué d'une dalle en béton armé recouverte d'un matériau dissipatif (Figure I 10). Grâce à une épaisseur suffisante de l'ordre du mètre [Montani 1998], le matériau dissipe l'énergie d'impact. L'ouvrage est alors dimensionné en prenant en compte la charge provenant de l'épaisseur du remblai et une pression statique équivalente. Cette technique présente plusieurs inconvénients, comme engendrer un coût important pour la réalisation des fondations souvent dans des terrains présentant de mauvaises caractéristiques mécaniques et la maintenance de l'ouvrage (suppression des blocs tombés sur le remblai, foisonnement du remblai pour maintenir, dans le temps, les caractéristiques d'amortissement ou tenir compte dans le dimensionnement du compactage naturel au cours du temps).

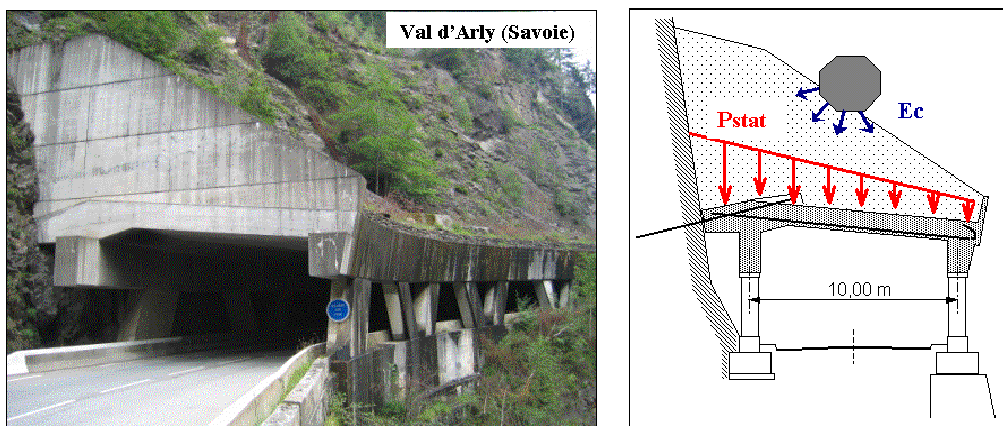


Figure I 10 : Pare-blocs de conception classique (LOCIE)

Une nouvelle technique de dissipation a vu le jour grâce à l'entreprise Tonello Ingénieurs Conseils [IVO 2001] en collaboration avec le laboratoire du LOCIE : le pare-blocs structurellement dissipant. Le remblai amortissant est supprimé et l'énergie d'impact est dissipée directement par la dalle et les appuis fusibles sur lesquels elle repose (Figure I 11). L'innovation remarquable est d'accepter l'endommagement de la structure et de le prendre en compte dans le dimensionnement de l'ouvrage. L'avantage est de concevoir un pare-blocs plus économique car plus léger. Les fondations de l'ouvrage sont donc moins coûteuses. Cette technique est récente car le premier ouvrage réalisé est le pare blocs des Essarieux en 1998 sur la RN 212 dans les gorges de l'Arly en Savoie. Depuis, d'autres ouvrages du même type ont vu le jour.

Le concept d'autoriser l'endommagement nous paraît très intéressant pour concevoir l'ouvrage de protection sandwich. Celui-ci tolérera l'endommagement et il jouera un rôle important dans le mécanisme de dissipation d'énergie. A la suite d'un impact, il pourra être remplacé.

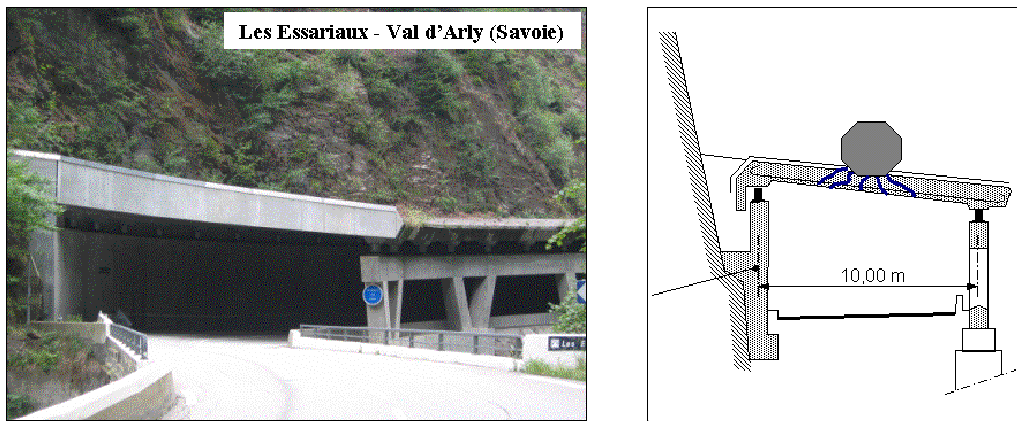


Figure I 11 : Pare-blocs structurellement dissipant (LOCIE)

#### I.2.4.5.5 Les écrans à structure rigide

Les écrans à structure rigide ont pour but d'arrêter des blocs par faibles déformations de la structure mais grande capacité de résistance mécanique. Leur hauteur dépend de l'étude de trajectographie mais en général ils ont une hauteur comprise entre 1 et 5 m. Les réalisations les plus courantes sont :

- Les échelles de perroquets (rails et traverses). Ce sont des écrans en bois, maintenus horizontaux entre des profilés métalliques fixés sur des fondations en béton.
- Les empilements de blocs béton (1 m par 1 m par 2 m) liaisonnés entre eux par des barres métalliques scellées au sable
- Les gabions : ils sont constitués de deux systèmes : un matériau de remplissage généralement granulaire et une enveloppe grillagée. Le plus souvent, les cellules sont parallélépipédiques et ont des dimensions de l'ordre du mètre [Bertrand, 2006] (Figure I 12)
- Structures métalliques : montants et traverses
- Palplanches verticales

Selon les techniques employées, les capacités d'absorption sont très variables. Les structures légères sont efficaces pour des énergies cinétiques de l'ordre de la centaine de kilojoules. En général, ces ouvrages ont une emprise faible au sol et sont utilisés comme mesure de protection individuelle ou provisoire. Par exemple pour des blocs béton, le coût de construction est de 150€/m<sup>3</sup>.



**Figure I 12 : Merlon de type gabion (IMS-RN)**

## **I.3 La dynamique de l'impact**

### **I.3.1 Quelques définitions**

#### **Dynamique :**

La signification du terme dynamique peut se définir simplement comme variable dans le temps. Une charge dynamique est donc une charge dont l'intensité, la direction ou le point d'application varie avec le temps. La réponse de la structure est également variable dans le temps.

#### **Choc ou impact :**

On appelle un choc mécanique une excitation vibratoire dont la durée est de l'ordre de grandeur de la période propre du système mécanique sollicité. Il y a un choc mécanique lorsqu'une force, une position, une vitesse ou une accélération est brusquement modifiée et que cela crée un régime transitoire dans le système considéré. La norme Afnor définit une modification comme brusque si elle se produit en un temps court par rapport à la période naturelle concernée.

L'objectif du travail de cette thèse est d'étudier les phénomènes dynamiques appliqués aux ouvrages de protection contre les chutes de blocs rocheux. Nous ne parlerons pas de choc

mais d'impact car la durée de la sollicitation étant plus importante que la période propre du système mécanique impacté, la définition du choc est trop restreinte pour notre étude.

**Dissipation :**

Le terme de dissipation est employé pour décrire un système dynamique qui perd de l'énergie avec le temps en général dû à l'action du frottement ou de la turbulence. L'énergie perdue du système mécanique peut être convertie en chaleur, augmentant la température du système.

**Amortissement :**

L'amortissement est la fonction d'un dispositif destinée à atténuer ou à supprimer les amplitudes des vibrations ou oscillations.

**Choc mou/choc dur :**

Une première définition du choc mou est un choc où l'impacteur reste solidaire de la structure impactée. Il en résulte qu'après le choc, les vitesses de l'impacteur et de l'impacté sont identiques [Toutlemonde 1995].

Une deuxième définition est donnée dans le modèle du CEB [CEB 1988], un choc mou est défini par une déformation beaucoup plus importante de l'impacteur que de l'impacté. En contre partie, un choc dur est caractérisé par une déformation plus importante de l'impacté que de l'impacteur.

Il existe une littérature abondante sur les chocs et les impacts contre des structures. La Figure I 13 montre la diversité des sollicitations dynamiques touchant des domaines très variés tels que les impacts de véhicules, des navires, les impacts de type militaire, les explosions, les chutes d'avions, les chutes de blocs rocheux, ... On constate que les chutes de blocs appartiennent à une gamme de vitesse de déformation intermédiaire entre le choc mou et le choc dur au sens de Toutlemonde.



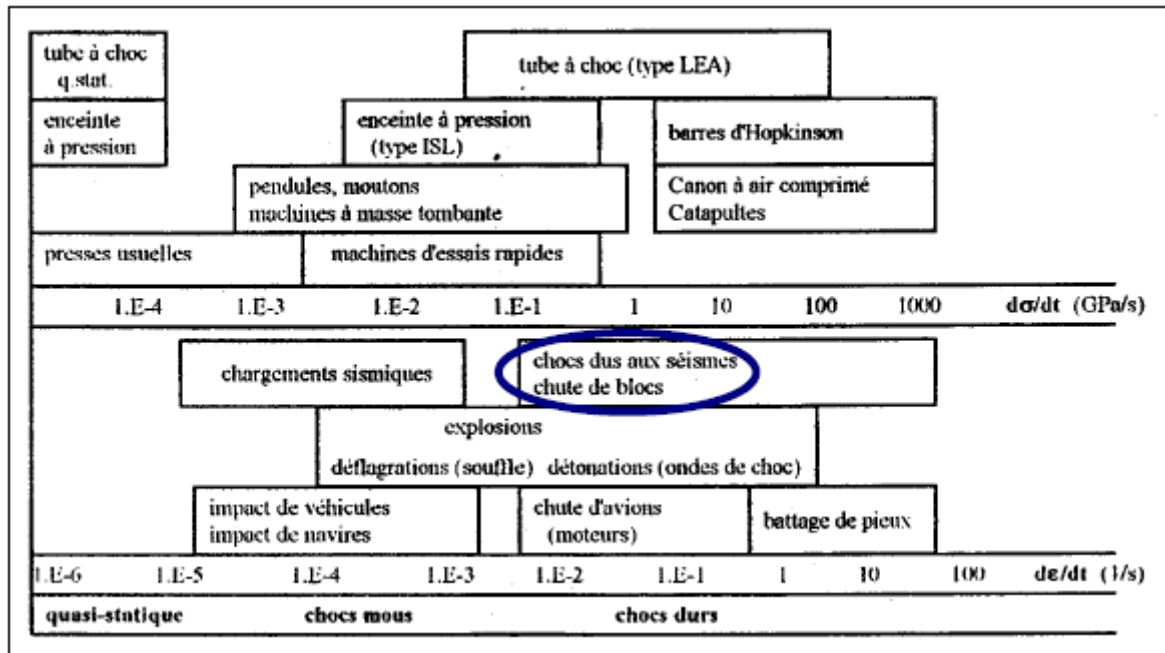


Figure I 13 : Classification des sollicitations dynamiques et moyens d'essais associés [Toutlemonde 1995]

## I.3.2 Les modèles

### I.3.2.1 Théorie du choc

La théorie du choc s'appuie sur le principe fondamental de la dynamique (PFD), parfois appelé relation fondamentale de la dynamique. Il s'énonce ainsi :

**L'accélération subie par un corps de masse  $m$  est proportionnelle à la résultante des forces qu'il subit, et inversement proportionnelle à sa masse  $m$ .**

Il existe une forme équivalente au principe fondamental de la dynamique appelée le théorème de la quantité de mouvement. C'est en 1743, dans le Traité de dynamique que le principe de la quantité de mouvement, appelé parfois principe d'Alembert, est énoncé.

« Si l'on considère un système de points matériels liés entre eux de manière que leurs masses acquièrent des vitesses respectives différentes selon qu'elles se meuvent librement ou solidairement, les quantités de mouvements gagnées ou perdues dans le système sont égales ». Le théorème de la quantité de mouvement s'écrit de la façon suivante :

$$\vec{F} = m \cdot \vec{a} \quad \text{eq I 1}$$

$$I = \int_{t_1}^{t_2} \vec{F} dt = \int_{t_1}^{t_2} m \vec{a} dt \quad \text{eq I 2}$$

$$\vec{I} = m(\vec{v}_2 - \vec{v}_1) \quad \text{eq I 3}$$

La dimension de l'impulsion  $I$  (eq I 2-3) est le produit d'une force par le temps. Donc la variation de la quantité de mouvement d'un point matériel pendant un intervalle de temps quelconque est égale à l'impulsion relative à cet intervalle. L'impulsion peut être définie comme une percussion lorsque la force est grande pendant un temps court. Sous cette forme impulsive, le principe fondamental de la dynamique permet de montrer que, lors d'un choc entre deux masses ponctuelles, la quantité de mouvement se conserve. Si on considère deux masses ponctuelles  $m_1$  et  $m_2$  animées respectivement de vitesses  $\vec{v}_1$  et  $\vec{v}_2$  avant le choc et  $\vec{v}_1'$  et  $\vec{v}_2'$  après le choc, la conservation de la quantité de mouvement s'écrit sous la forme suivante [Mestat 1999] :

$$m_1 \cdot \vec{v}_1 + m_2 \cdot \vec{v}_2 = m_1 \cdot \vec{v}_1' + m_2 \cdot \vec{v}_2' \quad \text{eq I 4}$$

Afin de résoudre le problème physique d'un choc entre deux sphères, une hypothèse doit être faite sur la nature du corps comme l'expérience peut le montrer (hypothèse de Newton). En effet, le rebondissement varie avec la matière constituant les corps. Un coefficient de restitution est alors introduit ; il permet de modéliser une certaine dissipation d'énergie lors d'un choc. Le coefficient de restitution est égale au rapport des vitesses avant et après le choc :

$$v_1' - v_2' = -\varepsilon(v_1 - v_2) \quad \text{eq I 5}$$

Deux cas extrêmes peuvent être envisagés :  $\varepsilon=0$  correspondant à un choc mou ou parfaitement plastique (les deux masses restent en contact après le choc) ou  $\varepsilon=1$  correspondant à un choc parfaitement élastique (aucune dissipation d'énergie).

Le développement ci-dessus a été inspiré de la théorie classique du choc éditée dans les techniques de l'ingénieur, rédigées par le professeur Jean Pierre Brossard [Brossard]. Pour des informations plus détaillées le lecteur pourra s'y référer.

### **I.3.2.2 Approches élastiques : théorie de Hertz**

Grâce à la théorie de Hertz [Hertz, 1881], [Timoshenko et Goodier, 1951], [Goldsmith, 1960], il est possible d'exprimer la force de contact maximum lors d'un impact de deux sphères en contact de rayons  $r_1$  et  $r_2$ . Les hypothèses à vérifier sont à la fois celles de l'élasticité et de la quasi-staticité. Le rayon de la surface de contact,  $a$ , et le déplacement relatif des centres des sphères,  $u$ , s'expriment de la manière suivante :

$$a = \sqrt[3]{\frac{3\pi}{4} F(k_1 + k_2) \frac{r_1 r_2}{r_1 + r_2}} \quad \text{eq I 6}$$

$$u = \frac{r_1 + r_2}{r_1 r_2} a^2 \quad \text{eq I 7}$$

$$\text{avec } k_1 = \frac{1 - \nu_1^2}{\pi E_1} \quad \text{et} \quad k_2 = \frac{1 - \nu_2^2}{\pi E_2}$$

Où  $E_i$  et  $\nu_i$  sont le module d'Young et le coefficient de Poisson de la sphère  $i$ . La force s'exprime de la façon suivante :

$$F = \kappa u^{\frac{3}{2}} \quad \text{eq I 8}$$

$$\text{avec } \kappa = \sqrt{\frac{16}{9\pi^2} \frac{r_1 r_2}{(k_1 + k_2)^2 (r_1 + r_2)}}$$

Lorsque deux sphères sont en mouvement et qu'elles entrent en contact, la force de contact  $F$  fait varier leurs vitesses. La vitesse de rapprochement peut s'exprimer sous la forme :

$$\frac{du}{dt} = V_1 + V_2 \quad \text{eq I 9}$$

Où  $V_i$  représente la vitesse absolue de la sphère  $i$ . Aussi, en appliquant le principe fondamental de la dynamique, on peut écrire :

$$\frac{d^2 u}{dt^2} = -F \frac{m_1 + m_2}{m_1 m_2} \quad \text{eq I 10}$$

Où  $m_i$  représente la masse de la sphère  $i$ . Il a été montré que si la durée de l'impact est très longue par rapport à la période de la première fréquence propre des sphères, alors les vibrations peuvent être négligées et il est possible d'appliquer ces équations quasi statiques pendant le choc. L'équation I 8 permet de résoudre l'équation différentielle I 10. Si on considère deux sphères entrant en collision à une vitesse  $V_0$ , on obtient la pénétration maximale,  $u_{max}$  :

$$u_{max} = \left( \frac{5V_0^2}{4\kappa} \left( \frac{m_1 m_2}{m_1 + m_2} \right) \right)^{\frac{2}{5}} \quad \text{eq I 11}$$

Et la force dynamique maximale,  $F_{max}$ :

$$F_{\max} = \kappa u_{\max}^{\frac{3}{2}} = \kappa \left( \frac{5v_0^2}{4\kappa} \left( \frac{m_1 m_2}{m_1 + m_2} \right) \right)^{\frac{3}{5}} \quad \text{eq I 12}$$

Dans le cas particulier d'une sphère impactant un plan comme c'est le cas pour les chutes de blocs, Goldsmith [Goldsmith 1960], fait les hypothèses suivantes :

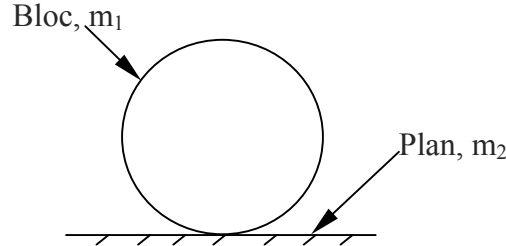


Figure I 14 : Interpénétration d'un bloc sphérique indéformable dans un plan

Pour le bloc :

$$m_1 = m \quad r_1 = r \quad E_1 \gg E_2 \quad \text{d'où} \quad k_2 \gg k_1$$

Pour le terrain :

$$m_2, r_2 \text{ tendent vers l'infini} \quad k_1 + k_2 \approx k_2 = \frac{1 - \nu_2^2}{\pi E_2}$$

Le module d'Young du terrain impacté,  $E_2$ , est issu de la formule de Boussinesq :

$$M_E = \frac{4E_2}{\pi(1 - \nu_2^2)} \quad \text{eq I 13}$$

$M_E$  est le module de compressibilité du sol.

La force d'impact maximale,  $F_{\max}$ , s'écrit alors de la façon suivante :

$$F_{\max} = 1,765 M_E^{\frac{2}{5}} r^{\frac{1}{5}} \left( \frac{mv_0^2}{2} \right)^{\frac{3}{5}} \quad \text{eq I 14}$$

Cette méthode est bien adaptée pour des chocs élastiques tant que les déformations plastiques ne sont pas trop importantes. Lors d'un impact d'un bloc rocheux sur un ouvrage de protection constitué de béton, on observe un endommagement. L'utilisation de la théorie de Hertz n'est alors plus valable pour déterminer l'effort de contact. Il est nécessaire de se tourner vers une approche élastique plastique.

Pour plus d'informations, le lecteur pourra se référer à la thèse de S. Montani [Montani 1998].

### I.3.2.3 Approche élastique plastique

#### I.3.2.3.1 Contact plastique

Meyer [Tabor 1951] a déterminé de façon empirique, à partir d'une grande série de tests, la force de contact,  $F$ , pour un impact entièrement plastique, entre une sphère de rayon  $R$  infiniment rigide et un plan déformable, la force s'exprime de la manière suivante :

$$F = \pi \cdot p_0 (2R\delta - \delta^2) \approx 2 \cdot \pi \cdot p_0 \cdot R \cdot \delta \quad \text{eq I 15}$$

avec  $p_0$  la pression moyenne limite à l'interface sphère-plan

$\delta$  la distance d'interpénétration entre les deux corps

- $p_0 = 1,1 \cdot \sigma_{\max}$ , à la limite d'apparition des déformations plastiques [Goldsmith, 1960]
  - $p_0 = 3 \cdot \sigma_{\max}$  des conditions de déformations totalement plastiques [Tabor 1951]
  - $2,69 \cdot \sigma_{\max} < p_0 < 3,13 \cdot \sigma_{\max}$  selon les essais réalisés par van Mier [van Mier 1991]
- $\sigma_{\max}$  est la limite élastique de compression du matériau constituant le plan.

#### I.3.2.3.2 Le modèle Tonello

Tonello [Tonello 1988] propose une approche pour évaluer la force dynamique maximale atteinte lors d'un impact sur structure (ou terrain) en tenant compte du caractère élastique plastique du matériau. Il fait l'hypothèse du choc mou au sens de Toutlemonde (impacteur solidaire de la structure lors de l'impact) et que le comportement du matériau absorbant est un comportement élastique plastique (Figure I 15).

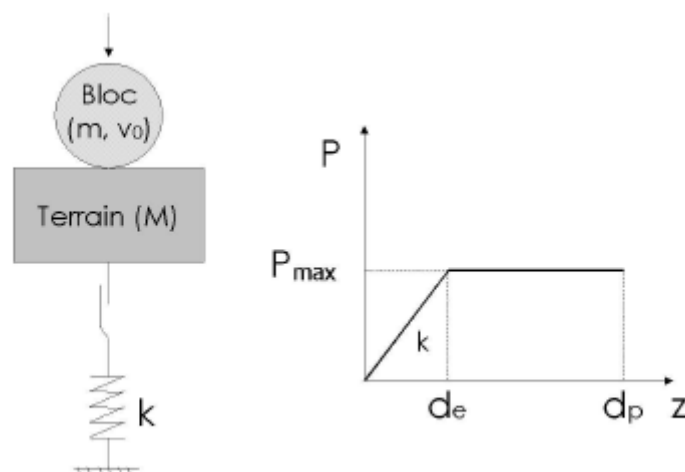


Figure I 15 : Le modèle Tonello [Tonello 1988]

L'énergie cinétique initiale avant le contact s'exprime de la manière suivante:  $E_c^i = \frac{1}{2}mv_0^2$

Lors du choc, la conservation de la quantité de mouvement, associée à l'hypothèse du choc mou, permet d'écrire  $mv_0 = (m + M)v_1$

L'énergie cinétique finale peut s'exprimer en fonction de l'énergie cinétique initiale et s'écrit alors sous la forme :

$$E_c^f = \frac{1}{2}(m + M)v_1^2 = \frac{m}{m + M}E_c^i \quad \text{eq I 16}$$

Où  $v_0$  représente la vitesse du bloc avant l'impact et  $v_1$  après l'impact,  $m$  est la masse du bloc et  $M$  est la masse du terrain. Pour stopper le bloc, Tonello suppose que la variation de l'énergie cinétique ( $\Delta E_c^f - 0,5m0^2 = E_c^f$ ) est égale au travail de déformation,  $W_d$ , subi par le matériau.

$$W_d = P_{\max} \left( d_p - \frac{d_e}{2} \right) \quad \text{eq I 17}$$

Où  $d_e$  est la déplacement élastique,  $d_p$  la déplacement plastique et  $P_{\max}$  la force dynamique maximale. L'égalisation de  $E_c^f$  avec  $W_d$  donne l'expression de  $P_{\max}$  suivante :

$$P_{\max} \left( d_p - \frac{d_e}{2} \right) = \frac{m}{m + M} \frac{mv_0^2}{2} \quad \text{eq I 18}$$

De nombreuses formules de force d'impact existent. Pour plus d'information, le lecteur pourra se reporter à la thèse de Montani [Montani 1998]. Le Tableau I 2, d'après Montani, récapitule les auteurs proposant des formules de force d'impact.

Comportement du sol	Approche quasi-statique	Approche dynamique
Elastique	Hertz, Handbook of protections against rockfalls	Tonello, Lang, Komatuzawa
plastique		Habib, Heierli
Elasto-plastique	Meyer, Sonoda, Goldsmith	Tonello, Lang, Azimi
Formules empiriques	Poncelet, Japan Steel Club, Yoshida, Masuya	

Tableau I 2 : Récapitulatif des auteurs proposant des formules de force d'impact [d'après Montani 1998]

### I.3.2.4 Modèle du CEB

Le bulletin d'information du CEB (Comité euro international du Béton) [CEB 1988] traite des problèmes d'impact sur les structures en béton. L'impact est modélisé par des systèmes masse

ressort à deux degrés de liberté. Le modèle se décompose en deux masses  $m_1$ ,  $m_2$ , un ressort  $R_2$  entre ces deux masses pour simuler le contact et un autre ressort  $R_1$  représentant la rigidité de la structure.

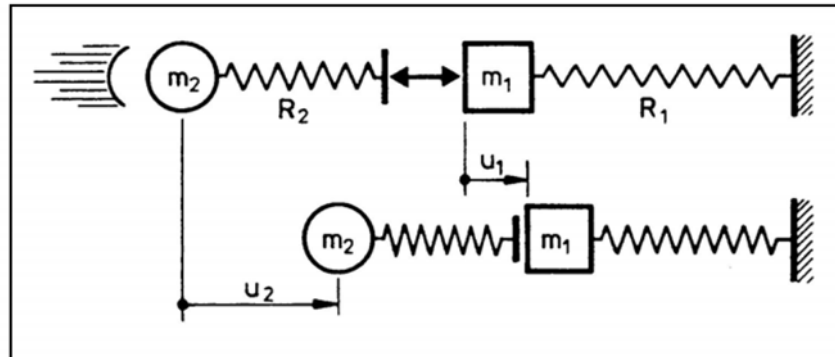


Figure I 16 : Système masse ressort à deux degrés de liberté où  $m_2$  impacte  $m_1$  [CEB, 1988]

Le cas où  $u_2 \gg u_1$  est appelé « soft impact » ou choc mou, défini par le CEB. La totalité de l'énergie cinétique est transformée en énergie de déformation du corps impactant et la structure est supposée indéformable, comme par exemple un choc d'une automobile sur une pile de pont. Il est alors facile d'obtenir l'effort de contact et les réactions de la structure.

L'autre cas de figure est appelé « hard impact » ou choc dur et se produit quand le corps impactant est beaucoup plus rigide que la structure. L'énergie cinétique de l'impacteur est alors absorbée par les déformations de la structure.

### I.3.2.5 Modèle mécanique simplifié

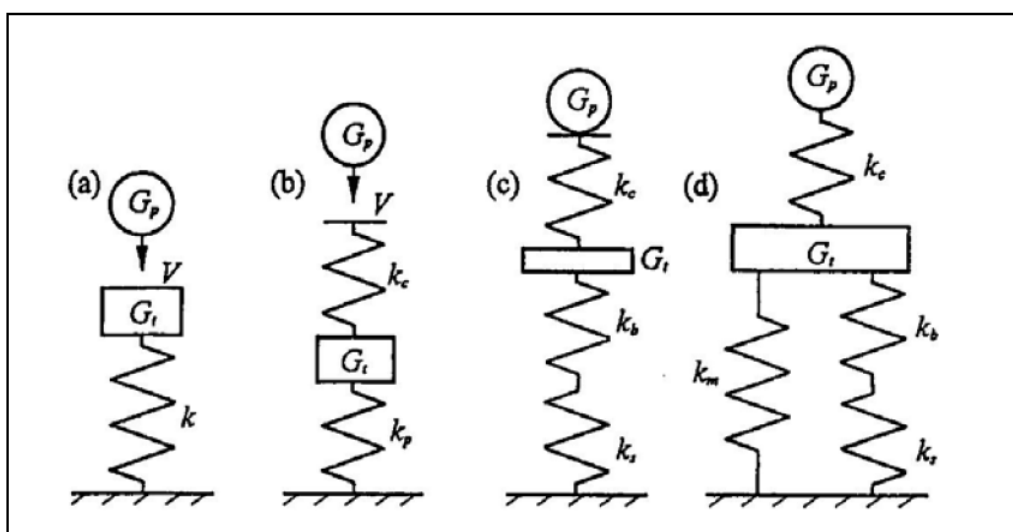


Figure I 17 : Modèles masse ressort modélisant des impacts [Ruan 2003]

Le modèle mécanique le plus simple est un système masse ressort (Figure I 17). Ce modèle a pour but de prédire la réponse d'une structure soumise à un choc. Dès 1940, E. H. Lee [Lee 1940] utilise un système masse ressort à un degré de liberté pour simuler l'impact d'une masse sur une poutre (Figure I 17a). W. Suaris et S. P. Shah [Suaris 1982] proposent un modèle à deux degrés de liberté pour étudier les effets d'inertie dans des tests d'impact sur des ciments où  $k_p$  est la rigidité de la plaque et  $k_c$  représente la rigidité du contact (Figure I 17b). Dans le modèle masse ressort de K. M. Lal [LAL 1983], trois ressorts différents étaient utilisés pour représenter la flexion  $k_b$ , le cisaillement  $k_s$ , et la raideur du contact  $k_c$ . K. N. (Figure I 17c). Shivakumar et al. [Shivakumar 1985] représente un modèle masse ressort pour analyser les impacts entre une plaque en composite et une sphère, prenant en compte la flexion  $k_b$ , le cisaillement  $k_s$ , l'interface  $k_m$  et le contact  $k_c$  (Figure I 17d).

Tous ces modèles sont limités à des impacts élastiques ou à l'étude de structures composites. Ils ne sont pas adaptés à des impacts plastiques comme c'est le cas pour des matériaux granulaires où le frottement entre les grains entraîne une dissipation importante par plasticité.

### I.3.2.6 Une approche de détermination de la force d'impact

Des essais d'impact sur des structures en béton ont été menés au laboratoire fédéral Suisse d'essai des matériaux dans les années 1960 [EMPA 1966]. Ces essais avaient pour but de mieux connaître le comportement des structures en béton soumises à des impacts de blocs rocheux afin de dimensionner des galeries de protection. En se donnant la forme d'évolution de l'effort d'impact en fonction du temps selon la Figure I 18, alors l'impulsion,  $I$ , peut s'écrire de la façon suivante :

$$I = \frac{F_{\max} \cdot t_c}{2} \quad \text{eq I 19}$$

La force d'impact maximale,  $F_{\max}$ , peut alors facilement être déduite de l'eq I 19 :

$$F_{\max} = \frac{2 \cdot m \cdot \Delta v}{t_c} \quad \text{eq I 20}$$

$\Delta v$  représente la variation de vitesse de l'impacteur entre le début et la fin de l'impact  
 $m$ , est la masse de l'impacteur.



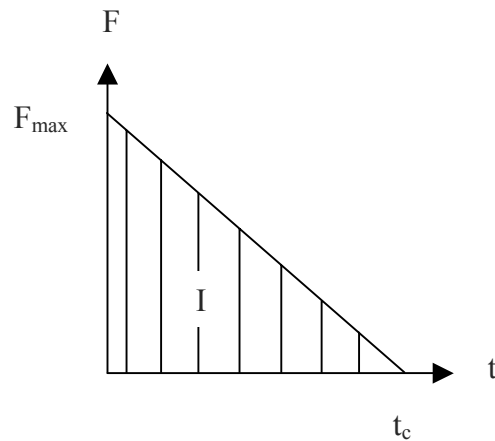


Figure I 18 : Représentation simplifiée de l'effort en fonction du temps d'impact

Il est donc possible de dimensionner des ouvrages en connaissant le temps d'impact. Des essais expérimentaux ont permis de déterminer des fourchettes de valeurs du temps d'impact,  $t_c$ , pour les configurations suivantes :

- Béton sans couche protectrice  $2.10^{-3}$  à  $4.10^{-3}$  s
- Béton recouvert par 10 cm de goudron  $4.10^{-3}$  à  $8.10^{-3}$  s
- Béton avec goudron et couche de gravier (épaisseur minimum de 35cm)  $5.10^{-3}$  à  $8.10^{-3}$  s

A titre d'exemple, un bloc d'une tonne ayant une vitesse de translation de  $14 \text{ m.s}^{-1}$  (soit une énergie cinétique de 100 kJ) provoquera une force d'impact maximum de 4,6 MN en impactant un ouvrage en béton recouvert par une couche de 10 cm de goudron.

### I.3.2.7 Formulation de l'Eurocode

Il existe 9 Eurocodes spécifiques. Ils regroupent un ensemble de normes pour le calcul des structures et fondations des ouvrages de bâtiments et de génie civil. L'eurocode 1, partie 2-7 [Eurocode 1998], traite des actions accidentelles dues aux chocs et explosions. Les actions dues à un choc prises en compte sont les suivantes :

- collisions dues aux véhicules,
- collisions dues aux trains,
- collisions dues aux bateaux,

- atterrissage brutal d'hélicoptères sur les toitures.

Le processus de choc est déterminé par la distribution de la masse, par le comportement de déformation, par les caractéristiques d'amortissement et par la vitesse initiale du corps produisant le choc. Le corps et la structure sont considérés comme un système global. La structure est supposée rigide et immobile et l'impacteur est modélisé par un barreau continu élastique équivalent. La force d'interaction maximale résultante,  $F$ , et la durée de l'action,  $\Delta t$ , sont donnés par :

$$F = v_r \sqrt{km}$$
$$\Delta t = \sqrt{\frac{m}{k}} \quad \text{eq I 21}$$

avec  $v_r$ , la vitesse de l'impacteur au moment du choc  
 $k$ , la rigidité élastique équivalente de l'impacteur  
 $m$ , la masse de l'impacteur

Ce modèle a l'avantage d'être facilement utilisable pour déterminer la force d'impact. Néanmoins, les hypothèses (ci-dessus) permettant d'aboutir à l'équation I 21 ne correspondent pas à la physique de l'impact d'un bloc rocheux sur un ouvrage de protection arrêtant le bloc par large déformation.

### I.3.3 Les expérimentations d'impact

L'objectif de cette partie est de décrire les principales expérimentations d'impact appliquées aux ouvrages de protections contre les chutes de blocs. Des essais sont effectués sur des ouvrages de protections composites, filets ASM ou alors directement sur du béton ou matériaux granulaires.

#### I.3.3.1 Essais sur filets ASM

Depuis 2001, un dispositif d'essai d'impact a été installé en Suisse à Walenstadt par le WSL (Institut fédéral de recherche) et l'entreprise Fatzer Geobruigg SA [Gerber 2001]. Il résulte d'une excellente collaboration et présente une triple utilité : le WSL exécute des travaux de recherche sur les chutes de pierres, l'entreprise industrielle développe de nouveaux produits et les autorités fédérales ont la possibilité de tester et d'homologuer des systèmes de protection. Ce dispositif est le plus important du genre au monde. L'installation permet de lâcher verticalement, sur des ouvrages de protection contre les chutes de pierres, des blocs de plus de 10 tonnes depuis une hauteur pouvant atteindre 50 mètres soit une énergie de 4900 kJ.



Figure I 19 : Vue du site d'essai italien

En Italie, Peila [Peila 1998] a testé des filets pare blocs à l'échelle 1 dont la fonction est de dissiper l'énergie cinétique par une large déformation de la structure. L'énergie d'impact, les forces et les déplacements de structure sont étudiés. Les impacts sont filmés grâce à trois caméras et les efforts transmis aux câbles de la barrière sont mesurés. L'impacteur est un bloc rocheux guidé par un câble jusqu'à l'ouvrage testé (Figure I 19). La vitesse maximum pouvant être atteinte est de  $34 \text{ m.s}^{-1}$  et la masse maximale du bloc rocheux est de 7000 kg, soit une énergie cinétique maximale de 4 000 kJ. Ces tests permettent d'observer le comportement réel des filets à l'impact et de définir la force transmise entre le bloc et la barrière. Ceux-ci ont pour objectif de définir une procédure de dimensionnement de ce type d'ouvrage.

### **I.3.3.2 Essai d'impact direct sur matériau granulaire**

#### ***I.3.3.2.1 Essais à l'école polytechnique fédérale de Lausanne***

Dans le cadre de l'amélioration des connaissances sur la capacité d'amortissement des matériaux de couverture de galeries de protection et d'estimer les sollicitations dynamiques qu'une dalle en béton armé doit reprendre, une étude expérimentale de lâchers de blocs a été menée au laboratoire de mécanique des roches à Lausanne. Ce travail a fait l'objet de la thèse de S. Montani [Montani 1996, 1998, 1999] encadré par V. Labiouse [Labiouse 1996]. Le matériau granulaire testé repose sur une dalle en béton armé carrée ( $3,4 \text{ m} \times 3,4 \text{ m} \times 0,2 \text{ m}$ ) reposant sur 4 appuis ponctuels (Figure I 20).

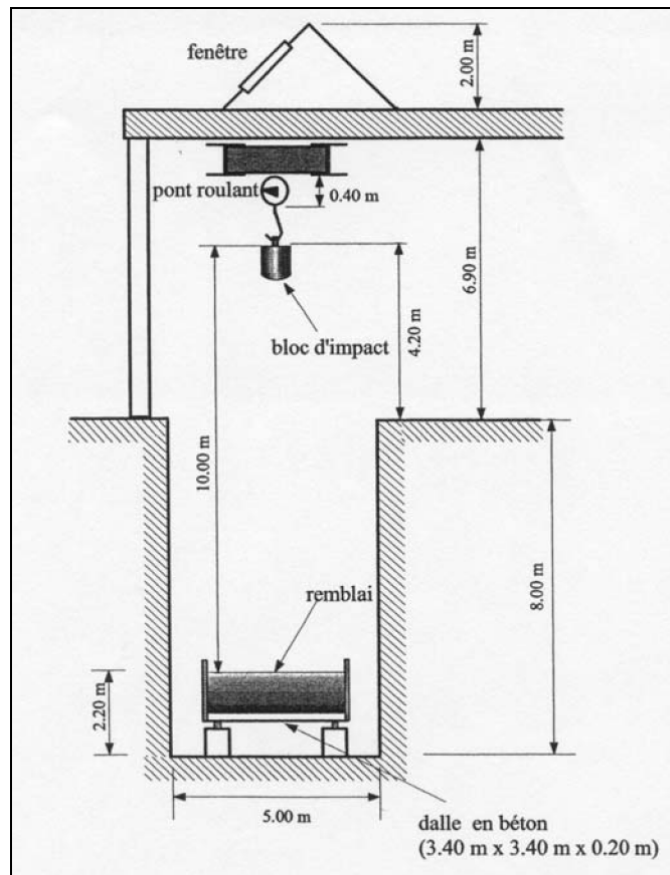


Figure I 20 : Vue sur l'expérimentation [Montani 1998]

Les essais d'impact présentent les caractéristiques suivantes :

- Masse du bloc impactant : 100, 500 et 1000 kg.
- Hauteur de chute : entre 0,25 et 10 m.
- Épaisseur de remblai : 0,35 0,5 et 1 m.
- Nature du remblai : gravier, matériaux provenant d'un cône de déjection et déchets rocheux.
- Angle d'impact du bloc à partir de l'horizontale : 90°, 60° et 40°.

Ces essais sont instrumentés par les capteurs suivants :

- 1 accéléromètre dans le bloc d'impact.
- 5 capteurs de pression scellés dans la dalle.
- 4 capteurs de déplacement placés sous la dalle.
- 4 capteurs de force au droit des appuis.

Ces recherches ont permis d'aboutir à une formule de dimensionnement applicable facilement en bureau d'étude. Il est alors possible de dimensionner les galeries de protection protégées

par un matériau de couverture. Les formules obtenues sur une dalle infiniment rigide sont les suivantes :

$$F_{acc} = 1.33 * \exp\left(\frac{R}{1.5 * e}\right) * M_E^{1/3} * (\tan \varphi)^{0.2} * E_{pot}^{2/3}$$
$$F_{int} = 2.6 * R^{-0.24} * e^{-0.01} * \exp\left(\frac{R}{2.5 * e}\right) * M_E^{0.25} * E_{pot}^{0.75}$$

eq I 22

$F_{acc}$  est l'effort maximal à la surface du remblai (kN)

$F_{int}$  est l'effort maximal sur la dalle (kN)

$M_E$  est le module de compressibilité du matériau d'amortissement (kN.m<sup>-2</sup>)

$R$  est le rayon du bloc d'impact (m)

$W$  est le poids du bloc d'impact (kN)

$e$  est l'épaisseur du remblai (m)

$\varphi$  est l'angle de frottement du sol (°)

$E_{pot}$  est l'énergie potentielle (J)

Par exemple, un bloc de 500 kg lâché d'une hauteur de 10 m sur un remblai en gravier de 0,5 m d'épaisseur transmet un effort à la surface de la dalle d'environ 600 kN.

Ces formules ne sont valables que pour un domaine d'application bien précis. On peut citer, notamment, une épaisseur de matériaux de 50 cm au minimum. Le matériau granulaire doit être faiblement compacté. Enfin, le drainage du matériau doit être efficace.

### ***I.3.3.2 Essai à l'école polytechnique de Milan***

Dans la perspective de l'amélioration de la protection contre les chutes de blocs rocheux, des essais d'impact sur une couche de matériaux granulaires ont été entrepris en Italie [Calvetti 2004]. Ces matériaux granulaires sont aussi utilisés comme couche dissipatrice pour réduire la force d'impact sur des galeries de protection. Les essais d'impact sont réalisés grâce à une tour où est lâché l'impacteur. (Figure I 21)

Les caractéristiques de l'expérimentation sont les suivantes :

- Masse de l'impacteur : 850 kg
- Hauteur de chute : jusqu'à 20 m
- Matériaux testés : sable et argile légère (densité 4 fois plus faible que celle du sable) connu sous le nom « LECA » (Light Expanded Clay Aggregate)
- Épaisseur de la couche : 2,6 m



Figure I 21 : Vue de la tour de largage

Les essais sont suivis par une instrumentation comprenant un accéléromètre 3D au centre de gravité de l'impacteur et 8 capteurs de force placés sous la couche de matériaux granulaires.

Les résultats de la campagne expérimentale ont montré que la présence d'une couche superficielle de LECA ne permettait pas de réduire la force d'impact de manière significative par rapport à une couche de sable. Aussi, les efforts d'impact en fonction du temps montrent un double pic dû à l'interaction entre la pénétration de l'impacteur et la réflexion des ondes de compression. Enfin, la densité relative de la couche superficielle est un facteur clé pour déterminer la valeur du pic de l'effort d'impact.

### **I.3.3.3 Essai d'impact sur structures composites**

Au Japon, des essais d'impact ont été effectués sur des structures de protection composite. L'objectif est d'obtenir une procédure de dimensionnement et d'évaluer les performances d'absorption d'un système composé de deux ou trois couches en les comparant à des impacts directs sur un mur ou sur une simple couche de sable.

Kawase [Kawase 2001] a étudié un système d'absorption composé de deux couches. La première couche (impactée) est constituée d'une dalle en béton armé d'une épaisseur de 10 à 15 cm et d'une deuxième couche composée de polystyrène expansé sur une épaisseur de 1,25 à 2,5 m. L'impacteur utilisé est un impacteur cylindrique en acier d'une masse de 400 kg dont

le nez a une forme sphérique d'un rayon de courbure de 1,4 m. Il est lâché d'une hauteur déterminée qui varie de 0,5 à 4,6 m. Le dispositif de mesure est composé d'un capteur de force inséré dans l'impacteur et de capteurs de force incorporés dans la fondation pour mesurer l'effort d'impact transmis à la structure.

Les résultats de l'étude montrent que le système d'absorption composé de deux couches permet de diviser par 9 l'effort d'impact par rapport à un impact direct sur un mur en béton. Cette force d'impact en fonction du temps se décompose en 2 parties :

- 1 première partie correspondant au contact entre l'impacteur et la dalle béton armé.
- 1 deuxième partie correspondant à la déformation plastique globale de la structure.

Kishi [Kishi 1999] a effectué des essais d'impact sur des structures de protection composées de trois couches. Une couche de 50 cm de sable (coté impacté), une épaisseur de 20 à 30 cm de béton armé et une couche de 50 à 100 cm de polystyrène expansé. (Figure I 22)

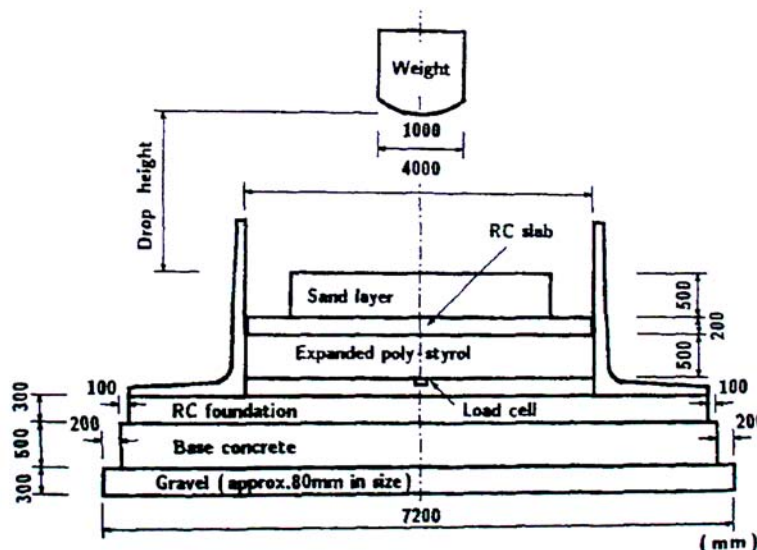


Figure I 22 : Vue générale de l'expérimentation sur le système 3 couches

Les essais sont effectués grâce à deux types d'impacteur en acier d'une masse de 3 et 5 tonnes présentant les mêmes dimensions ; 1 m de diamètre et un fond sphérique de 17,5 cm de hauteur. Ces impacteurs sont lâchés d'une hauteur variant de 10 à 30 m. Afin d'évaluer la force d'impact, 4 accéléromètres sont installés dans l'impacteur. Aussi, 25 capteurs de pression sont scellés dans le support à une même hauteur afin de mesurer la distribution de la force transmise.

Les résultats ont montré qu'une couche de sable ne permet pas de diminuer et de disperser suffisamment la force d'impact. Le système d'absorption en trois couches est environ 4 fois

plus efficace qu'une simple couche de sable. L'effet d'atténuation de la force d'impact repose sur une faible vitesse de propagation des ondes dans le sable associée à une grande capacité de déformation de la couche de sable et un effet de dispersion de la force d'impact dû à la grande vitesse de propagation des ondes et une grande rigidité de la dalle en béton armé sous la couche de sable. L'effort maximum transmis à la fondation est deux fois plus faible que l'effort mesuré au niveau de l'impacteur. Enfin, le temps d'impact est de l'ordre de 70 ms, ce qui est deux fois plus long que celui mesuré lors d'un impact dans une simple couche de sable.

Cette équipe de recherche est très active dans la compréhension des phénomènes d'impact. D'autres cas de figure ont été étudiés. Kishi [Kishi 2002b] s'intéresse aussi au comportement à l'impact de poutres en béton sans renforcement. La charge d'impact est appliquée grâce à un impacteur en acier de 300 kg. Les résultats montrent que la fissuration du béton à l'impact peut être relativement bien prévue. Des expérimentations ont aussi été menées [Kishi 2002a] afin d'étudier la capacité de résistance de béton précontraint utilisé pour la construction de galeries de protection. Des essais ont été réalisés avec deux impacteurs en acier de 3000 et 5000 kg, lâchés d'une hauteur de 30 m.

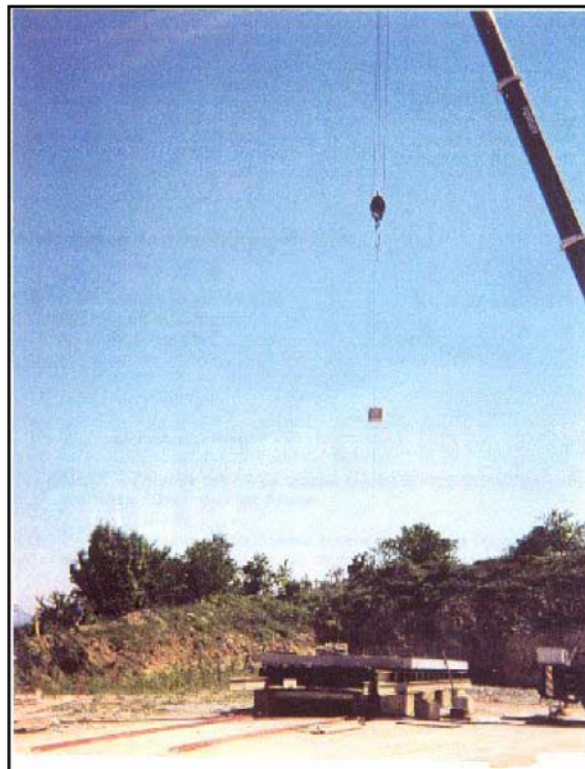
#### **I.3.3.4 Essais d'impact sur une dalle pare-blocs**

Des essais d'impact ont été menés sur une dalle pare-bloc structurellement dissipant (PSD) dans le cadre de la thèse de Fabien Delhomme [Delhomme 2005]. L'innovation majeure de ce travail est de dissiper l'énergie d'impact directement dans la dalle en béton armé ou dans des appuis fusibles et non dans une couche de matériau dissipant comme c'était l'usage auparavant. L'étude expérimentale est menée sur une dalle à l'échelle 1/3 et permet de valider son principe de fonctionnement. La dalle testée est en béton armé de 12 m par 4,8 m et une épaisseur de 28 cm [Perrotin 2002]. Elle repose sur deux lignes d'appuis constituées de 11 appuis fusibles. Les caractéristiques des essais sont les suivantes :

- Masse de l'impacteur : 450 et 810 kg
- Hauteur de chute : de 0 à 37 m
- Jauges de déformation collées sur les armatures
- Jauges de déformation collées sur le béton
- Capteurs de déplacement
- Accéléromètres
- 5 capteurs de force
- 1 caméra ultra rapide (1000 images par seconde)



Lors d'un impact, la dalle est endommagée par trois mécanismes majeurs : le poinçonnement, la mise en flexion et la déstructuration de surface de la zone impactée. Lors des premières millisecondes du choc, seule une surface réduite de la dalle est mise en flexion. Ce phénomène engendre des déformations dans les armatures longitudinales plus élevées que lorsque la dalle est totalement fléchie. Le poinçonnement de la dalle tend à éjecter un cône de béton provoquant l'apparition de fissures inclinée à 45°, un cisaillement des armatures inférieures et supérieures et une mise en traction des armatures d'effort tranchant. Ce mécanisme est fréquemment observé lors de tests d'impact sur des dalles en béton armé dans le cadre de chute de blocs [Mougin 2005] ou d'impact de missile [Yankelevsky 1997].



**Figure I 23 : Vue d'un essai d'impact**

Ce travail permet d'aboutir à l'établissement de recommandations sur la conception et la réalisation des pare-blocs structurellement dissipant. Il existe des pare-blocs structurellement dissipant en projet ou déjà réalisés. Un ouvrage réel a été instrumenté pour fournir des bases de données sur la fréquence des impacts, l'endommagement de la dalle et les variations du comportement mécanique de la structure au cours du temps. En autorisant un endommagement de la structure, ce travail ouvre de nombreuses perspectives pour les protections dissipatives d'habitations ou de voies de communication.

## **I.3.4 Les modèles numériques**

Il est difficile de résoudre des problèmes complexes de dynamique de manière analytique. En développant des modèles numériques, l'objectif est de parvenir à représenter le comportement dynamique des structures. L'approche aux éléments finis est déjà largement développée, alors que l'approche aux éléments discrets commence à montrer de réels avantages en dynamique.

### **I.3.4.1 Les éléments finis**

Aujourd'hui, la méthode des éléments finis [Zienkiewicz 2000] est largement développée grâce à la montée en puissance des capacités de calcul des ordinateurs. Elle est parfois employée en bureau d'étude de génie civil pour le dimensionnement d'ouvrages et un marché de codes commerciaux a vu le jour comme par exemple le code de calcul Abaqus [Prat 1995].

Cependant dans le cadre de la dynamique, cette méthode présente l'inconvénient par sa représentation continue du milieu de ne pas représenter les problèmes de fissuration ou de fragmentation sans utiliser des développements spécifiques à priori [Dragon 2000]. Il est donc délicat de représenter des phénomènes d'impact de chute de blocs rocheux sur des ouvrages de protection.

Dernièrement, P. Berthet-Rambaud [Berthet Rambaud 2004] a modélisé la chute d'un bloc sur une dalle en utilisant un modèle d'endommagement du béton à l'aide du code de calcul Abaqus. Il a montré qu'il est possible de reproduire des essais expérimentaux de lâcher de blocs sur des pare-blocs structurellement dissipant.

### **I.3.4.2 Les éléments discrets**

La méthode des éléments discrets (DEM) permet de calculer le mouvement d'un grand nombre de particules comme des molécules ou des grains de sable. Cette méthode s'appuie sur une technique de discrétisation temporelle par différences finies et a la particularité de traiter le milieu étudié comme un assemblage de corps discrets. Il existe deux grandes familles : les méthodes Non Smooth DEM et les méthodes dites Smooth DEM. Le lecteur pourra se reporter aux ouvrages de Bardet [Bardet 1998] et Cambou et Jean [Cambou 2001] pour une classification de ces types de méthodes. Leur différence majeure réside dans le traitement des interactions de contacts entre les éléments.

Les méthodes Non Smooth DEM traitent le contact par l'intermédiaire de lois d'interaction non régulières. L'interaction est décrite par des lois de choc, c'est à dire des lois qui traduisent la discontinuité instantanée des vitesses lors de l'impact. Une méthode a été proposée par Jean

et Moreau en 1992 [Jean 1992]. Le lecteur pourra se référer à Jean [Jean 1999] pour une description complète de cette méthode.

Avec les méthodes Smooth DEM, l'interaction entre les grains est décrite par des fonctions régulières, c'est à dire continues. L'interpénétration entre les grains est alors autorisée. A l'origine, la méthode a été appliquée par Cundall en 1971 [Cundall 1971] aux problèmes en mécanique des roches. Cundall a proposé la définition suivante [Cundall 1992] : la MED désigne un modèle permettant des déplacements et des rotations finis de corps discrets, y compris leur séparation et détectant les éventuels nouveaux contacts automatiquement au cours du calcul. Cette méthode représente le milieu par des éléments géométriques, de type disques, sphères, polygones, polyèdres...., qui interagissent par des lois de contact, et dont le mouvement est généralement piloté par le principe fondamental de la dynamique.

La base théorique de la méthode a été détaillée par Williams, Hocking et Mustoe en 1985 [Williams 1985] qui ont montré que la DEM pouvait être considérée comme méthode d'éléments finis généralisée. Les diverses branches dans la famille de la DEM sont la méthode des éléments distincts proposée initialement par Cundall en 1971, la méthode discrète généralisée d'éléments proposée par Hocking, Williams et Mustoe en 1985, l'analyse discontinue de déformation proposée par Shi [Shi 1989] et la méthode fini-discrète d'éléments proposée par Munjiza et Owen en 2004.

Parmi toutes ces méthodes, celle des éléments distincts [Cundall 1979] est plus particulièrement adaptée pour traiter la question des structures à l'impact [Camborde 1999] [Hentz 2003] en autorisant l'interpénétration des éléments entre eux et en utilisant un schéma d'intégration en temps explicite. La méthode présente de nombreux atouts. De part sa nature discrète au sens de la matière basée sur le principe fondamental de la dynamique, elle permet tout particulièrement de traiter des problèmes de dynamique impliquant des géomatériaux [Camborde 2000] tels que de la grave ou du béton soumis à de grandes déformations, de la fissuration voire de la fragmentation [Masuya 1994]. Elle peut aussi être adaptée pour étudier des problèmes quasi statiques [Chareyre 2003].

L'inconvénient majeur de la méthode aux éléments discrets est le temps de calcul. Ceci limite la durée des simulations ou le nombre de particules. L'augmentation des capacités de calcul des ordinateurs et les avancées de logiciels effectuant des traitements parallélisés vont permettre d'augmenter les temps de simulation et le nombre de particules. L'autre inconvénient est le calage des paramètres locaux pour reproduire le comportement mécanique macroscopique souhaité.

Il existe de nombreux codes de calcul en source libre comme Ball & Trubal écrits initialement par Cundall et actuellement maintenu par Thornton, SDEC ou Yade créés respectivement par

Donze [Donze 2001b] et Galizzi. De nombreux codes commerciaux ont vu aussi le jour comme PFC2D, 3D, EDEM, GROMOS, MIMES ou PASSAGE®/DEM.

Dans le cadre de la simulation d'ouvrages de protection soumis aux chutes de blocs rocheux, la méthode paraît particulièrement bien adaptée. Grâce à la méthode des éléments discrets en 3 dimensions, F. Donze [Donze 2001a] montre que celle-ci est capable de reproduire la réponse dynamique expérimentale d'une structure de protection, composée d'une dalle en béton et d'un remblai en matériaux meubles sous l'impact d'un bloc rocheux. Aussi, S. Hentz [Hentz 2003] utilise la méthode des éléments discrets en 3 dimensions pour étudier des structures en béton sous chargement dynamique.

Le champ d'application de la méthode aux éléments discrets est très vaste. En effet, d'autres applications peuvent être étudiées comme le mouvement de particules dans un moulin à minerai [Rajamani 2002], le remplissage d'un silo [Iwashita 2003], la compaction de poudres métalliques ou non [Sheng 2002], le traitement de matériaux anisotropes grâce à l'utilisation d'un assemblage d'éléments de structure particulière [Wanne 2003], les problèmes à grande échelle et particulièrement géophysiques [Vietor 2003] ou la modélisation de la banquise [Hopkins 2002].

### **I.3.5 La pratique de l'ingénieur**

La détermination des efforts d'impact s'exerçant sur un ouvrage de protection diffère selon la manière de prendre en compte le comportement de la structure et si le calcul est dynamique ou quasi-statique. Pour les deux approches, le comportement de la structure peut être considéré élastique, plastique ou élasto plastique. D'autres études proposent des formulations empiriques à la suite d'essais d'impact. Pour plus de détails, le lecteur pourra se référer à la thèse de Sara Montani [Montani 1998] où une synthèse des différentes formules de dimensionnement est dressée. La détermination des efforts d'impact, des efforts transmis à un ouvrage de protection fait encore l'objet de nombreuses recherches. Au sein de la communauté scientifique de Grenoble, des travaux numériques et expérimentaux sont entrepris dans ce sens. Des merlons de protection sont modélisés grâce à la méthode des éléments discrets [Plassiard 2004 ; Bertrand 2006].

Comme la dynamique de l'impact reste encore un domaine complexe, elle n'est pas souvent utilisée pour le calcul de dimensionnement d'ouvrages de protection en bureau d'étude.

Dans le domaine de la protection contre les chutes de blocs rocheux, les écrans de filet de type ASM sont classés de 1 à 9 pour des capacités d'absorption de l'énergie de 12,5 à 5 000 kJ. Des essais d'impact sont réalisés pour valider leur capacité, comme nous l'avons vu dans ce

chapitre. Une analyse de trajectographie est alors nécessaire au préalable pour connaître la hauteur de passage du bloc et la vitesse. Connaissant la masse du bloc retenue grâce à une étude approfondie des masses instables par un géologue, il est possible de déterminer la classe de l'écran de filet et la hauteur de l'ouvrage à prendre en compte. Dans le cas du dimensionnement des merlons de protection, des règles géotechniques classiques prenant en compte des chargements statiques sont retenues. Les forces d'inertie provoquées par la mise en mouvement des matériaux ne sont pas étudiées et sont englobées dans le coefficient de sécurité appliqué au calcul pseudo statique lors du dimensionnement de l'ouvrage.

Les phénomènes dynamiques étant encore très mal connus de nos jours, les ouvrages de protection sont la plupart du temps surdimensionnés pour assurer une sécurité suffisante. Compte tenu du coût d'une telle structure, la thèse s'inscrit dans une meilleure compréhension des phénomènes dynamiques et a pour objectif d'optimiser le dimensionnement d'ouvrages de protection dissipatifs.

## **I.4 Bilan**

Il existe de nombreux types de protections contre les chutes de blocs rocheux selon leurs caractères temporaires ou permanents et passifs ou actifs. Pour la protection permanente passive, les ouvrages de protection peuvent être classés en fonction de leur capacité d'absorption de l'énergie cinétique. C'est dans ce contexte que s'inscrit le travail de thèse. L'objectif étant de concevoir un ouvrage de protection dissipatif, de faible épaisseur, pour des énergies cinétiques de l'ordre de quelques centaines de kilojoules.

Quelques sites de lâcher de blocs existent pour tester des ouvrages de protection. En Suisse, un site permet de tester et d'homologuer des filets jusqu'à des énergies de 5 000 kJ. D'autres sites permettent de tester des ouvrages composites ou des couches de matériaux. Pour étudier notre ouvrage de protection, nous avons notre propre site d'essai à Grésy sur Aix en Savoie.

Le modèle aux éléments discrets a montré une grande capacité pour représenter des phénomènes dynamiques dans les géomatériaux. Nous allons donc utiliser le code SDEC pour simuler le comportement de la structure soumise à un impact. Pour ce faire, nous avons adopté une démarche de calage à partir d'essais quasi-statiques qui permet d'aboutir au jeu de données locales permettant de représenter les paramètres mécaniques des géomatériaux.



## **II. Pré-étude et présentation de la campagne expérimentale**

<b>II.1</b>	<b>PRÉ-CAMPAGNE EXPÉRIMENTALE D'IMPACT : CHOIX DES MATÉRIAUX ET VALIDATION DU PRINCIPE GÉNÉRAL.....</b>	<b>57</b>
II.1.1	MATÉRIAUX ET CONFIGURATIONS TESTÉS .....	57
II.1.2	LE DISPOSITIF .....	58
II.1.2.1	<i>Le châssis de réception .....</i>	<i>58</i>
II.1.2.2	<i>L'acquisition de la force d'impact .....</i>	<i>59</i>
II.1.2.3	<i>Le système de largage .....</i>	<i>60</i>
II.1.2.4	<i>Résultat obtenu .....</i>	<i>60</i>
II.1.3	RÉSULTATS DE LA PRÉ-CAMPAGNE EXPÉRIMENTALE.....	61
II.1.3.1	<i>Les matériaux granulaires .....</i>	<i>61</i>
II.1.3.2	<i>Influence de la dalle de répartition .....</i>	<i>63</i>
II.1.4	BILAN DE LA PRÉ-ÉTUDE .....	66
<b>II.2</b>	<b>PRÉSENTATION DE L'ÉTUDE EXPÉRIMENTALE : ESSAI D'IMPACT ....</b>	<b>67</b>
II.2.1	PRÉSENTATION DU DISPOSITIF .....	67
II.2.1.1	<i>Site d'essai.....</i>	<i>67</i>
II.2.1.2	<i>Description des matériaux utilisés .....</i>	<i>68</i>
II.2.1.2.1	<i>Objectif.....</i>	<i>68</i>
II.2.1.2.2	<i>La grave.....</i>	<i>69</i>
II.2.1.2.3	<i>Les pneus de voiture.....</i>	<i>69</i>
II.2.1.2.4	<i>Les chaussettes de géotextile.....</i>	<i>70</i>
II.2.1.2.5	<i>Les dalles béton armé .....</i>	<i>70</i>
II.2.1.3	<i>Les éléments du dispositif.....</i>	<i>71</i>
II.2.1.3.1	<i>L'impacteur .....</i>	<i>71</i>
II.2.1.3.2	<i>Le socle en béton.....</i>	<i>72</i>
II.2.1.3.3	<i>Le coffrage .....</i>	<i>73</i>
II.2.1.4	<i>Système de largage.....</i>	<i>73</i>
II.2.2	INSTRUMENTATION ET DÉFINITION DES GRANDEURS MESURÉES.....	74
II.2.2.1	<i>Les capteurs.....</i>	<i>74</i>
II.2.2.2	<i>Le temps de sollicitation.....</i>	<i>76</i>
II.2.2.3	<i>La profondeur de pénétration .....</i>	<i>76</i>
II.2.3	LES ESSAIS RÉALISÉS .....	77
II.2.4	VALIDATION DU DISPOSITIF .....	80
II.2.4.1	<i>Essais d'impact direct sur une couche de grave .....</i>	<i>80</i>
II.2.4.2	<i>Comparaison avec les résultats de S. Montani .....</i>	<i>82</i>
II.2.4.2.1	<i>Caractérisation de la grave : essais triaxiaux .....</i>	<i>83</i>
II.2.4.2.2	<i>Comparaison.....</i>	<i>87</i>
II.2.4.3	<i>Validation de la mesure des efforts transmis .....</i>	<i>88</i>
II.2.4.3.1	<i>Influence du socle support.....</i>	<i>88</i>
II.2.4.3.2	<i>Mesure de l'effort transmis .....</i>	<i>91</i>
II.2.5	BILAN.....	92
<b>II.3</b>	<b>CONCLUSION.....</b>	<b>92</b>



Ce chapitre présente la pré-campagne expérimentale sur modèle réduit. Celle-ci permet de choisir le matériau dissipatif composant la couche de dissipation de l'ouvrage sandwich. Ensuite, le dispositif expérimental de lâcher de blocs à l'échelle 1 est présenté ainsi que l'instrumentation associée. Enfin, une dernière partie explique comment le dispositif a été validé avant d'entreprendre la campagne expérimentale à l'échelle de l'ouvrage.

## **II.1 Pré-campagne expérimentale d'impact : choix des matériaux et validation du principe général**

Avant de débiter une campagne expérimentale de lâcher de blocs sur une structure dissipative à échelle réelle, une pré-campagne expérimentale sur modèles réduits est menée [Lorentz 2005a]. L'objectif de celle-ci est de nous permettre d'effectuer un choix du matériau participant à la couche de dissipation vis-à-vis de leur capacité à dissiper l'énergie cinétique et de valider le concept de répartition de l'effort d'impact, grâce à une dalle en béton sur une couche de matériau granulaire. Pour cela, des essais sont effectués pour une même hauteur de chute, donc même énergie cinétique afin de comparer l'effort d'impact transmis maximum par les différents matériaux. Cette démarche permet d'avoir des valeurs relatives de dissipation des matériaux testés. En effet, plus l'effort transmis par la structure dissipative au massif d'appui est faible, plus la dissipation de l'énergie cinétique est grande. Les forces d'impact transmises peuvent être classées pour comparer les matériaux. La mesure de l'effort transmis, comme élément de comparaison des systèmes dissipatifs entre eux, se justifie aussi par le souhait de minimiser ces efforts à la structure d'appui lors d'un ouvrage de protection.

### **II.1.1 Matériaux et configurations testés**

Dans un premier temps, les géomatériaux suivants sont impactés directement pour étudier leur capacité de dissipation de l'énergie cinétique lors d'un impact :

- **Sable d'Hostun** : le sable a déjà été étudié en tant que remblai pour dissiper des sollicitations d'impact. Des tests ont été effectués à l'EPFL au laboratoire du LMR [Montani 1996] et ont montré l'efficacité du sable à dissiper l'énergie cinétique. L'étendue granulométrique du sable d'Hostun s'étend de 0,1 à 1 mm.
- **Gravier** : le gravier utilisé pour les tests est du gravier normalisé pour la fabrication du béton. La taille des grains s'étend de 5 à 15 mm.
- **Pouzzolane** : nous avons pensé utiliser ce matériau en raison de ses propriétés physiques qui semblent être intéressantes en terme de capacité d'écrasement sous

charge dynamique. En effet, la pouzzolane est une roche volcanique poreuse, légère, de densité sèche inférieure à 1 et abrasive. Pour les essais d'impact, la pouzzolane testée présente une étendue granulométrique de 7 à 12 mm.

Après avoir impacté directement ces géomatériaux, l'effet de répartition de la force d'impact par une dalle rigide en béton (sans renforcement) reposant sur une couche granulaire est testé. Deux configurations de couches granulaires associées à la dalle en béton sont étudiées : une couche de sable et une couche composée de chaussettes de géotextile extensible remplies avec du sable.

## **II.1.2 Le dispositif**

Des essais de lâcher de blocs ont été menés au sein du laboratoire 3S à Grenoble. Le dispositif consiste à lâcher un impacteur sphérique en acier d'une hauteur connue et à enregistrer la force d'impact transmise par le matériau testé à l'aide d'un capteur de force.

### **II.1.2.1 Le châssis de réception**

Le dispositif est contenu dans un châssis de forme cubique de 50 cm de côté. Le massif d'appui est supposé indéformable. L'effort d'impact est mesuré grâce à un capteur de force situé au centre du massif d'appui. Une caisse en bois renforcée de 50 cm de côté et 30 cm de hauteur reposant sur le capteur permet d'insérer la configuration à étudier (Figure II 1). La liaison mécanique entre la caisse en bois et le capteur se fait grâce à une tige métallique verticale non filetée. Ce système permet donc de mesurer l'effort d'impact de compression. Comme la mesure de l'effort se réalise grâce au capteur de force situé au centre de la caisse en bois, un tube PVC est placé verticalement au-dessus du châssis pour diriger la trajectoire de la boule en acier. L'impact s'effectue rigoureusement à l'aplomb de l'axe du capteur, ce qui permet d'éviter des phénomènes de flexion.

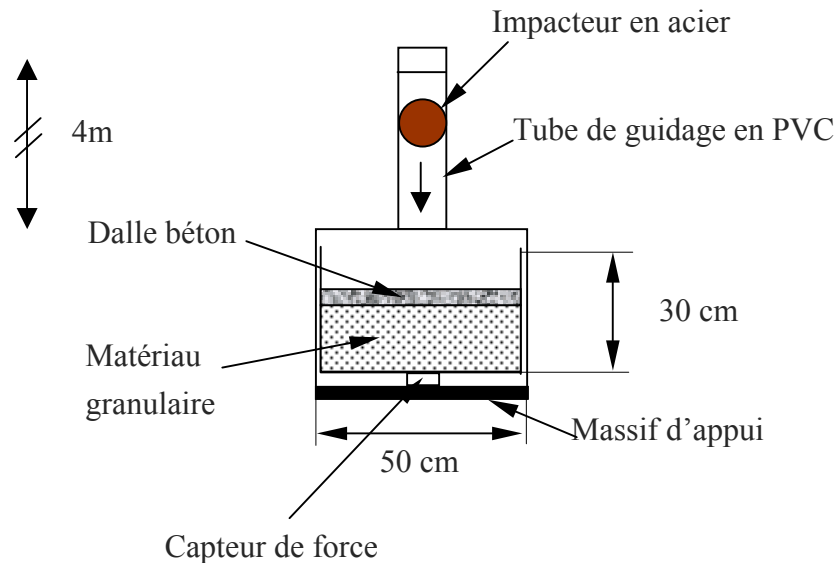


Figure II 1 : Schéma du dispositif d'impact

Les caractéristiques du dispositif de test d'impact sont les suivantes :

- L'impacteur est une sphère pleine en acier de 15 cm de diamètre et représente une masse de 13,6 kg.
- La hauteur de chute varie entre 0 à 2,5 m.
- Epaisseurs de couches des matériaux granulaires testées : 10 et 15 cm.
- Les matériaux utilisés : sable, gravier, pouzzolane, chaussettes de géotextile, dalle en béton (épaisseur 10 cm).

### II.1.2.2 L'acquisition de la force d'impact

L'objectif de la campagne de mesure étant de comparer les matériaux par rapport à leur capacité de dissipation en mesurant l'effort transmis, un capteur de force adapté à l'étude doit être choisi. D'après la bibliographie, les efforts mesurés pour ce type d'essais sont de l'ordre de plusieurs kilonewtons et la durée d'un impact dans un milieu granulaire est de l'ordre de plusieurs dizaines de millisecondes [Montani 1998].

Nous avons choisi un capteur de force d'une capacité de 20 kN dont la fréquence de vibration libre est de 25 000 Hz. Le capteur de force est un Flat load Cell, de grande rigidité, conçu pour les charges dynamiques. Ce capteur de force est relié à un conditionneur (fréquence d'acquisition de 100 000 Hz) connecté à l'ordinateur via un convertisseur analogique numérique.

### II.1.2.3 Le système de largage

Le début de l'acquisition est effectué automatiquement lors du largage de l'impacteur. La Figure II 2 décrit ce système de largage composé d'un tube PVC et le système de déclenchement. L'ensemble permet une précision sur la hauteur du largage de l'ordre du centimètre.

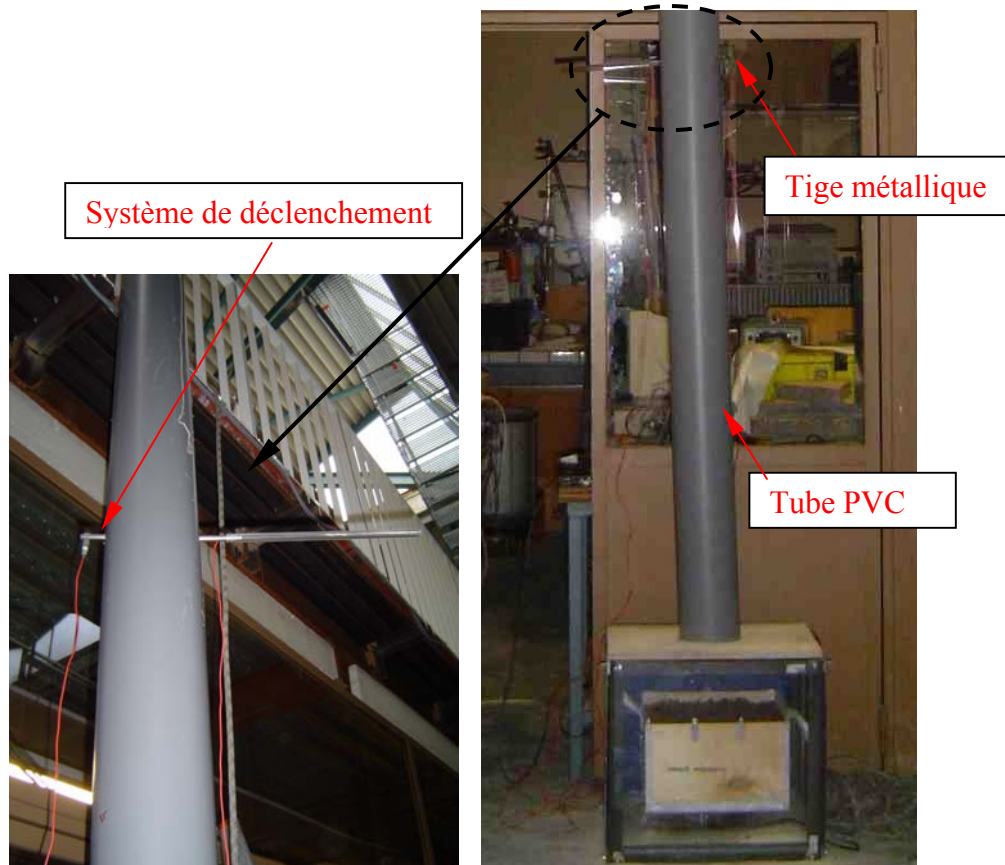


Figure II 2 : Système de largage et déclenchement

### II.1.2.4 Résultat obtenu

La Figure II 3 montre un exemple de courbe d'effort transmis en fonction du temps obtenue lors de la campagne expérimentale. Après le pic d'impact, la courbe montre des fluctuations de l'effort résultant du système de liaison entre le dispositif et le capteur de force. En traction, le dispositif et le capteur de force sont découplés.

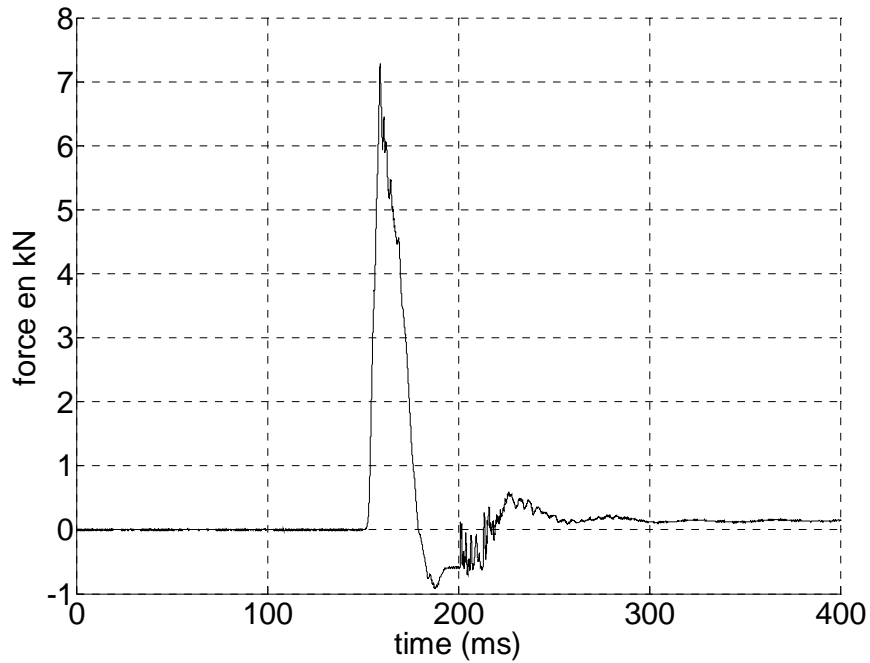


Figure II 3 : Courbe type d'effort d'impact transmis par une couche de 10 cm de sable pour une hauteur de chute de 2 m en fonction du temps

## II.1.3 Résultats de la pré-campagne expérimentale

### II.1.3.1 Les matériaux granulaires

Les matériaux granulaires ont été testés pour différentes hauteurs de chute et deux épaisseurs. La Figure II 4 décrit l'évolution de la force maximale transmise pour la pouzzolane et le sable en fonction de la hauteur de chute.

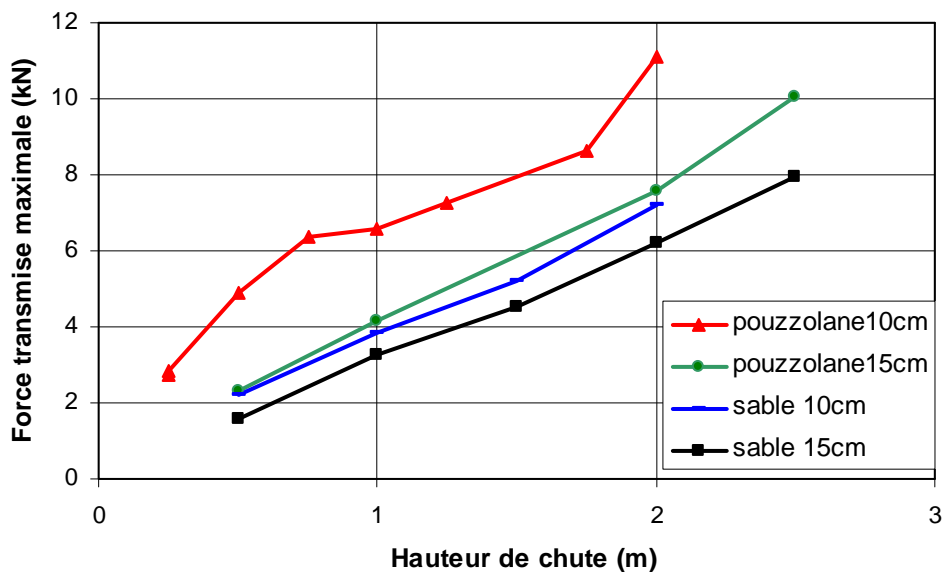


Figure II 4 : Comparaison de l'effort maximum entre le sable et la pouzzolane pour différentes hauteurs de chute

On peut noter que classiquement la force maximum d'impact augmente lorsque la hauteur de chute augmente aussi bien pour la pouzzolane que pour le sable. Aussi, pour une même hauteur de chute et un même matériau, plus l'épaisseur est faible et plus l'effort transmis est grand. Par exemple, pour une épaisseur de sable de 10 cm et une hauteur de chute de 2 m, la force transmise maximale est de 7 kN alors qu'elle est de 6 kN pour une épaisseur de 15 cm.

Si on compare l'effort transmis par la pouzzolane par rapport à celui transmis par le sable pour une même hauteur de chute, on remarque que l'effort d'impact est toujours plus important pour la pouzzolane, aussi bien pour une épaisseur de 10 cm ou 15 cm. Nous pouvons noter que l'évolution de l'effort d'impact maximum transmis en fonction de la hauteur de chute est similaire pour les deux matériaux.

Après ces premiers tests et pour une énergie cinétique de l'ordre de 300 J, il s'avère que la pouzzolane présente peu d'intérêt pour notre problème de dissipation d'énergie. Nous avons même observé pour 2 m de hauteur de chute et une épaisseur de pouzzolane de 10 cm que l'effort d'impact transmis augmente considérablement. Lors de ces impacts à faible énergie, nous avons remarqué que la pouzzolane était déjà largement écrasée. Donc, pour des énergies plus importantes, la capacité de dissipation de ce matériau devrait être encore moins intéressante par rapport au sable.

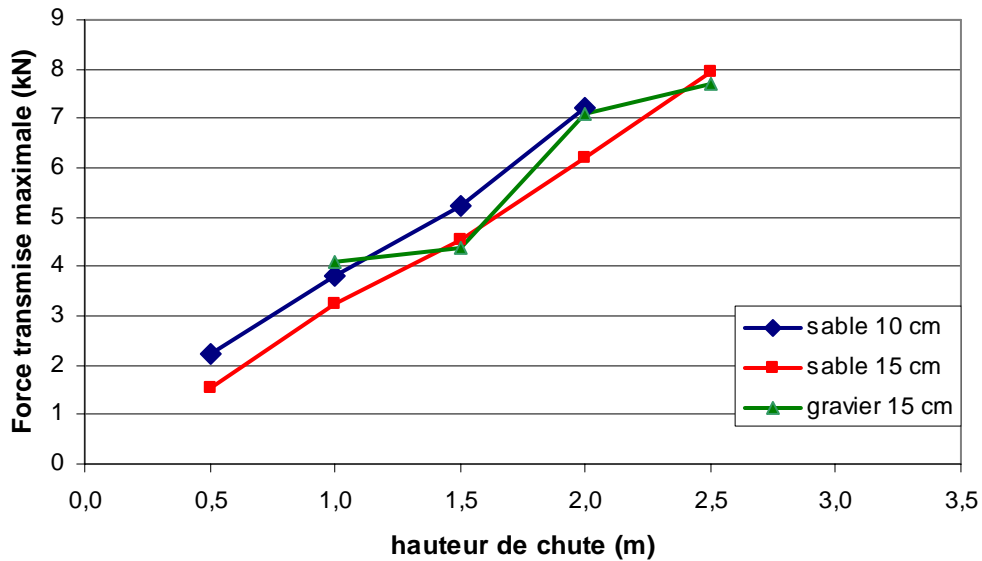


Figure II 5 : Comparaison de l'effort maximum entre le sable et le gravier pour différentes hauteurs de chute

La Figure II 5 montre l'évolution de l'effort d'impact maximum transmis en fonction de la hauteur de chute pour des couches d'épaisseur de sable de 10 et 15 cm et pour 15 cm d'épaisseur de gravier. Nous pouvons noter que les valeurs d'effort transmis du gravier sont sensiblement égales à celles du sable, mais présentent une plus grande dispersion.

Les tests ont donc montré que l'utilisation de la pouzzolane ne présentait pas d'avantages par rapport à l'utilisation du sable ou même du gravier comme matériau constituant la couche granulaire. A la suite de cette pré-campagne expérimentale, nous avons pris la décision d'utiliser de la grave classique 0-31,5 mm comme couche de dissipation. L'atout majeur de la grave est qu'on la trouve très facilement et à un coût relativement bas.

### II.1.3.2 Influence de la dalle de répartition

Après avoir défini le matériau granulaire comme couche de dissipation, le principe de la répartition de l'effort d'impact par une structure composite associant une dalle en béton rigide sur une couche granulaire doit être validé. L'idée est de pouvoir mobiliser une plus grande quantité de matériaux granulaires et ainsi dissiper plus d'énergie et donc diminuer l'effort transmis à la structure d'appui. Les dalles de répartition utilisées pour cette campagne expérimentale sont en béton non armé de dimensions carrées de 50 cm de côté et ont une épaisseur de 5 cm. Lors de chaque essai, les dalles impactées sont cassées et remplacées. L'endommagement des dalles n'est pas étudié lors de cette campagne car leur rôle principal

est de répartir l'effort sur la seconde couche. On peut simplement noter que les dalles sont poinçonnées au niveau du point de contact avec l'impacteur laissant apparaître un cône, classique dans ce mode de rupture [Mougin 2005], [Yankelevsky 1997]. (Figure II 6)

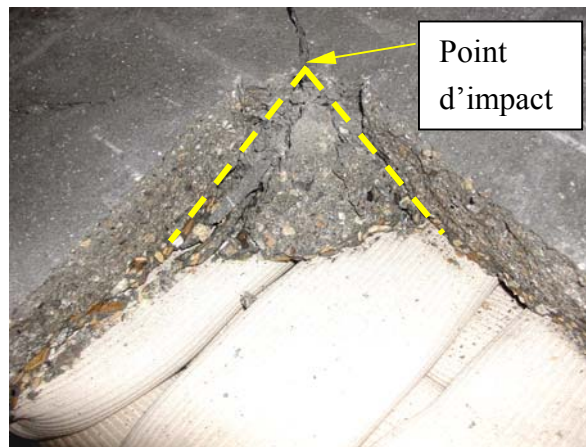


Figure II 6 : Vue sur le cône résultant de l'impact

Nous avons effectué des essais sur 3 configurations différentes pour une même hauteur de chute (1 m) :

- La première configuration est constituée d'une dalle reposant directement sur une épaisseur de 15 cm de sable
- La deuxième configuration est toujours constituée d'une dalle, mais le sable est contenu dans des chaussettes de géotextile extensible. Ces essais ont pour but de connaître l'influence de la disposition du sable sur la transmission des efforts. En effet, les chaussettes présentent l'avantage de pouvoir contenir les matériaux tout en autorisant une grande déformation du matériau granulaire. Au Japon, des parements amonts de merlons sont déjà conçus avec des boudins de géotextile remplis avec du sable (Georockwall) [Yoshida 1999]. Les chaussettes choisies pour les essais sont des chaussettes de géotextile extensible utilisées dans l'industrie pour limiter les pertes de ciment pendant l'injection de coulis dans des terrains fracturés lors des forages. Leur diamètre varie de 5 (au repos) à 12 cm et leur longueur est fixée à 50 cm pour tenir dans le dispositif. Dans la configuration retenue, les chaussettes ont pour rôle simplement de contenir le sable. Elles ont été choisies très extensibles par rapport au sable pour avoir une influence très faible lors de l'impact. Pour cela, chaque chaussette est remplie par un litre de sable. Afin de permettre un large déplacement lors de l'impact, 4 couches de 5 chaussettes espacées d'un demi-diamètre sont disposées dans deux directions perpendiculaires (Figure II 7). Sur ces 4 couches de chaussettes est ajoutée une dalle en béton. Il faut noter que l'épaisseur des 4 couches de chaussettes de géotextile est de 15 cm.



- La troisième configuration est constituée uniquement des chaussettes de géotextile extensible sans la dalle en béton. L'objectif est de comparer la transmission des efforts avec ou sans la dalle, afin de connaître le rôle de la dalle par rapport au phénomène de répartition de l'effort sur la deuxième couche.



**Figure II 7 : Vue de dessus des 4 couches de géotextiles remplis par du sable, dalle béton impactée**

L'essai sur la première configuration a montré que la force d'impact transmise a été 3 fois plus importante que la valeur de l'effort transmis pour une couche de sable d'une épaisseur de 15 cm impactée directement. La force transmise maximale est de 11 kN. En fait, lors de cet essai, la couche de sable se retrouve confinée entre les côtés de la caisse en bois et la dalle reposant au-dessus de cette couche. Ainsi, la dissipation espérée dans la couche de sable n'a pas eu lieu et l'effort transmis au support est très important. L'effet de confinement diminue la possibilité pour le sable de se réarranger et donc diminue l'effet de dissipation en inhibant le phénomène de friction. Le fait d'empêcher la déformation de la structure confère une rigidité plus importante au système et transmet donc mieux les efforts. Ceci est l'inverse de l'effet recherché.

L'essai sur la deuxième configuration a montré que lorsque des chaussettes de géotextile sont utilisées comme couche granulaire sous la dalle, alors la force maximale transmise est de 5 kN seulement. Ce premier résultat suggère que l'utilisation de chaussettes de géotextile puisse être une bonne solution pour permettre au matériau granulaire de se déplacer lors de l'impact, favorisant ainsi l'effet de dissipation par friction.

Pour la troisième configuration, la force maximale transmise est de 9 kN alors qu'elle est de 5 kN lorsque les géotextiles sont recouverts par la dalle en béton. Donc, la dalle, en répartissant l'effort localisé d'impact permet de solliciter une surface plus importante de matériau granulaire et donc d'augmenter le phénomène de dissipation (Figure II 8).

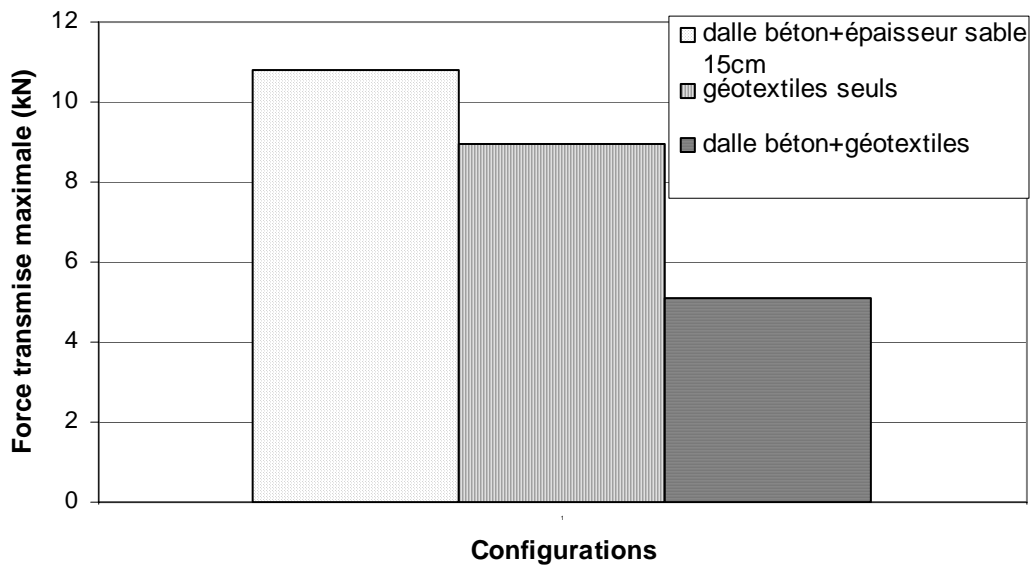


Figure II 8 : Effet de la dalle et des géotextiles pour une hauteur de chute de 1 m

	Effort transmis (kN)
Dalle + 15 cm de sable	11
Géotextiles seuls	9
Dalle + géotextiles	5
15 cm de sable	3,5

Tableau II 1 : Récapitulatif des efforts transmis pour les différentes configurations pour une hauteur de chute d'un mètre

Cette étude laisse penser qu'il est plus intéressant d'avoir uniquement une couche de sable par rapport à la capacité de transmission des efforts (Tableau II 1). Il faut se rappeler que l'objectif est de concevoir un mur de protection. Il est difficile de mettre en œuvre une couche de sable verticalement sans renforts spécifiques (géotextiles ou géogrilles).

#### II.1.4 Bilan de la pré-étude

La pré-campagne expérimentale a permis de dégager des grandes tendances sur les matériaux à employer et les configurations à rechercher pour dissiper un maximum d'énergie cinétique. Nous avons très rapidement écarté la possibilité d'utiliser de la pouzzolane en tant que couche de dissipation. Cette conclusion est identique à celle obtenue par F. Calvetti (communication personnelle) lors d'essais de lâcher de blocs à Milan. De la grave classique 0-31,5 mm sera alors utilisée.

Le rôle de répartition de la dalle sur une couche de matériau granulaire a été clairement montré. Par contre, il est nécessaire de laisser le matériau granulaire se déformer lors de l'impact pour favoriser la dissipation d'énergie par friction des grains. Le confinement des matériaux n'est pas favorable à la diminution des efforts. Nous avons vu qu'utiliser des chaussettes de géotextile extensible peut être une solution intéressante. Pour concevoir le futur ouvrage de protection, la disposition du matériau granulaire sera un enjeu primordial et représente un point clé de notre étude.

Il faut rester prudent sur la validité de ces premiers résultats. En effet, la gamme d'énergie explorée s'étend seulement de 0 à 300 J. Néanmoins, elle a permis de donner les grandes lignes pour mener une campagne expérimentale de plus grande ampleur à l'échelle de l'ouvrage et dans des gammes d'énergies proches des énergies obtenues en réalité.

L'ouvrage retenu sera alors composé d'une dalle en béton armé de faible épaisseur. La grave sera contenue directement dans des pneus de voiture usagés ou insérée dans des chaussettes de géotextile extensible contenues dans des colonnes de pneus. La campagne expérimentale permettra de sélectionner la meilleure configuration et de l'étudier.

## **II.2 Présentation de l'étude expérimentale : essai d'impact**

### **II.2.1 Présentation du dispositif**

#### **II.2.1.1 Site d'essai**

Depuis 2000, l'entreprise Léon GROSSE met à disposition un espace de stockage dans la carrière de Grésy sur Aix à quelques kilomètres d'Aix les Bains (Savoie) comme site de largage vertical de blocs. Des essais d'impact sur une casquette pare-blocs en béton armé ont déjà été réalisés dans le cadre de la thèse de F. Delhomme [Delhomme 2005]. En 2005, une convention d'utilisation du site d'essais a été passée grâce à la structure fédérative RNVO, entre le LOCIE qui gère l'accès à l'équipement expérimental et la société Léon GROSSE. Aujourd'hui, le site permet le largage des blocs depuis un câble installé à demeure entre deux parois de l'ancienne carrière désaffectée (Figure II 9).

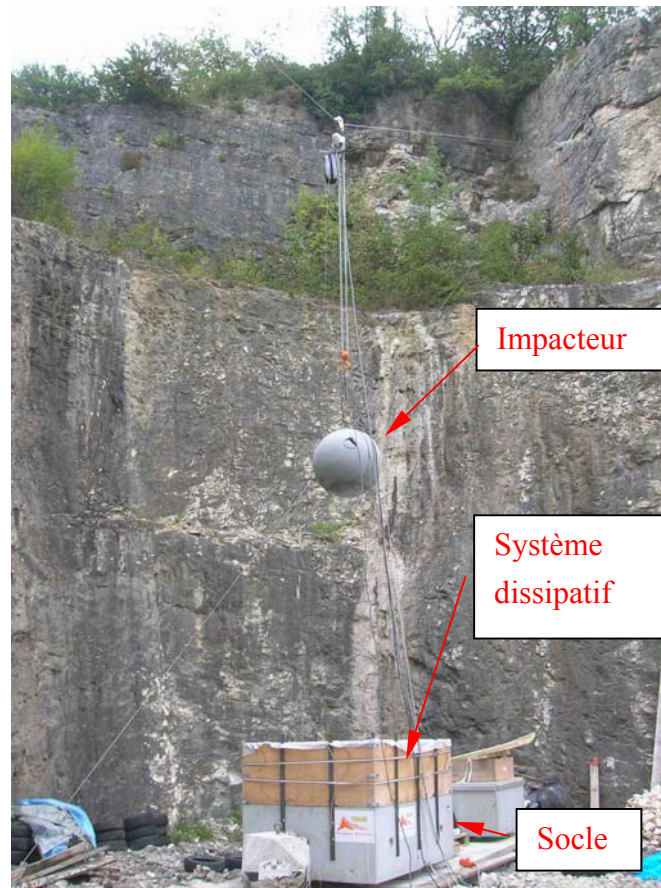


Figure II 9 : Vue d'ensemble du site de largage

Les impacteurs sont alors treuillés à la hauteur souhaitée. Le site permet de larguer des blocs d'une masse pouvant atteindre 1 tonne pour une hauteur de chute maximale de 8 m soit une énergie cinétique de 80 kJ. Pour effectuer des essais à hauteur de chute plus élevée, il est possible de larguer l'impacteur depuis une grue.

Le dispositif d'essai repose sur une dalle en béton armé d'une épaisseur de 20 cm sur une longueur de 10 m et une largeur de 2 m. Cette dalle est ancrée dans le rocher et nous la supposons infiniment rigide dans le cadre de notre étude.

## II.2.1.2 Description des matériaux utilisés

### II.2.1.2.1 Objectif

Après les essais d'impact sur modèle réduit, nous avons décidé du type de configuration à étudier. La structure sera composée de grave, pneus de voitures usagés, chaussettes de géotextile extensible et d'une dalle en béton armé [Lorentz 2006b]. Les paragraphes suivants décrivent le choix des matériaux.

### II.2.1.2.2 La grave

Les essais d'impact se déroulant dans une carrière dont une partie est en activité, le choix sur le fournisseur de grave s'est tourné naturellement vers l'entreprise qui exploite la carrière : Gianre & Galliard Industries SA. Notre choix s'est porté sur une grave concassée d'une étendue granulométrique de 0 à 31,5 mm. Cette grave choisie est la plus courante afin de se rapprocher des éventuelles possibilités d'approvisionnement d'un chantier.

Pour obtenir plus de précisions sur la répartition des tailles de grains, nous avons réalisé une granulométrie (Figure II 10). Nous constatons que 85% des grains ont une taille inférieure ou égale à 15 mm. La proportion de grains d'un diamètre compris entre 15 et 35 mm ne représente que 15% de la masse totale.

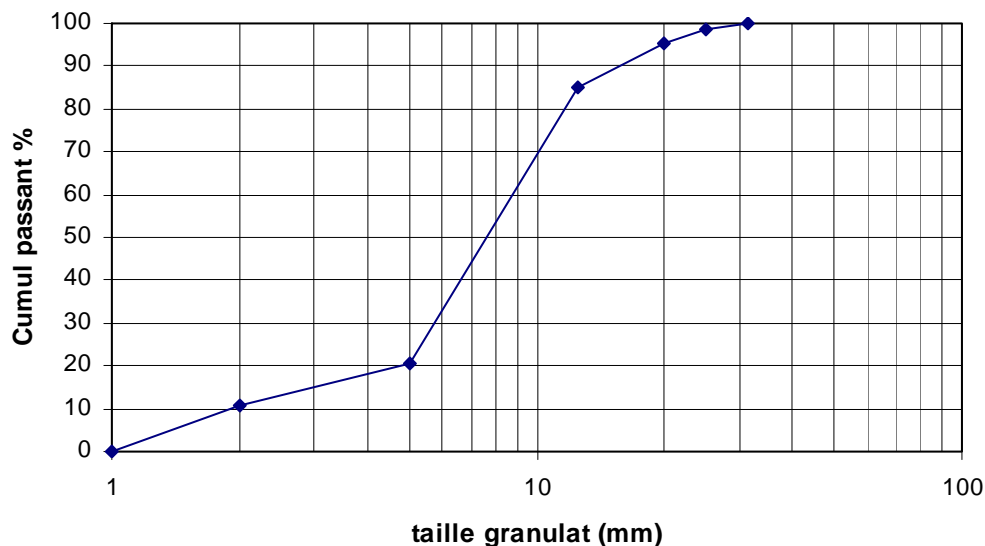


Figure II 10 : Courbe granulométrique de la grave

### II.2.1.2.3 Les pneus de voiture

A la suite de la pré-campagne expérimentale, nous avons constaté que le matériau granulaire composant la couche de dissipation de l'ouvrage de protection doit avoir la possibilité de se déformer. Nous pensons donc le contenir dans des chaussettes de géotextile extensible. Ces chaussettes étant très extensibles, il est nécessaire de trouver un conteneur pour les maintenir. Nous avons choisi de les insérer dans des pneus usagés. En effet, les merlons en pneusol® sont composés de pneus de poids lourds usagés constituant le parement amont de la structure. Ils permettent d'obtenir des parements quasiment verticaux, ce qui n'est pas envisageable avec une simple levée de terre.

Pour les essais d'impact, nous avons opté pour des pneus de voitures car ils sont plus facilement manipulables à la main que des pneus de poids lourds. De plus, le diamètre des pneus de voiture correspond aux dimensions de l'ouvrage sandwich recherché. En moyenne, les pneus ont un diamètre extérieur de 60 cm et un diamètre intérieur de 35,6 cm.

#### II.2.1.2.4 Les chaussettes de géotextile

Les chaussettes de géotextile extensible choisies sont constituées de trame tissée extensible de fibres de polyester provenant de l'entreprise Pomafor. Le diamètre au repos de la chaussette est de 30 cm et les pores présentent un diamètre inférieur à 1 mm. Le comportement du géotextile est orthotrope ; la déformation dans le sens de la longueur est négligeable alors qu'elle peut atteindre 100% dans le sens de la largeur. Un essai de traction a été mené au sein du laboratoire 3S. Nous avons testé une longueur de chaussette d'un mètre et tiré sur une largeur de 50 cm (direction extensible). La Figure II 11 met en évidence l'importante déformation que peut subir la chaussette de géotextile extensible. Jusqu'à 70% de déformation, le comportement de la chaussette est linéaire. Pour 50% de déformation, l'effort linéique mesuré est de 60 N.m<sup>-1</sup>. Ensuite, l'évolution de l'effort est plus élevée ; l'effort linéique atteint 180 N.m<sup>-1</sup> pour une déformation proche de 90%.

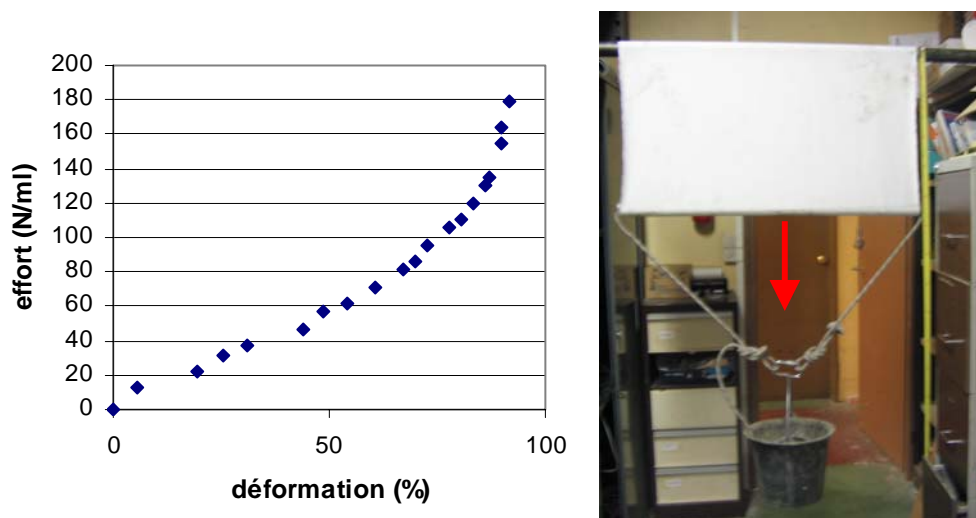


Figure II 11 : Evolution de l'effort linéique en fonction de la déformation du géotextile extensible, Vue de l'essai de traction sur 1 m de longueur de chaussette

#### II.2.1.2.5 Les dalles béton armé

Les dalles en béton armé doivent répartir l'effort d'impact sur la couche de dissipation. Elles peuvent s'endommager sous l'impact, mais doivent conserver une certaine intégrité pour répartir l'effort. Nous avons choisi d'utiliser des dalles de fabrication classique (béton C35/45), de faible épaisseur pour permettre de les manipuler sans trop de difficulté et

d'obtenir des coûts de fabrication pas trop élevés. Nous avons déterminé une épaisseur de dalle de 10 cm, une longueur de 2 m et une largeur de 1,5 m. Le choix des ferrailages a répondu à ces différents critères :

- Densité de ferrailage moyenne de  $60 \text{ kg.m}^{-3}$ .
- 2 lits de treillis soudés standards, dont un du côté impacté permettant de jouer le rôle de filet lors d'un impact et l'autre permettant de reprendre la flexion induite par l'impact.

Nous avons pris un treillis soudé de type ST10 (maille de 20 cm et diamètre des brins de 5,5 mm) pour le côté impacté et un ST40C (maille de 10 cm et diamètre des brins de 7 mm) de l'autre côté. La Figure II 12 ci-dessous présente le plan de ferrailage.

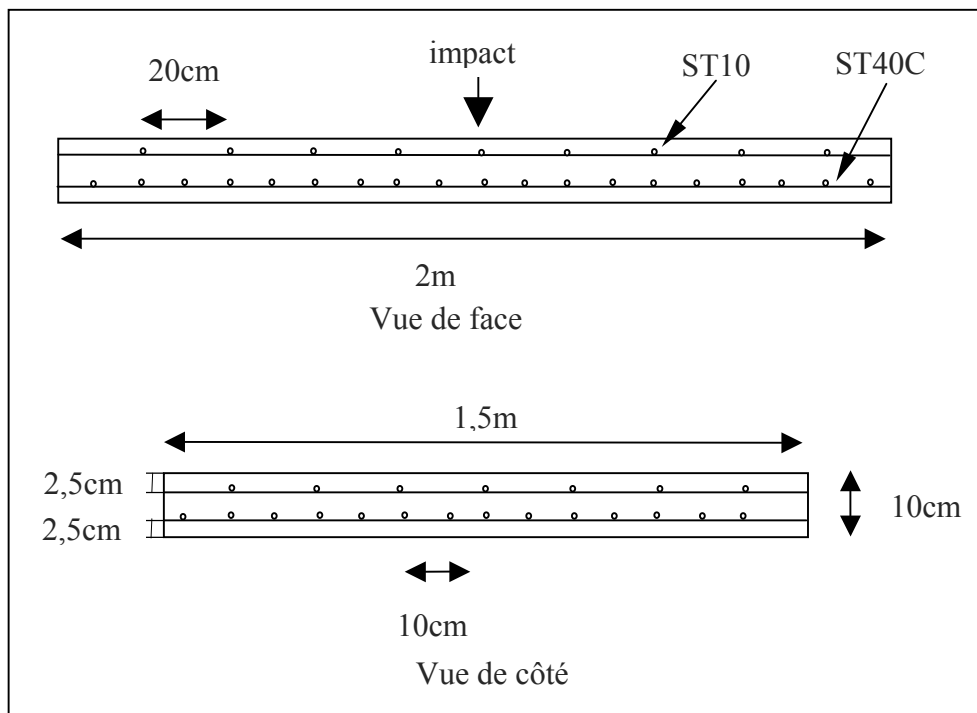


Figure II 12 : Plan de ferrailage des dalles béton armé

### II.2.1.3 Les éléments du dispositif

#### II.2.1.3.1 L'impacteur

Pour réaliser la campagne expérimentale, il a fallu choisir un impacteur suffisamment rigide et solide pour pouvoir être réutilisé. Différentes possibilités ont été envisagées sur la nature et la forme du matériau à employer. Il est possible d'utiliser un bloc de carrière [Peila 1998], un

impacteur en acier sphérique [Kishi 2002] ou en béton armé cubique [Delhomme 2005]. Le matériau acier a été éliminé car il conduisait à des diamètres d'impacteur trop faibles. Ce qui aurait conduit pratiquement systématiquement à un mode de rupture de la dalle par poinçonnement. Ainsi, notre choix s'est orienté vers un béton car sa masse volumique est proche de la masse volumique d'un bloc rocheux. Nous avons pris la décision de fabriquer un impacteur sphérique en béton ductal®, de 80 cm de diamètre, pesant 650 kg (Figure II 13). De ce fait, les dimensions de l'impacteur sont très proches des dimensions d'un bloc réel. D'autre part, nous avons choisi le ductal® pour pouvoir le réutiliser sans l'endommager. En effet, les performances mécaniques du ductal® sont 7 fois plus grandes que celles d'un béton standard. Durant la campagne expérimentale, l'impacteur est donc considéré comme un corps solide infiniment rigide. Enfin, la forme sphérique a été choisie pour obtenir un point d'impact identique entre chaque essai afin de faciliter les comparaisons entre les différents essais et la modélisation numérique. Il faut noter qu'en partie supérieure de la sphère, il y a un crochet de manutention ainsi qu'un boîtier qui permet la fixation d'un accéléromètre. Le schéma de l'impacteur est fourni en annexe 1.

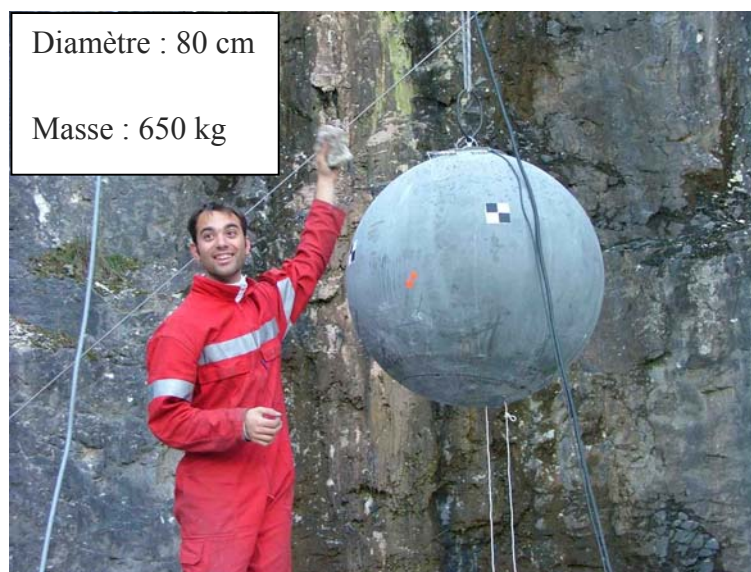


Figure II 13 : Impacteur en béton ductal®

### II.2.1.3.2 Le socle en béton

L'une des grandeurs importantes que nous souhaitons mesurer est l'effort transmis à la structure d'appui en fonction de l'énergie cinétique de l'impacteur. Nous avons ainsi fait le choix de placer la structure dissipative sur un socle en béton armé reposant sur des capteurs de force. Le socle en béton a pour rôle de transmettre les efforts de la structure testée vers les capteurs de force. Il doit donc être suffisamment rigide pour que la sollicitation n'induisse pas de flexion. Nous avons donc opté pour un socle de béton de 2 m de longueur et 1,5 m de



largeur avec une épaisseur de 0,7 m très largement ferraillé (Figure II 14). Le plan de ferrailage est fourni en annexe 2.

### II.2.1.3.3 Le coffrage

Sur le support en béton, plusieurs configurations de structure sont testées. Pour valider le dispositif mis en place, des impacts directs sur de la grave sont réalisés. Pour ce faire, le matériau doit être contenu, c'est pourquoi, nous avons besoin de réaliser un coffrage.

D'après la thèse de S. Montani [Montani 1998], l'angle de diffusion de la charge d'impact dans un matériau granulaire est de l'ordre de  $40^\circ$ . Il est donc possible de calculer la hauteur de la grave, afin d'éviter les effets de réflexion d'ondes au niveau des parois latérales en sachant que la largeur du socle est de 1,5 m. En prenant en compte le diamètre de l'impacteur de 0,8 m, la hauteur maximum de grave est de 40 cm. Le coffrage est réalisé en contre plaqué de 15 mm d'épaisseur. (Figure II 14)



Figure II 14 : Socle support en béton armé, Coffrage en contre plaqué

### II.2.1.4 Système de largage

L'impacteur est accroché par une corde statique à un treuil électrique qui permet de le positionner à une hauteur de chute définie au préalable. La corde passe dans un système de coupure qui contraint celle-ci à être en contact avec deux cartouches chauffantes (Figure II 15). Ces cartouches sont reliées à un groupe électrogène qui, une fois mis sous tension, provoque leur échauffement et entraîne la rupture de la corde. Ce système a été mis au point et validé lors de la thèse de F. Delhomme [Mougin 2005]. L'avantage de ce procédé est de n'engendrer aucun mouvement parasite initial dans le bloc, lors de son largage. De plus, aucun système explosif n'est utilisé et donc la présence d'un artificier n'est pas nécessaire.



Figure II 15 : Système de largage de l'impacteur

## II.2.2 Instrumentation et définition des grandeurs mesurées

### II.2.2.1 Les capteurs

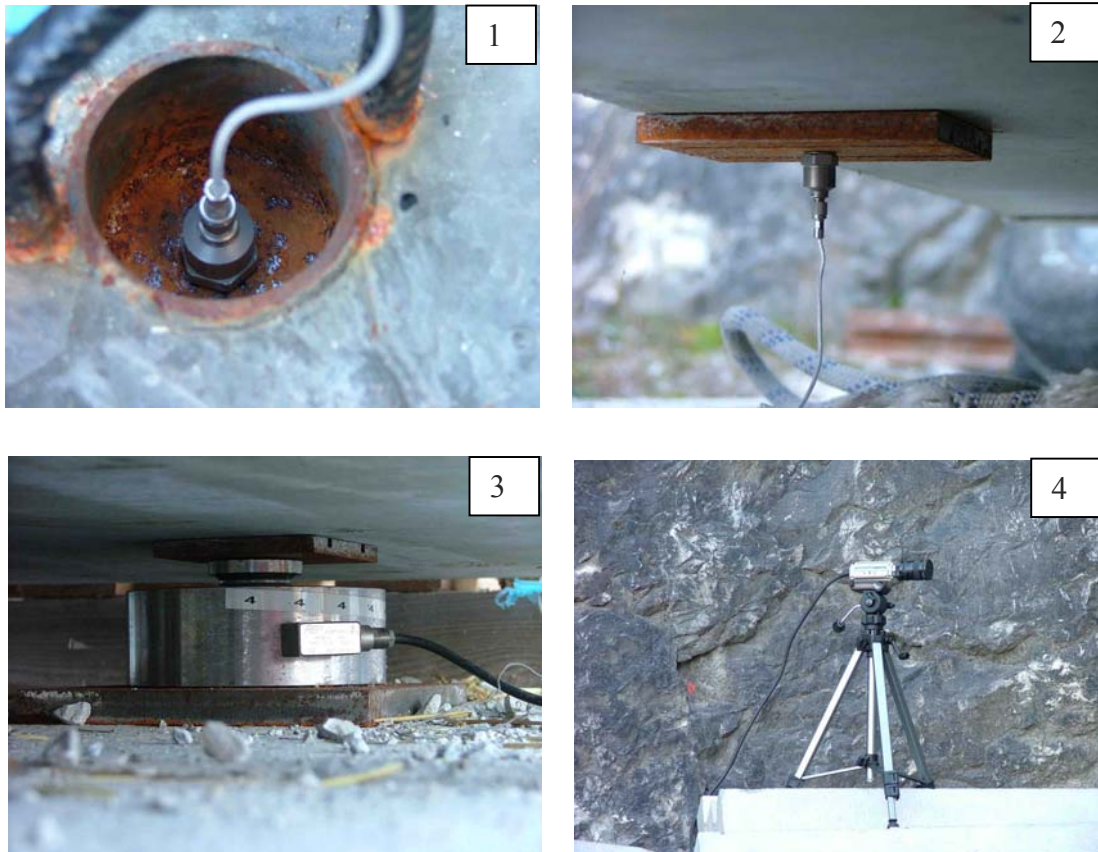
Le choix des capteurs a été facilité par la pré-campagne expérimentale qui a permis de fixer les ordres de grandeurs sur les plages de valeurs et donc de connaître nos besoins en capteur.

Nous utilisons une centrale d'acquisition dont la fréquence d'enregistrement est de 5 000 Hz. Les différents capteurs sont reliés à celle-ci par l'intermédiaire de câbles blindés afin de limiter le bruit des signaux. Les capteurs suivants ont été installés : (Figure II 16)

- 1 accéléromètre ( $\pm 5000g$  verticalement, bande passant de 1 à 10 000Hz, incertitude  $\pm 0,1\%$ ) placé dans un tube métallique coulé dans l'impacteur. Celui-ci permet de mesurer le pic de décélération de l'impacteur dans la direction de la sollicitation et d'estimer la force d'impact en multipliant l'accélération mesurée par sa masse.
- 2 accéléromètres ( $\pm 500g$  verticalement, bande passant de 1 à 10 000Hz, incertitude  $\pm 0,1\%$ ) placés sous le socle support. Ceux-ci permettent de mesurer les vibrations du socle. Ces accéléromètres sont vissés dans des plaques en acier, elles-mêmes collées au socle.
- 3 capteurs de force d'une capacité de 1 000 kN (incertitude  $\pm 0,02\%$ ) positionnés sous le support (Figure II 17). Ils sont disposés à égale distance du point d'impact. L'effort

d'impact transmis est calculé en additionnant les valeurs des trois capteurs, en supposant que l'impact se produit au centre de la structure et donc que les trois capteurs sont en phase. Cette condition sera vérifiée lors de la validation du dispositif.

- 2 caméras rapides (1 000 images par seconde, champ de 2 m sur 2 m, 256\*240 pixels). Ces caméras permettent de suivre le mouvement de l'impacteur et de la structure grâce à des cibles collées.



**Figure II 16 : (1) accéléromètre sur l'impacteur, (2) accéléromètre sous le socle, (3) capteur de force sous le socle, (4) caméra rapide**

La Figure II 17 montre la disposition des capteurs sous le socle support.

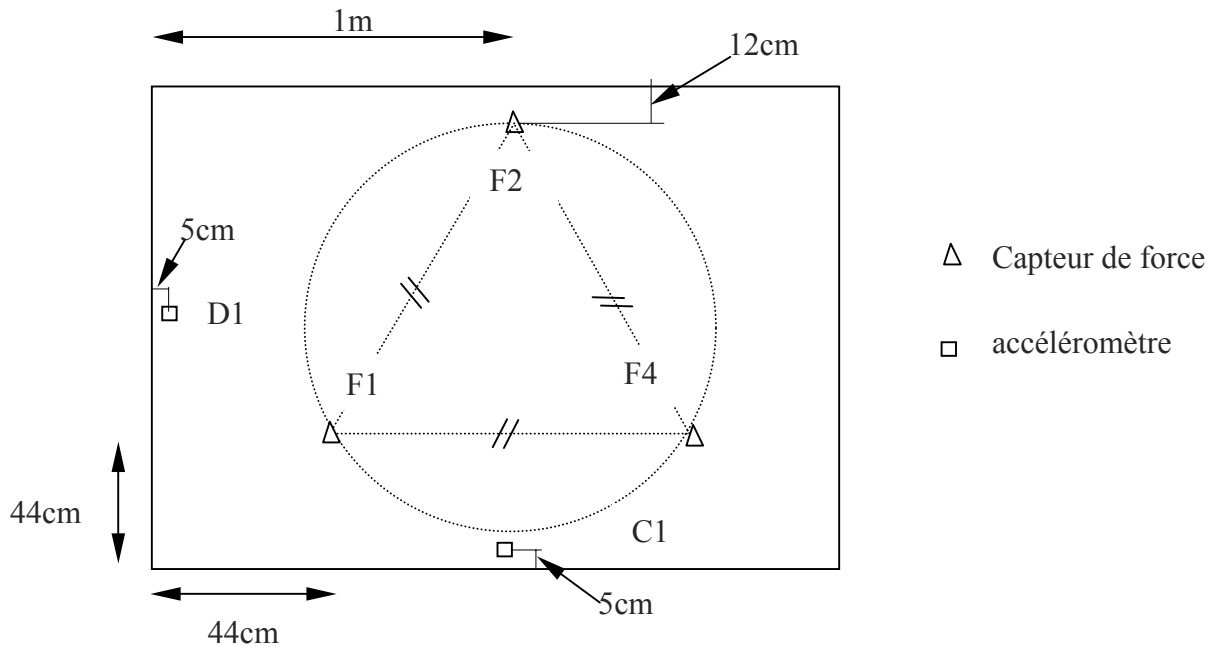


Figure II 17 : Disposition des capteurs sous le socle support

### II.2.2.2 Le temps de sollicitation

Le temps de sollicitation correspond à la durée de l'application de la charge. Nous le définissons comme la différence de temps entre l'enregistrement non nul de l'effort transmis au niveau de l'impacteur et le premier passage par zéro lorsque l'effort diminue (Figure II 18).

### II.2.2.3 La profondeur de pénétration

La profondeur de pénétration se détermine par la mesure de la profondeur du cratère après l'impact. Celle-ci est égale à la distance entre le point le plus bas du cratère et la hauteur moyenne de la couche de matériau. Pour ce faire, une corde est tendue de part et d'autre du cratère et la profondeur de pénétration est mesurée verticalement à l'aide d'un réglet. (Figure II 18)

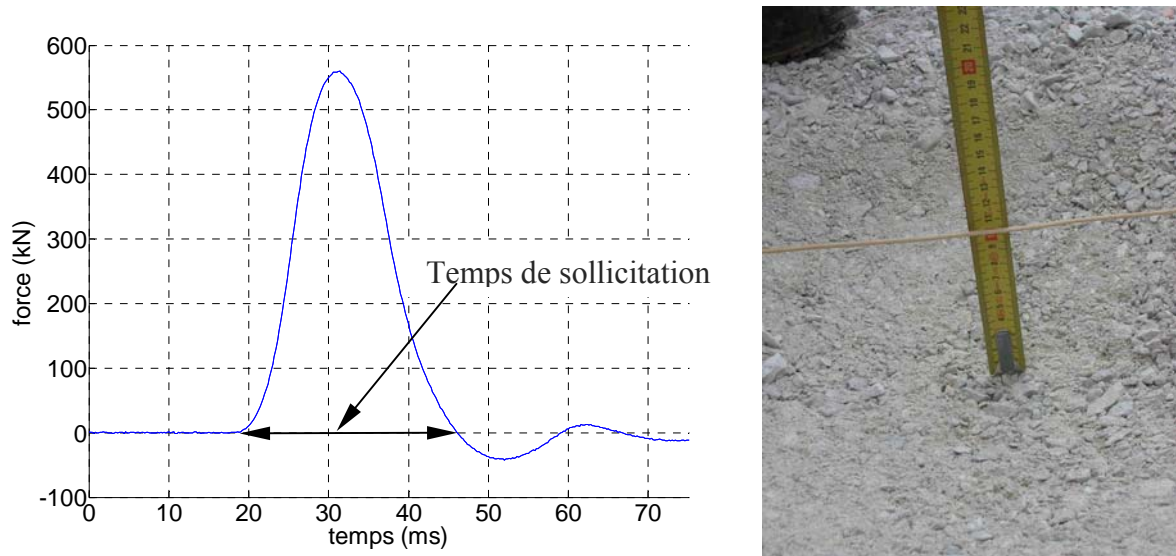


Figure II 18 : Détermination du temps de sollicitation, mesure de la profondeur de pénétration

### II.2.3 Les essais réalisés

La campagne expérimentale s'est déroulée pendant une année, de août 2005 à août 2006 et a constitué en une série de 31 impacts. Avant d'étudier la configuration la plus efficace en terme de dissipation de l'énergie, différentes configurations ont été testées.

**Campagne I (septembre 2005) :** le but principal est de valider le bon fonctionnement de l'expérimentation. 7 essais d'impacts directs dans une couche de grave de 40 cm d'épaisseur ont été effectués. Entre chaque essai, la grave est foisonnée pour éviter le compactage. Ces essais permettent de valider la campagne expérimentale en les comparant à la littérature [Montani 1998] et serviront comme cas de référence pour les autres configurations. (Figure II 19)

**Campagne II (octobre 2005) :** Une structure sandwich composée d'une dalle en béton armé reposant sur 21 pneus de voitures complètement remplis de grave est testée. 4 lancers sont entrepris. Cette structure particulière composée de pneus complètement remplis de grave sera comparée à d'autres configurations. (Figure II 19)

6 autres essais ont été effectués directement sur les pneus complètement remplis sans dalle en béton armé. Ces essais ne feront pas l'objet d'une exploitation lors du travail de thèse [Lorentz 2006a].



Figure II 19 : Campagne I : grave, campagne II : sandwich (pneus complètement remplis)

**Campagne III (décembre 2005-janvier 2006)** : Des colonnes de pneus contenant une chaussette de géotextile remplie de grave ont fait l'objet de 8 lancers. Ces essais ont pour objectif de comparer la réponse de cette structure à la structure composée de pneus complètement remplis de grave. Aussi, les effets du compactage et de répartition de la dalle sont étudiés. (Figure II 20)

**Campagne IV (avril 2006)** : 3 impacts directs sur les colonnes de pneus contenant les chaussettes de géotextile remplies de sable ont été effectués. Ils ont pour but de déterminer l'effet de répartition de la dalle en béton armé sur les colonnes de pneus. (Figure II 20)



Figure II 20 : Campagne III : structure sandwich, campagne IV : colonnes de pneus

**Campagne V (juillet 2006)** : 2 essais d'impact sont effectués à l'aide d'une grue pour explorer la réponse de la structure sandwich retenue pour des énergies comprises entre 50 et 100 kJ. Un dernier essai est effectué sur un double sandwich (2 sandwichs superposés). Plus de détails seront donnés dans le chapitre suivant qui sera consacré à l'étude expérimentale de la structure sandwich. (Figure II 21)



**Figure II 21 : Campagne V : essai à 100 kJ, structure double sandwich**

	essai	hauteur de chute (m)	énergie (kJ)	Remarques
Campagne I grave épaisseur=40cm	1	2	13	
	2	2	13	
	3	3	19	
	4	5	32	
	5	5	32	
	6	4	26	
	7	4	26	
Campagne II : Sandwich pneus (complètement remplis) avec dalle	12	2	13	
	13	2	13	structure identique à l'essai 12
	14	5	32	dalle neuve
Campagne III : Sandwich retenu dalle+pneus+chaussettes de géotextile+grave	15	5	32	structure identique à l'essai 14
	18	2	13	
	19	2	13	structure identique à l'essai 18
	20	5	32	
	21	5	32	structure identique à l'essai 20
	22	5	32	dalle neuve
	23	5	32	structure identique à l'essai 22
	24	7	45	
Campagne IV : pneus+chaussettes de géotextile+grave	25	7	45	
	26	3	19	
	27	3	19	structure identique à l'essai 26
Campagne V : sandwich retenu	28	3	19	structure identique à l'essai 26
	29	10	64	
double sandwich	30	14	90	
	31	14	90	

Tableau II 2: Récapitulatif des essais expérimentaux réalisés

## II.2.4 Validation du dispositif

### II.2.4.1 Essais d'impact direct sur une couche de grave

Avant de lancer la campagne expérimentale sur les différentes configurations, il convient de vérifier le bon fonctionnement du système. Pour cela, nous avons choisi d'impacter une couche de grave de 40 cm d'épaisseur.

7 essais ont été effectués pour une hauteur de chute allant de 2 à 5 m soit une énergie cinétique de 13 à 32 kJ. Ces essais pourront être comparés aux essais réalisés à l'EPFL dans le cadre de la thèse de S. Montani [Montani 1998]. Entre chaque essai, la grave est foisonnée à l'aide d'une pelle pour éviter des effets liés au compactage. Pour tous les essais, nous mesurons l'effort au niveau de l'impacteur, l'effort d'impact transmis, le temps de sollicitation et la profondeur de pénétration.



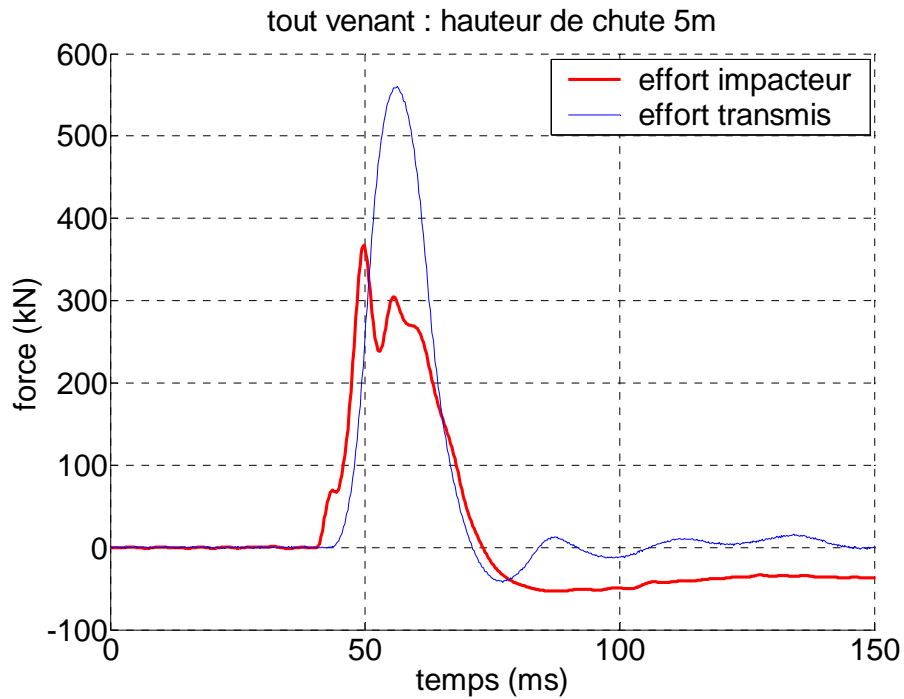


Figure II 22 : Mesure des efforts lors d'un impact d'une hauteur de chute de 5 m (32 kJ) dans une couche de grave

Le Tableau II 3 récapitule les principaux résultats de cette partie de la campagne expérimentale. Des essais ont été effectués à une même hauteur de chute (2 et 5 m) pour s'assurer de la répétitivité des mesures. L'essai n°6 ne figure pas, car la grave n'a pas été foisonnée avant l'essai et les résultats ont donc été faussés.

Hauteur de chute (m) / énergie (kJ)/n°	Effort transmis (kN) incertitude±0,02%	Effort d'impact(kN) incertitude±0,1%	Profondeur de pénétration (cm) incertitude±1 cm	Temps de sollicitation (ms) incertitude±1 ms
2 / 13 / 1	258	196	14	39
2 / 13 / 2	315	214	12	33
3 / 19 / 3	400	236	16	32
4 / 26 / 7	540	326	16	28
5 / 32 / 4	560	356	18	27
5 / 32 / 5	596	350	18	27

Tableau II 3 : Récapitulatif des principaux résultats d'impacts dans une couche de grave

Tout logiquement, nous constatons que lorsque la hauteur de chute augmente, les efforts d'impact transmis et les efforts dans l'impacteur augmentent. La gamme de valeur des efforts s'étend de 196 kN, pour l'effort mesuré au niveau de l'impacteur pour une hauteur de chute de 2 m, à 596 kN pour l'effort transmis à une hauteur de chute de 5 m.

Nous observons la même tendance pour la profondeur de pénétration. Pour une hauteur de chute de 2 m, la profondeur de pénétration est de 12 à 14 cm, alors qu'elle est de 18 cm pour une hauteur de chute de 5 m.

Contrairement à la force d'impact, le temps de sollicitation diminue lorsque la hauteur de chute augmente. Il est de 33 à 39 ms pour une hauteur de chute de 2 m et de 27 ms pour 5 m.

### II.2.4.2 Comparaison avec les résultats de S. Montani

La thèse de S. Montani [Montani 1998] a permis d'aboutir, empiriquement, à l'évaluation des efforts d'impact, sur une couche de remblais reposant sur une dalle infiniment rigide, exprimés par les relations suivantes identiques à eq I 22. (eq II 1)

$$F_{acc} = 1.33 * \exp\left(\frac{R}{1.5 * e}\right) * M_E^{1/3} * (\tan \varphi)^{0.2} * E_{pot}^{2/3}$$

$$F_{int} = 2.6 * R^{-0.24} * e^{-0.01} * \exp\left(\frac{R}{2.5 * e}\right) * M_E^{0.25} * E_{pot}^{0.75}$$

eq II 1

$F_{acc}$  est l'effort maximal à la surface du remblai (kN) ou effort impacteur

$F_{int}$  est l'effort maximal transmis par le remblai (kN) ou effort transmis

$M_E$  est le module de compressibilité du matériau d'amortissement (kN.m<sup>-2</sup>)

$R$  est le rayon du bloc d'impact (m)

$W$  est le poids du bloc d'impact (kN)

$e$  est l'épaisseur du remblai (m)

$\varphi$  est l'angle de frottement du sol (°)

$E_{pot}$  est l'énergie potentielle (J)

Pour comparer nos résultats à ces formulations, nous avons besoin de l'angle de frottement et du module à la plaque de la grave. Etant difficile de mettre en œuvre des essais à la plaque sur le dispositif en place, des essais triaxiaux ont alors été réalisés pour déterminer l'angle de frottement et le module d'Young. Il est possible de déterminer le module à la plaque à la suite d'essais triaxiaux car il existe une relation entre le module d'Young et le module à la plaque.

Selon la théorie du calcul des tassements par la théorie de l'élasticité (Boussinesq), le déplacement suivant l'axe vertical soumis à une charge ponctuelle est donné par les équations de Boussinesq. Ces équations peuvent être simplifiées dans le cas particulier d'une plaque rigide circulaire :

$$w = \frac{\pi}{2} \frac{1 - \nu^2}{E} q \cdot R$$

eq II 2

$w$  est le tassement

$\nu$  est le coefficient de Poisson

$q$  est la pression moyenne exercée sur la plaque

$R$  est le rayon de la plaque circulaire

$E$  est le module d'Young

Dans le cadre d'un essai à la plaque Suisse, le module à la plaque,  $M_E$ , est donné par la relation suivante :

$$M_E = \frac{q \cdot B}{w} \quad \text{eq II 3}$$

$B$  est le diamètre de la plaque d'appui (m)

On aboutit à la relation entre le module d'Young et le module à la plaque :

$$M_E = \frac{4 \cdot E}{\pi(1 - \nu^2)} \quad \text{eq II 4}$$

#### II.2.4.2.1 *Caractérisation de la grave : essais triaxiaux*

Les essais triaxiaux ont été réalisés à Polytech'Grenoble. Les échantillons testés sont placés dans des cellules cylindriques d'un diamètre de 7 cm et d'élancement 2. L'analyse granulométrie a montré une étendue de la taille des granulats de 0 à 31,5 mm. En outre, la fraction 12,5-30 mm représente moins de 15% de la masse totale. Pour que la taille des plus gros granulats ne soit pas trop grande par rapport aux dimensions de la cellule triaxiale (diamètre de la cellule supérieur à 5 fois le diamètre du plus gros granulat), nous avons décidé d'écrêter le matériau à un diamètre maximum des grains de 12,5 mm.

4 essais triaxiaux CD (Consolidés Drainés) ont été réalisés. Nous rappelons brièvement les étapes importantes d'un essai triaxial CD :

- Saturation de l'échantillon pour mesurer les variations de volume au cours de l'essai.
- Mise en place de la pression de confinement à la valeur souhaitée en laissant le drainage du matériau ouvert
- Écrasement de l'échantillon à vitesse de déformation constante en laissant toujours le drainage ouvert.

2 premiers essais triaxiaux ont été réalisés à une pression de confinement de 100 kPa. Ensuite, un essai a été effectué à une contrainte de confinement de 300 kPa et un dernier à une pression de confinement de 200 kPa. Malheureusement, lors des deux derniers essais, la membrane de l'échantillon s'est percée et nous n'avons pas pu atteindre le plateau plastique.

Par contre, nous avons obtenu le début de la courbe qui nous permet de mesurer les modules à l'origine et pour une déformation de 5%. Cette déformation représente la déformation à la moitié de la phase élastique. En effet, nous obtenons le palier plastique pour une déformation de 10% environ.

Nous caractérisons la grave à la rupture grâce aux essais réalisés à une pression de confinement de 100 kPa. Comme la grave est un matériau purement frottant, nous estimons sa cohésion à 0 kPa. Le Tableau II 4 résume la campagne expérimentale d'essais triaxiaux.

Essai	Confinement (kPa)	Poids volumique (kN/m <sup>3</sup> )	Contrainte verticale max (kPa)	Module d'Young à l'origine (MPa)	Module tangeant ( $\varepsilon=5\%$ ) (MPa)
1	100	14.9	520	20	2.0
2	100	15.4	495	19	2.7
3	300	14.6	Membrane percée	20	4.4
4	200	14.3	Membrane percée	21	3.5

**Tableau II 4 : Récapitulatif des essais triaxiaux sur la grave**

Lorsqu'on examine les courbes du déviateur en fonction de la déformation axiale pour une pression de confinement de 100 kPa, on constate que les résultats sont homogènes et donc que la mesure est bien répétitive. La Figure II 23 décrit l'évolution du déviateur en fonction de la déformation axiale pour une pression de confinement de 100 kPa. Nous constatons que le comportement du matériau est un comportement lâche car la courbe ne présente pas de pic.

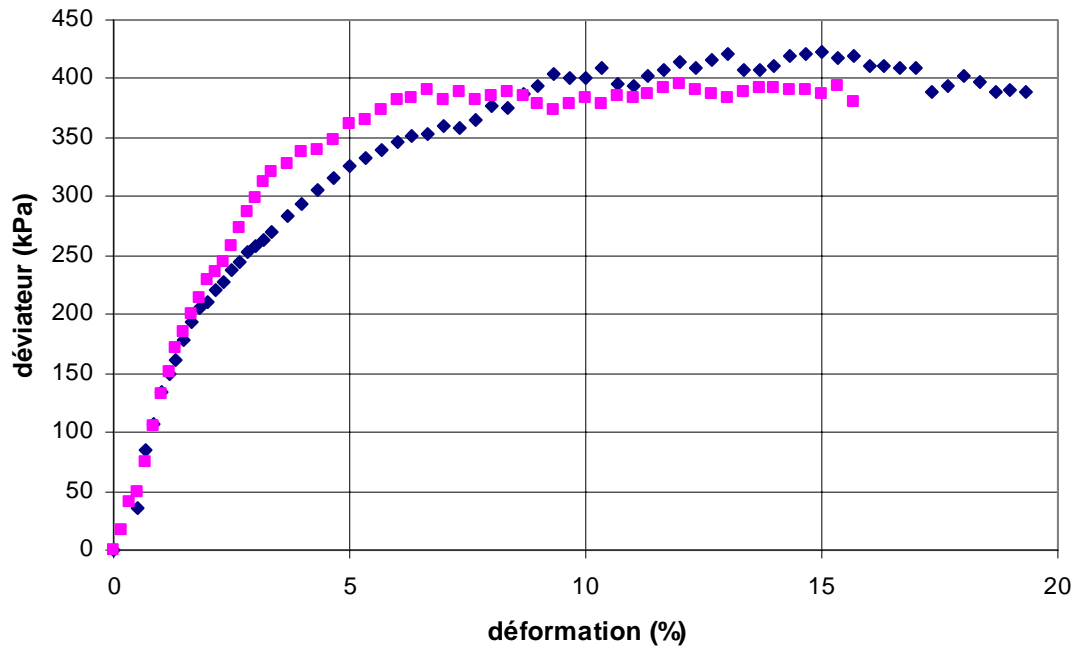


Figure II 23 : Essai triaxial CD sur de la grave à 100 kPa de pression de confinement

Comme la grave a été saturée avant le début de l'essai, il est possible de mesurer les variations de volume de l'échantillon au cours de l'écrasement. La Figure II 24 montre l'évolution de la déformation volumique en fonction de la déformation axiale. Le comportement de la grave est un comportement contractant qui correspond bien au comportement lâche montré par l'évolution du déviateur en fonction de la déformation axiale. Nous constatons un plateau pour une déformation volumique de 1,4% entre une déformation axiale de 5 et 10%. Ce plateau provient de l'appareil de mesure (le piston qui sert à mesurer la déformation s'est bloqué), il n'est donc pas à prendre en compte. Grâce à cette courbe, il est possible de calculer le coefficient de Poisson.

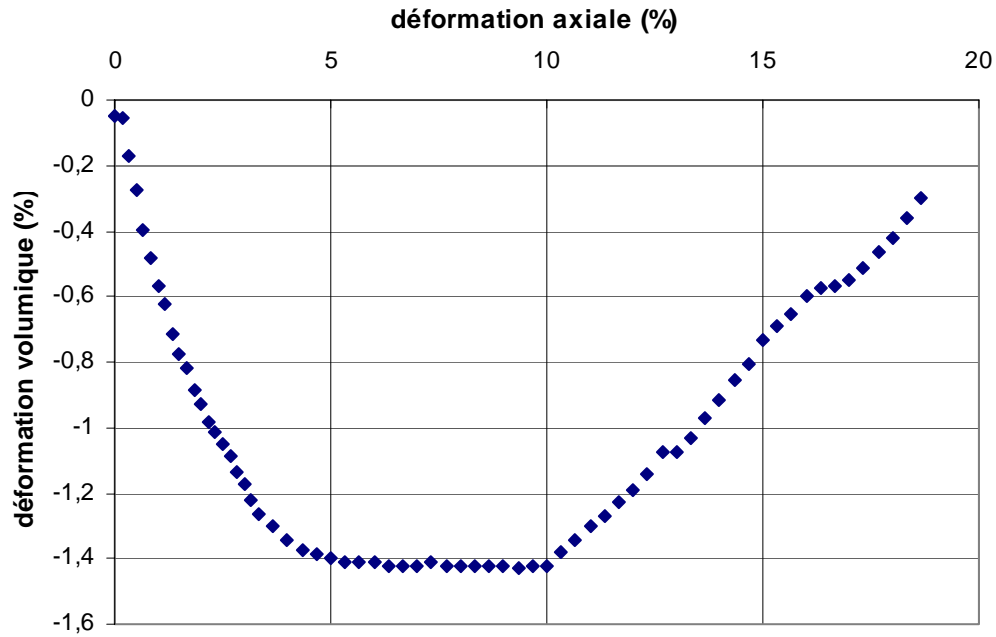


Figure II 24 : Déformation volumique en fonction de la déformation axiale de la grave

Les caractéristiques mécaniques de la grave utilisée pour les essais sont répertoriées dans le Tableau II 5. Nous avons effectué deux mesures du module tangent : une à l'origine et l'autre pour une déformation de 5% ce qui correspond à la moitié de la limite de la déformation élastique ; le plateau plastique débutant pour une déformation axiale de 10%. Cette deuxième valeur sera prise en compte dans le calcul du module à la plaque car celui-ci intègre des déformations plastiques. Nous avons aussi mesuré les paramètres physiques tels que le poids volumique et la porosité et calculer le coefficient de Poisson et l'angle de frottement à partir des courbes des figures II 23 et 24. Il faut noter que ces essais serviront aussi pour le calage des paramètres mécaniques locaux du modèle numérique.

Module tangent à l'origine	20 MPa
Module tangent à 5% de déformation	2 MPa
Coefficient de Poisson	0,25
Angle de frottement	41°
Cohésion	0 kPa
Poids volumique	15 kN/m <sup>3</sup>
porosité	0,43

Tableau II 5 : Récapitulatif des propriétés retenues de la grave

#### II.2.4.2.2 Comparaison

Sachant que le coefficient de Poisson est de 0,25, la relation entre le module à la plaque et le module d'Young est la suivante :

$$M_E = 1.36E \cong 3 \text{ MPa} \quad \text{eq II 5}$$

Nous avons donc tous les paramètres nécessaires pour calculer l'effort transmis et l'effort au niveau de l'impacteur grâce aux formulations de S. Montani. La Figure II 25 montre l'évolution de l'effort en fonction de la hauteur de chute. On constate, dans un premier temps, que les valeurs mesurées sont du même ordre de grandeur que les valeurs calculées par les formules. L'évolution de l'effort au niveau de l'impacteur est quasiment confondue avec l'évolution de l'effort d'impact calculé. Par contre, on constate une légère divergence entre l'évolution de l'effort transmis mesuré et celui calculé. Le calcul donne une valeur plus faible que celle mesurée. Par exemple, pour une hauteur de chute de 5 m, l'effort transmis mesuré est de 600 kN alors que le calcul donne une valeur de 500 kN.

On peut conclure que la comparaison des valeurs des efforts mesurés par rapport aux valeurs données par la formulation de S. Montani est très satisfaisante. Le fonctionnement de l'expérimentation est donc validé. De plus, ces premiers résultats d'impact direct sur une couche de grave pourront servir comme cas de référence pour les autres configurations testées. Il faut noter que les valeurs d'effort transmis par la couche de grave sont légèrement sous-estimées par la formulation, mais la comparaison a des limites car les formulations de S. Montani ont comme domaine de validité une épaisseur de remblai supérieure à 50 cm. L'épaisseur de remblai testé étant plus faible (40 cm), les phénomènes de friction sont moins mobilisés. Ceci peut expliquer que l'effort mesuré est supérieur à l'effort obtenu par la formulation de Montani. Néanmoins, nous allons vérifier la validité des données de capteurs de force par rapport à la mesure de l'effort transmis.

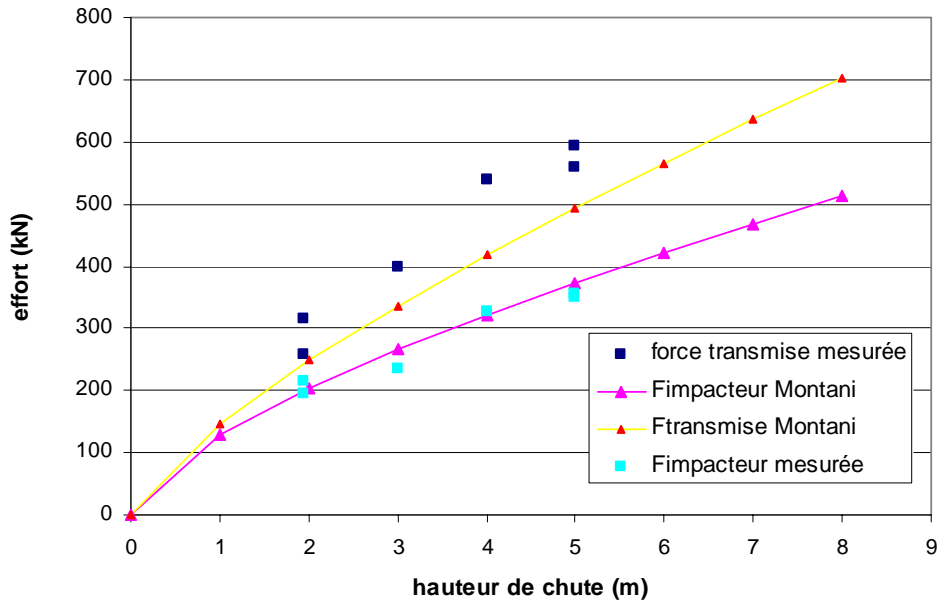


Figure II 25 : Evolution des efforts mesurés et calculés en fonction de la hauteur de chute pour des impacts sur une épaisseur de grave de 40 cm

### II.2.4.3 Validation de la mesure des efforts transmis

#### II.2.4.3.1 Influence du socle support

Un des objectifs de la campagne expérimentale est de mesurer les efforts transmis par un ouvrage en fonction de l'énergie cinétique. Nous avons décidé de placer les capteurs de force sous le socle support en béton armé. Nous allons vérifier l'influence du système masse du socle - -rigidité des capteurs de force sur la mesure de la force transmise. Il est possible de modéliser le problème simplement par un système masse-ressort comme le montre la Figure II 26. En appliquant le principe fondamental de la dynamique sur le socle en béton, il est possible d'écrire :

$$F(t) - K.x = m\ddot{x} \quad \text{eq II 6}$$

$F(t) = F_0 \cdot \sin(\omega.t)$  est la forme présumée de l'effort transmis par la structure

$K$  est la rigidité du capteur de force

$m$  est la masse du socle en béton armé

La déformation du socle en béton a été calculée et est négligeable devant la déformation des capteurs d'effort.



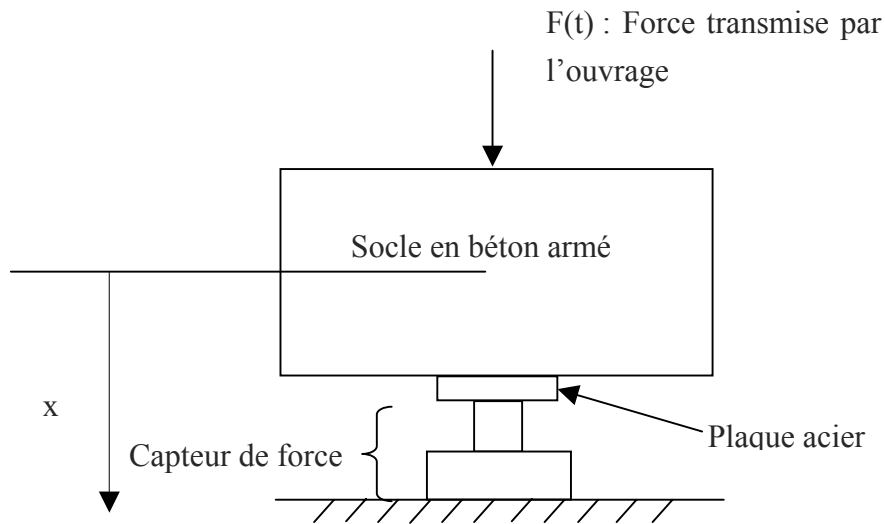


Figure II 26 : Schéma de principe du système de mesure de l'effort transmis

La solution générale de l'équation peut s'écrire sous la forme suivante :

$$x(t) = A.\cos(\omega_n t) + B.\sin(\omega_n t) + \frac{F_0}{K} \cdot \frac{1}{1 - \beta^2} \cdot \sin(\omega t)$$

$$\beta = \frac{\omega}{\omega_n} \quad \text{eq II 7}$$

$$\omega_n = \sqrt{\frac{K}{m}}$$

En appliquant les conditions initiales telles que la position et la vitesse nulle à  $t=0$  s, alors la solution devient :

$$x(t) = \frac{F_0}{K} \cdot \frac{1}{1 - \beta^2} \cdot \sin(\omega t) \quad \text{eq II 8}$$

En sachant que la force au niveau du capteur  $F_c$  peut se modéliser par :

$$F_c = K \cdot x(t) \quad \text{eq II 9}$$

Alors, il est possible d'écrire la relation entre la force du capteur,  $F_c$ , et la force transmise par la structure,  $F(t)$  :

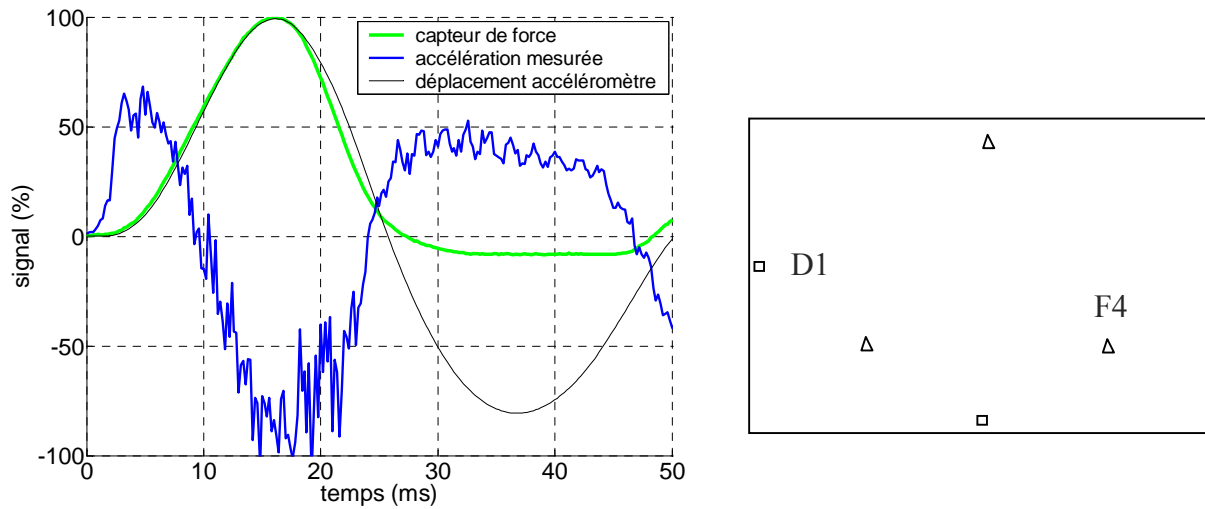
$$F_c = F(t) \cdot \frac{1}{1 - \beta^2} \quad \text{eq II 10}$$

Les valeurs numériques sont les suivantes :

- Le temps de sollicitation est de l'ordre de 100 ms (structure sandwich) ce qui correspond à la demi-période du signal
- La rigidité des 3 capteurs de force disposés en parallèle est de  $3 \cdot 6,25 \text{ GN.m}^{-1}$
- La masse du support est de 5 000 kg

$$F_c = F(t) \cdot \frac{1}{1 - 0,016^2} = 1,0003 \cdot F(t) \quad \text{eq II 11}$$

L'erreur sur la mesure de la force transmise est donc négligeable. Après ce calcul préliminaire, nous considérons que la force transmise par l'ouvrage testé est égale à la force mesurée par les capteurs de force disposés sous le socle en béton armé.



**Figure II 27 : Comparaison de l'évolution temporelle des signaux de l'accéléromètre et du capteur de force, rappel de la disposition des capteurs sous le socle**

Pour vérifier la rigidité du socle en béton armé, des accéléromètres sont placés aux bords libres sous le socle en béton armé. La Figure II 27 présente l'évolution temporelle de l'accélération de l'accéléromètre D1 et de la déformée du capteur de force F4 compris entre 0 et 100% des valeurs maximales de chaque signal. De l'accélération mesurée par l'accéléromètre, il est possible, par double intégration, d'obtenir le déplacement de celui-ci. La courbe de la position de l'accéléromètre est lissée automatiquement par la double intégration. Nous constatons que la courbe de la déformée du capteur de force et de la position de l'accéléromètre sont parfaitement synchronisées. Nous pouvons alors affirmer que le socle se translate comme un corps solide.

Nous avons essayé de comparer les valeurs des positions calculées par double intégration du signal de l'accélération à la déformée du capteur de force pour valider le calcul analytique précédent. Malheureusement, les valeurs obtenues par la double intégration des accéléromètres sont supérieures (plus de 2 fois) aux valeurs données par le calcul analytique ou de la mesure de la déformée du capteur de force. Les conditions initiales peuvent jouer un rôle non négligeable sur le résultat. Aussi, la valeur de l'amplitude de l'accélération peut être amplifiée par l'interaction entre le capteur vissé dans une plaque en acier collée au socle en béton armé.

#### II.2.4.3.2 Mesure de l'effort transmis

Avant de larguer un bloc, nous nous assurons que le point d'impact est bien rigoureusement au centre de la surface du socle support. La Figure II 28 décrit l'évolution de la valeur de l'effort d'impact transmis par le socle par les 3 capteurs de force en fonction du temps. Nous constatons que les 3 pics d'efforts se produisent simultanément. Il est donc possible de calculer l'effort transmis total en additionnant la valeur des trois pics d'effort.

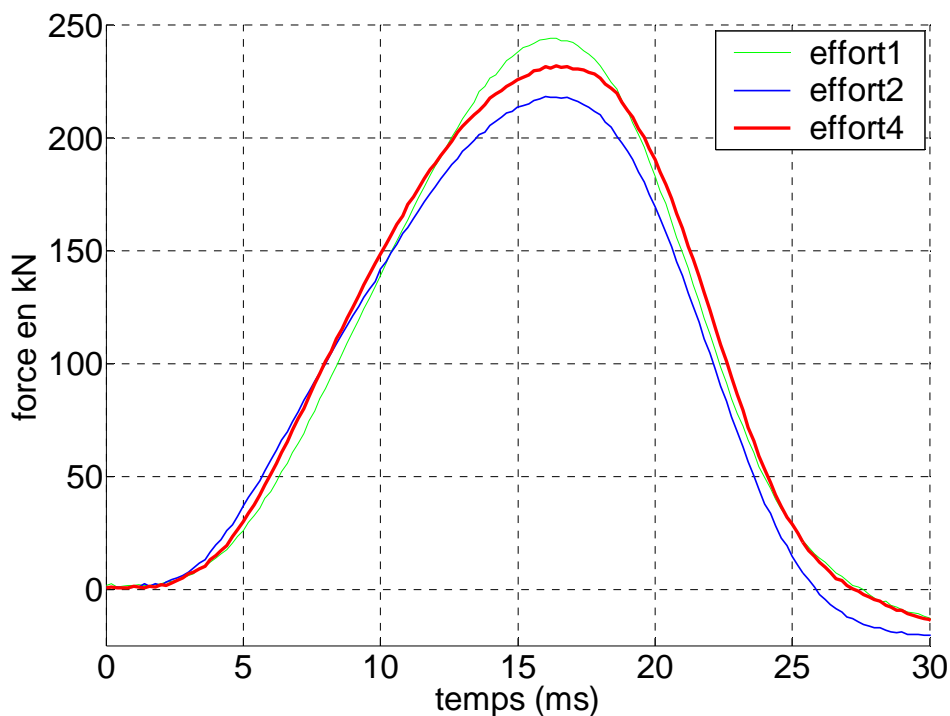


Figure II 28 : Evolution de la valeur des 3 capteurs de force sous le socle en fonction du temps (structure composite)

## **II.2.5 Bilan**

Le dispositif d'expérimentation a été testé en impactant une couche de grave de 40 cm d'épaisseur. Les premiers résultats ont montré que les valeurs mesurées sont cohérentes par rapport à la formulation de S. Montani. La mesure de l'effort transmis par la configuration étudiée a aussi été vérifiée. Ces premiers tests permettent de valider le dispositif expérimental.

## **II.3 Conclusion**

La pré-campagne expérimentale sur modèles réduits a permis d'écarter l'utilisation de la pouzzolane comme couche de dissipation. Nous utiliserons donc de la grave 0-31,5 mm comme couche de dissipation de l'ouvrage sandwich. De plus, nous avons montré le rôle de répartition de la dalle ; pour diminuer l'intensité de la transmission des efforts, il est nécessaire de laisser le matériau granulaire se déformer pour favoriser la dissipation d'énergie par friction des grains. Nous avons vu qu'utiliser des chaussettes de géotextile extensibles peut être une solution intéressante.

Pour la campagne expérimentale de lâcher de bloc à l'échelle 1, l'ouvrage sandwich sera composé d'une dalle en béton armé de faible épaisseur, la grave sera contenue directement dans des pneus de voiture usagés ou insérée dans des chaussettes de géotextile extensible contenues dans des colonnes de pneus.

Enfin, le dispositif expérimental à l'échelle 1 a été validé grâce à des essais de lâcher de blocs dans une couche de 40 cm d'épaisseur de grave. Nous avons trouvé une bonne concordance entre la mesure des efforts transmis par la couche de grave et les valeurs données par les formulations de S. Montani [Montani 1998]. Il est maintenant possible de commencer l'étude de l'ouvrage de protection sandwich. Le prochain chapitre sera consacré entièrement à l'étude expérimentale de l'ouvrage à l'échelle 1.





### **III. Etude expérimentale de l'ouvrage de protection sandwich**

<b>III.1</b>	<b>PROCESSUS DE SÉLECTION D'UNE STRUCTURE DE TYPE SANDWICH ..</b>	<b>97</b>
III.1.1	OUVRAGE SANDWICH 1 .....	97
III.1.1.1	<i>Protocole de mise en place</i> .....	97
III.1.1.2	<i>Analyse de l'ouvrage sandwich 1 impacté à 32 kJ</i> .....	99
III.1.2	OUVRAGE COMPOSITE 2 .....	102
III.1.3	OUVRAGE SANDWICH 3 .....	105
III.1.3.1	<i>Mise en place</i> .....	105
III.1.3.2	<i>Résultats</i> .....	106
III.1.4	BILAN.....	108
<b>III.2</b>	<b>ETUDE DÉTAILLÉE DE L'OUVRAGE SANDWICH DE RÉFÉRENCE (OUVRAGE 1)</b> .....	<b>110</b>
III.2.1	COMPORTEMENT STATIQUE.....	110
III.2.1.1	<i>Essai de compression sur une colonne de pneus</i> .....	110
III.2.1.1.1	Dispositif .....	110
III.2.1.1.2	Résultats .....	111
III.2.1.2	<i>Essai de compression sur la structure sandwich</i> .....	112
III.2.1.2.1	Dispositif .....	112
III.2.1.2.2	Résultats .....	113
III.2.2	COMPORTEMENT DYNAMIQUE DE L'OUVRAGE SANDWICH 1 .....	115
III.2.2.1	<i>Effort transmis en fonction de l'énergie cinétique</i> .....	115
III.2.2.2	<i>Analyse des déplacements</i> .....	118
III.2.2.3	<i>Efforts et déplacements</i> .....	123
III.2.2.4	<i>Analyse de l'endommagement des dalles en béton armé</i> .....	125
III.2.2.4.1	Fissuration du béton .....	125
III.2.2.4.2	Plastification des nappes d'acier .....	127
III.2.2.5	<i>Comportement de la structure sandwich après plusieurs impacts</i> .....	128
<b>III.3</b>	<b>EXTENSION POUR DES ÉNERGIES PLUS IMPORTANTES : LE DOUBLE SANDWICH</b> .....	<b>130</b>
III.3.1	LES DÉPLACEMENTS .....	131
III.3.2	EFFORTS TRANSMIS .....	135
III.3.3	BILAN.....	136
<b>III.4</b>	<b>COMPARAISON</b> .....	<b>136</b>
III.4.1	IMPACT DIRECT SUR UN MUR EN BÉTON [EMPA 1960] .....	136
III.4.2	IMPACT DIRECT SUR UNE COUCHE DE GRAVE [MONTANI 1998].....	137
<b>III.5</b>	<b>CONCLUSION</b> .....	<b>138</b>



## **III.1 Processus de sélection d'une structure de type sandwich**

Dans ce chapitre, nous allons commencer par faire une étude des structures sandwich que nous avons imaginées et, après sélection de la solution qui nous paraît la plus performante, nous poursuivrons sur une étude détaillée de cet ouvrage que nous appellerons « ouvrage de référence ».

La pré-campagne expérimentale (chapitre précédent) a permis une première analyse concernant les matériaux. La sélection présentée s'appuie sur un nombre de propositions initiales très important. Nous ne rapporterons ici que les essais qui nous paraissent les plus intéressants pour l'étude de l'ouvrage sandwich. Ainsi, trois approches seront détaillées :

- Ouvrage sandwich 1 constitué par une dalle en béton armé reposant sur trois colonnes de pneus où des chaussettes de géotextile extensible sont insérées et contiennent de la grave.
- Ouvrage composite 2 constitué par trois colonnes de pneus où des chaussettes de géotextile extensible sont insérées et contiennent de la grave.
- Ouvrage sandwich 3 constitué par une dalle en béton armé reposant sur trois colonnes de pneus remplis complètement de grave.

Ces 3 approches nous permettront de voir l'intérêt de la dalle de répartition mais également le fait de ne pas confiner le matériau granulaire.

### **III.1.1 Ouvrage sandwich 1**

#### **III.1.1.1 Protocole de mise en place**

Pour réaliser cet ouvrage sandwich, il faut mettre en place la couche de dissipation composée de colonnes de pneus contenant, chacune, une chaussette de géotextile extensible remplie de grave. Cette mise en place se décompose en plusieurs étapes :

Dans un premier temps, 8 ou 9 pneus de voiture sont empilés verticalement les uns sur les autres pour former une colonne de pneus<sup>1</sup> de 1,4 m de hauteur. Les pneus de la colonne sont attachés par 4 sangles placées tous les quarts de cercle (Figure III 1). La colonne est alors mise en compression à l'aide des sangles pour obtenir une hauteur de 1,4 m.



**Figure III 1 : Vue de dessous sur le disque en bois et les 4 sangles prises entre le pneu et le disque, assemblage des pneus de la colonne**



**Figure III 2 : Remplissage des chaussettes de géotextile de grave**

Une chaussette de géotextile est ensuite insérée dans la colonne de pneus. Le bout de la chaussette est fermé. L'autre bout vient coiffer le haut de la colonne de pneus. Le remplissage de la chaussette par de la grave est réalisé sur toute la hauteur. Celle-ci est ensuite refermée à

---

<sup>1</sup> Au préalable, un disque en bois est attaché sous le pneu à la base de la colonne. Celui-ci sert à rigidifier la structure et retenir la chaussette de géotextile pendant la préparation. Il sera enlevé pour le test d'impact

son extrémité (Figure III 2). Grâce à la chaussette, l'espace correspondant au flanc des pneus est laissé libre. Lors de l'impact, la grave pourra facilement se réarranger vers cet espace vide.

Le site de largage impose des impacts verticaux. La structure doit donc être placée horizontalement. Il ne faut pas perdre de vue que l'ouvrage testé est un mur de protection contre les chutes de blocs rocheux. Pour une utilisation en configuration réelle, les colonnes de pneus seront positionnées « verticalement » ou perpendiculairement à la pente. Malheureusement pour effectuer les essais, il faut basculer la colonne de pneus horizontalement. Cette étape est délicate, car la structure ne doit pas être désorganisée pendant le basculement. Une fois placée à l'horizontale, elle est déposée sur le socle en béton à l'aide du treuil électrique. Ces étapes sont renouvelées pour la confection des trois colonnes. Enfin, une dalle en béton armé est placée sur les 3 colonnes de pneus. (Figure III 3)



Figure III 3 : Mise en place de la colonne de pneus sur le socle, Mise en place de la dalle en béton armé sur les 3 colonnes de pneus

Les éléments composant la structure ont une masse inférieure à une tonne car la charge maximale du treuil est d'une tonne. Lors de chaque essai, les éléments sont pesés. Le Tableau III 1 présente les valeurs moyennes des différentes masses mises en jeu lors des essais.

Dalle béton armé	760 kg
Colonne de pneus remplis	220 à 250 kg

Tableau III 1 : Récapitulatif des masses composant la structure sandwich

### III.1.1.2 Analyse de l'ouvrage sandwich 1 impacté à 32 kJ

Comme indiqué précédemment, pour comparer les différentes configurations, nous nous intéressons à l'évolution des efforts au cours du temps. La Figure III 4 montre l'évolution de l'effort au niveau de l'impacteur et de l'effort transmis par la structure en fonction du temps pour une hauteur de chute de 5 m soit 32 kJ. Nous distinguons 4 pics d'effort :

Efforts mesurés au niveau de l'impacteur :

- Pic A ( $t_0+9$  ms) : il correspond à l'effort maximum entre l'impacteur et la dalle en béton armé 9 ms après le début de l'impact,  $t_0$ . La valeur du pic d'effort est de 1400 kN. Au même instant, la valeur de l'effort transmis augmente progressivement, mais la valeur maximale n'est pas encore atteinte.
- Pic B ( $t_0+70$  ms) : un deuxième pic est observé d'une valeur (60 kN) plus faible que le premier. Ce pic se produit au même instant que le pic C (effort transmis). Il correspond donc à la réponse globale de la structure. (Figure III 5)

Efforts transmis par la structure dissipative :

- Pic C ( $t_0+70$  ms) : Il faut noter que la courbe présente un double pic. Le premier pic correspond au pic d'effort transmis par la structure dissipative. La valeur maximale atteint 135 kN. Cette valeur est bien plus faible que le pic A observé lors du contact entre l'impacteur et la dalle en béton armé. Le temps de sollicitation est, quant à lui, beaucoup plus long que celui mesuré lors du pic A (160 ms). En effet, cette durée ne correspond pas seulement au contact de l'impacteur et de l'ouvrage, mais de la mise en charge de la structure dans son ensemble.  
Le deuxième pic (150 kN) est dû au contact de la dalle sur le coffrage.
- Pic E ( $t_0+540$  ms) : il correspond au rebond de l'impacteur et de la dalle en béton armé sur les 3 colonnes de pneus. L'impacteur reste solidaire de la dalle tout au long de la sollicitation.

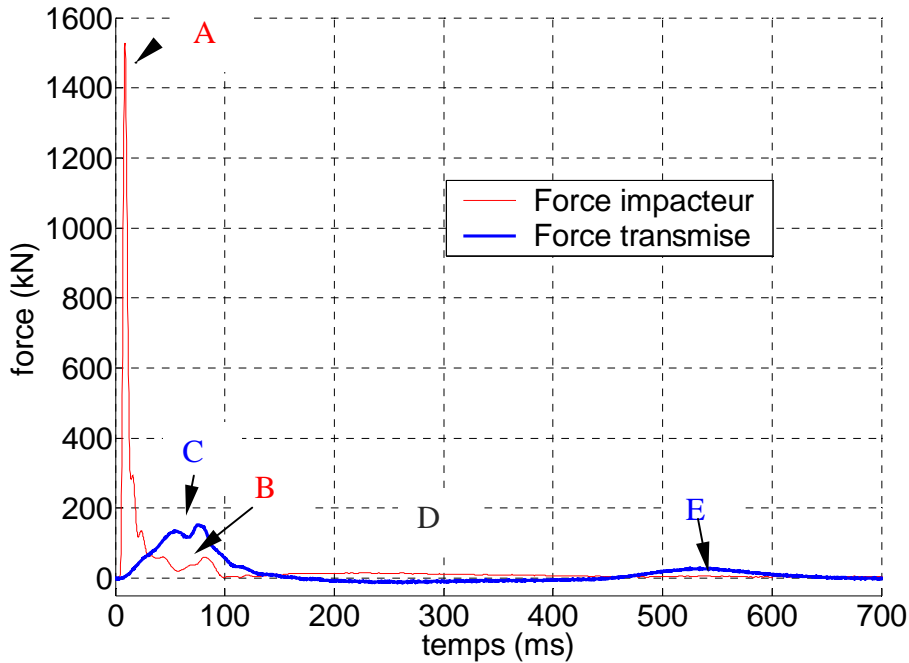


Figure III 4 : Evolution des efforts en fonction du temps lors d'un impact d'une hauteur de chute de 5 m (32 kJ) sur la structure sandwich

Cet ouvrage permet d'obtenir un temps de sollicitation beaucoup plus long que celui mesuré dans une couche de grave. Donc, pour une même énergie d'impact, si le temps de sollicitation est plus long, alors la force maximale transmise est plus faible. Cette configuration d'ouvrage permet donc bien de diminuer la transmission des efforts entre la face impactée en amont et la face aval.

Grâce à la caméra rapide, il est possible d'obtenir des images lors de chaque phase de la sollicitation. La Figure III 5 présente 4 vues de face de l'impact de la structure sandwich pour une hauteur de chute de 5 m. Une ligne en pointillé est tracée, elle montre la position initiale de la dalle en béton armé. On remarque une mise en flexion de la dalle dans le sens de sa largeur juste après la phase A. L'impacteur s'encastre dans la dalle par poinçonnement et reste solidaire de celle-ci tout au long de l'impact. Lors de la phase B-C, la déformation de la couche de colonnes de pneus est maximale et proche de 50%. Après, l'élasticité des colonnes de pneus induit un rebond de la dalle en béton et de l'impacteur. La phase D correspond au déploiement maximal de la structure. Durant cette phase, les capteurs ne mesurent pas d'effort ; il n'y a pas d'effort transmis et l'impacteur n'est soumis à aucune variation d'accélération ou décélération. D'ailleurs, lorsque la dalle est au maximum du rebond, il n'y a plus de contact entre celle-ci et les colonnes de pneus. La phase E correspond au rebond de l'impacteur et de la dalle en béton armé sur les colonnes de pneus.

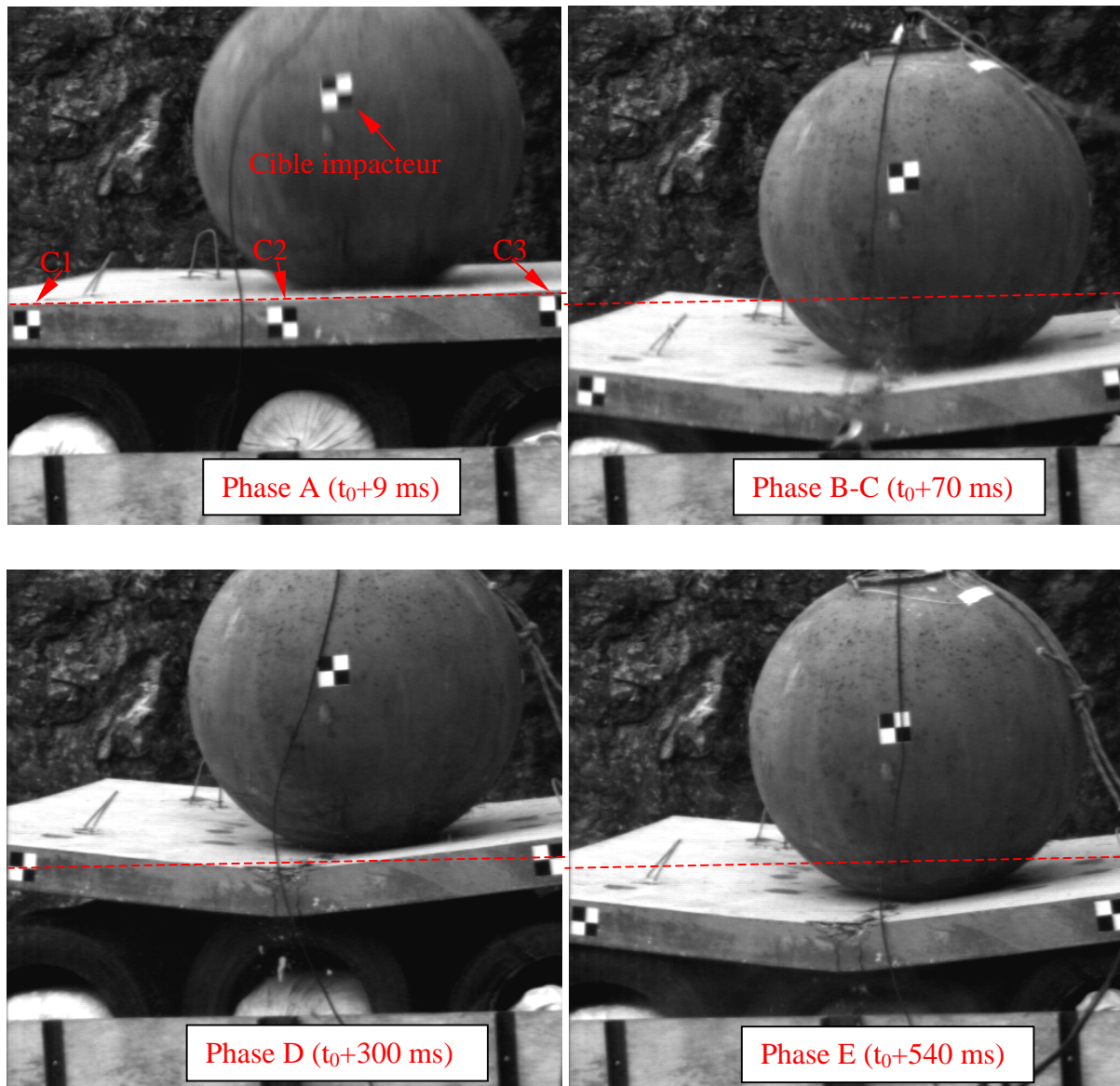


Figure III 5 : Visualisation des phases caractéristiques d'un impact sur l'ouvrage sandwich 1

### III.1.2 Ouvrage composite 2

Pour montrer l'effet de répartition de la dalle en béton armé, nous avons réalisé un essai d'impact direct sur les 3 colonnes de pneus contenant la grave insérée dans les chaussettes de géotextile. La différence par rapport à la configuration précédente est la suppression de la dalle en béton armé de répartition. (Figure III 6)



Figure III 6 : Essai d'impact direct sur les colonnes de pneus (ouvrage 2)

La Figure III 7 décrit l'évolution de la force transmise en fonction du temps pour 32 kJ (5 m) par la structure sandwich 1 et pour 20 kJ (3 m) par les colonnes de pneus (ouvrage composite 2). Malheureusement, nous n'avons pas effectué d'essais de comparaison à la même énergie cinétique. Néanmoins, il est possible de comparer les réponses car le maximum d'effort transmis est beaucoup plus important pour les colonnes de pneus directement impactées que l'effort transmis par la structure sandwich 1 alors que l'énergie d'impact est plus faible. Le maximum d'effort transmis par les colonnes est de 424 kN alors qu'il est de 135 kN pour la structure sandwich 1. L'effet inverse est observé pour les temps de sollicitation, 59 ms pour les colonnes de pneus et 157 ms pour la structure sandwich 1. (Tableau III 2)

Lors de l'essai d'impact direct sur les colonnes de pneus, nous observons une vibration se superposant au signal après la phase de décharge. La fréquence de ce signal est de l'ordre de 40 Hz et ne correspond pas à la vibration des colonnes de pneus, mais à la vibration du système socle, capteur de force, dalle béton coulée sur le site. Cette vibration se déclenche lorsqu'un certain niveau d'énergie est atteint et lorsque la fréquence de la sollicitation se rapproche de la fréquence de vibration du système.

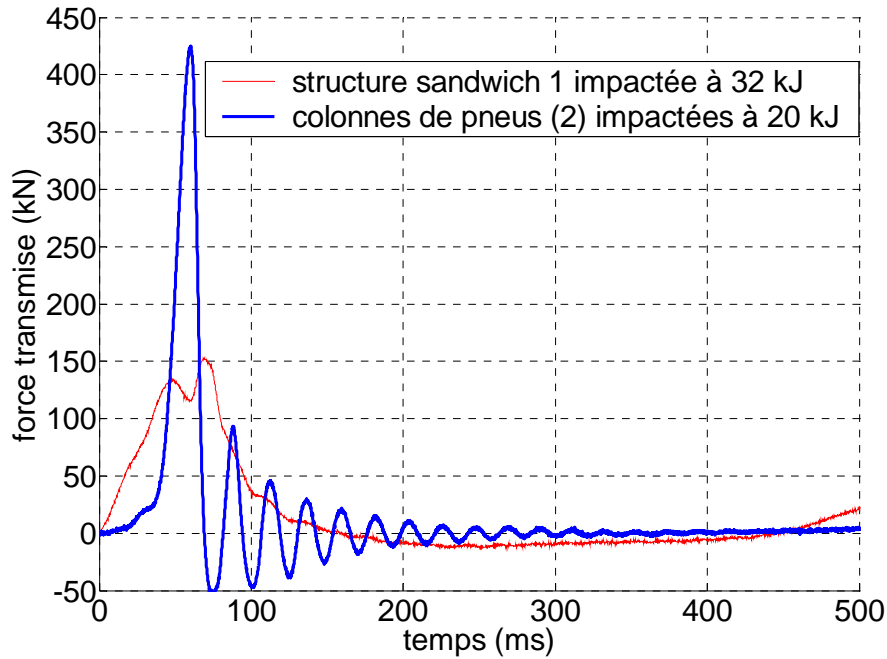


Figure III 7 : Evolution de l'effort transmis en fonction du temps, pour un essai à 32 kJ, par la structure sandwich et à 20 kJ, par les colonnes de pneus

La dalle en béton armé a donc un réel effet dans la répartition de l'effort et également dans la diminution de la transmission des efforts. Sans la dalle, l'impact est localisé sur une petite surface au niveau du point d'impact. La couche de pneus est fortement poinçonnée, la grave est alors mobilisée ponctuellement. La friction est faible et donc la dissipation aussi.

La mise en mouvement de la dalle dissipe aussi de l'énergie. En effet, en faisant l'hypothèse d'un choc mou et en écrivant la conservation de la quantité de mouvement (Modèle de Tonello), nous pouvons écrire :

$$E_2 = E_1 \cdot \frac{1}{1 + \frac{M}{m}} \quad \text{eq III 1}$$

$E_1$  est l'énergie cinétique incidente,

$E_2$  est l'énergie à dissiper par les colonnes de pneus après le contact entre l'impacteur de masse  $m$  et la dalle en béton de masse  $M$ . Dans notre cas, la masse de la dalle est proche de la masse de l'impacteur, donc l'énergie  $E_2$  est égale à la moitié de l'énergie  $E_1$ . Lorsque la dalle est impactée, alors l'énergie à dissiper par les trois colonnes de pneus est deux fois plus faible que l'énergie à dissiper lors d'un impact direct sur une colonne de pneus. C'est pourquoi, l'effort transmis est plus faible avec la structure sandwich 1.



	Energie (kJ)	Effort transmis (kN)	Temps de sollicitation (ms)
Ouvrage composite 2	20	424	59
Ouvrage sandwich 1	32	135	157
40 cm de grave	20	400	32

**Tableau III 2 : Récapitulatif de l'effort transmis et du temps de sollicitation pour les colonnes de pneus impactées à 20 kJ (3 m) et la structure sandwich impactée à 32 kJ (5 m)**

Sans dalle de répartition, les efforts transmis par la configuration 2 (pneus+chaussettes géotextile) sont comparables à la solution grave impactée directement.

### III.1.3 Ouvrage sandwich 3

L'objectif de l'utilisation des chaussettes de géotextile contenues dans des colonnes de pneus est de laisser les flancs de pneus vides afin de permettre à la grave un large déplacement et donc augmenter la capacité de dissipation de la structure. Le but principal étant donc de diminuer l'effort transmis par l'ouvrage de protection pour une énergie cinétique donnée. Afin de répondre à la question de l'intérêt des chaussettes de géotextile, nous avons effectué des essais de lâcher de blocs sur une structure composée d'une couche de dissipation constituée par des pneus de voiture totalement remplis de grave (flancs compris) (ouvrage 3).

#### III.1.3.1 Mise en place

Pour réaliser les essais de lâcher de blocs sur une structure composée de pneus complètement remplis de grave et d'une dalle en béton armé, une technique de remplissage des pneus a été mise en place. Nous avons pris la décision de les remplir un par un comme des éléments indépendants. Cette technique permet de faire un système modulaire avec un assemblage de pneus indépendant.

Chaque côté libre du diamètre intérieur (jante) du pneu est fermé par un textile vissé par 8 vis. Un trou d'un diamètre de 5 cm est percé dans le pneu pour le remplir de grave à l'aide d'un entonnoir. La Figure III 8 décrit la technique de remplissage que nous avons utilisée pour remplir les 21 pneus nécessaires pour mettre en œuvre la couche de dissipation.

Après avoir rempli les pneus, ceux-ci sont disposés en 3 colonnes de 7 comme le montre la Figure III 8. Puis une dalle en béton armé, présentant les mêmes caractéristiques que celles utilisées pour la structure sandwich 1, est placée sur la couche de pneus.



Figure III 8 : Technique de remplissage du pneu de voiture, Structure impactée

### III.1.3.2 Résultats

Des essais de lâcher de blocs ont été effectués pour deux énergies cinétiques : 13 et 32 kJ (2 et 5 m) sur la structure sandwich 1 (utilisant des chaussettes de géotextile) et la configuration constituée de pneus complètement remplis de grave (ouvrage 3).

La Figure III 9 montre l'évolution de l'effort transmis en fonction du temps à une énergie cinétique de 13 kJ. Nous remarquons que le maximum d'effort transmis est beaucoup plus important pour la configuration constituée par les pneus complètement remplis (3). La force maximale est de 233 kN alors qu'elle est de 90 kN pour la structure sandwich utilisant les chaussettes de géotextile (1). Comme la force maximale est plus élevée, le temps de sollicitation est plus faible (même énergie cinétique). Le temps de sollicitation pour la structure constituée de pneus complètement remplis (structure 3) est de 103 ms alors qu'il est de 161 ms pour la structure sandwich 1.

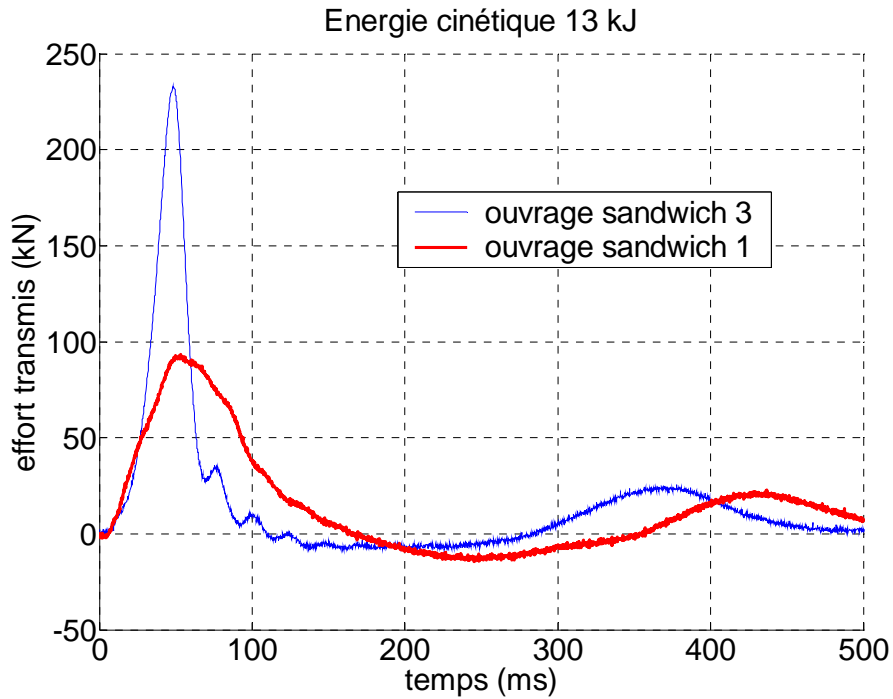


Figure III 9 : Comparaison de l'évolution de l'effort transmis à une énergie de 13 kJ (2 m) pour la structure sandwich (1) et une structure composée d'une dalle et de pneus complètement remplis (3)

La Figure III 10 montre l'évolution du maximum de l'effort transmis par les deux configurations à deux énergies cinétiques différentes. A 32 kJ, l'écart entre les efforts maximum est encore plus élevé. Le maximum d'effort transmis par la structure composée de pneus complètement remplis (3) est de 672 kN alors qu'il est de 135 kN pour la structure sandwich 1. Nous observons aussi une augmentation de l'écart des temps de sollicitation (Tableau III 3). A 32 kJ, le temps de sollicitation est seulement de 44 ms pour la structure constituée de pneus complètement remplis (3).

	Force transmise (kN)	Temps de sollicitation (ms)	Force transmise (kN)	Temps de sollicitation (ms)
Energie / hauteur	13 kJ / 2 m		32 kJ / 5 m	
Ouvrage sandwich 3	233	103	672	44
Ouvrage sandwich 1	90	161	135	157

Tableau III 3 : Récapitulatif des efforts transmis et temps de sollicitation pour les deux configurations

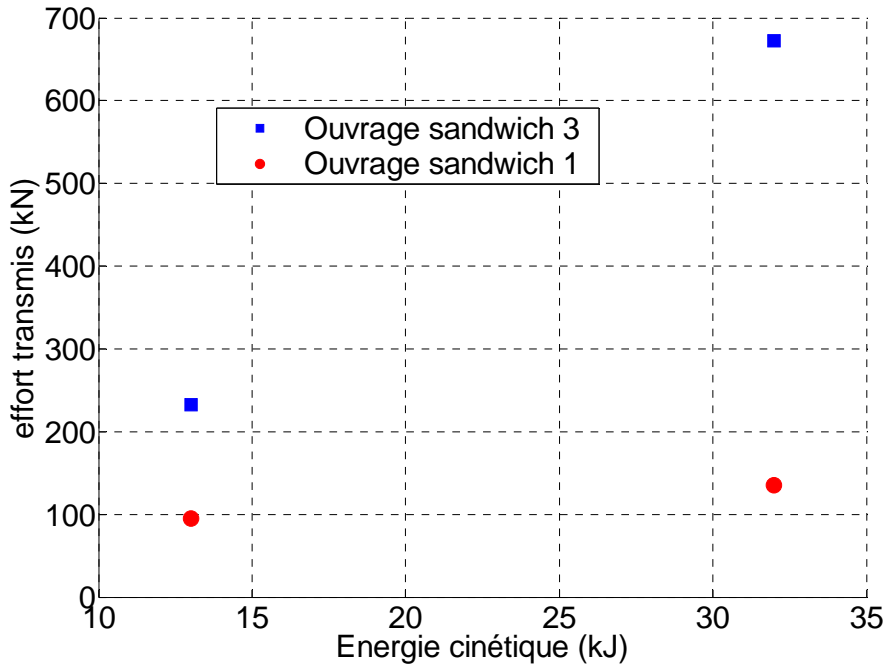


Figure III 10 : Evolution de l'effort maximum transmis en fonction de l'énergie cinétique

La comparaison entre les deux configurations montre bien l'effet de l'utilisation des chaussettes de géotextile sur la transmission des efforts. Lorsque les pneus sont complètement remplis, la grave contenue à l'intérieur n'a pas la possibilité de se déformer et donc le phénomène de friction ne peut pas se produire. L'espace libre, dans les flancs de pneus, laissé par les chaussettes de géotextile permet à la grave de se déformer largement et donc de dissiper l'énergie par friction.

### III.1.4 Bilan

La structure sandwich 1 permet de minimiser la transmission des efforts par rapport aux autres configurations testées [Lorentz 2005b].

Dans un premier temps, nous avons montré l'effet de répartition de la dalle en béton armé sur la couche de colonnes de pneus remplis par de la grave contenue dans des chaussettes de géotextile. Lorsque cette couche de pneus est impactée directement, alors la force maximale transmise est bien supérieure. Ensuite, l'utilisation de chaussettes de géotextile extensible dans les colonnes de pneus s'avère être une bonne solution pour favoriser le phénomène de friction par une large réorganisation de la grave. Lorsque les pneus sont complètement remplis, alors aucun déplacement n'est possible et l'effort transmis est plus important. De plus, la dalle ne sert alors pratiquement pas, car la colonne constitue un point dur. La transmission des efforts est alors directe.

### *Chapitre III : Etude expérimentale de l'ouvrage de protection sandwich*

Nous allons maintenant étudier, plus en détail, le comportement de l'ouvrage sandwich 1 que nous appellerons de référence utilisant les chaussettes de géotextile extensible. Des essais de compressions statiques et de lâchers de blocs pour des énergies cinétiques allant jusqu'à 90 kJ sont présentés dans les paragraphes suivants.

## III.2 Etude détaillée de l'ouvrage sandwich de référence (Ouvrage 1)

### III.2.1 Comportement statique

Pour analyser le comportement de la structure, il nous a paru nécessaire de mener, en parallèle des essais dynamiques, des essais statiques de compression simple. Deux campagnes d'essais ont été effectuées : une première sur une colonne de pneus seule et la deuxième sur la structure sandwich complète. L'étude sur la colonne de pneus sera ensuite utilisée pour faire le calage du modèle numérique dans le chapitre IV.

#### III.2.1.1 Essai de compression sur une colonne de pneus

##### III.2.1.1.1 Dispositif

L'essai de compression simple sur la colonne de pneus a été mené à l'IUT de génie civil de Grenoble. Il a été réalisé grâce à une presse d'une capacité de 220 kN. La charge est appliquée grâce à un triangle de répartition dont la longueur est celle de la colonne de pneus et une largeur de 20 cm. L'objectif de la campagne expérimentale est de connaître l'évolution de l'effort en fonction de la déformation de la colonne de pneus. Nous avons choisi de bloquer les déplacements latéraux grâce à un coffrage en bois renforcé par des profilés métalliques (Figure III 11) tenus par des tiges filetées de part et d'autre de la longueur de la colonne. Cela permet de retrouver des conditions de confinement semblable à la configuration dynamique.



Figure III 11 : Dispositif d'essais de compression simple sur colonne de pneus

L'effort est directement mesuré par la presse alors que le déplacement du triangle de répartition est suivi grâce à des cibles visées par un théodolite. L'essai de compression se réalise par paliers successifs de chargement où la position du triangle de répartition est mesurée. L'essai est terminé lorsque la capacité maximale de la presse est atteinte.

### III.2.1.1.2 Résultats

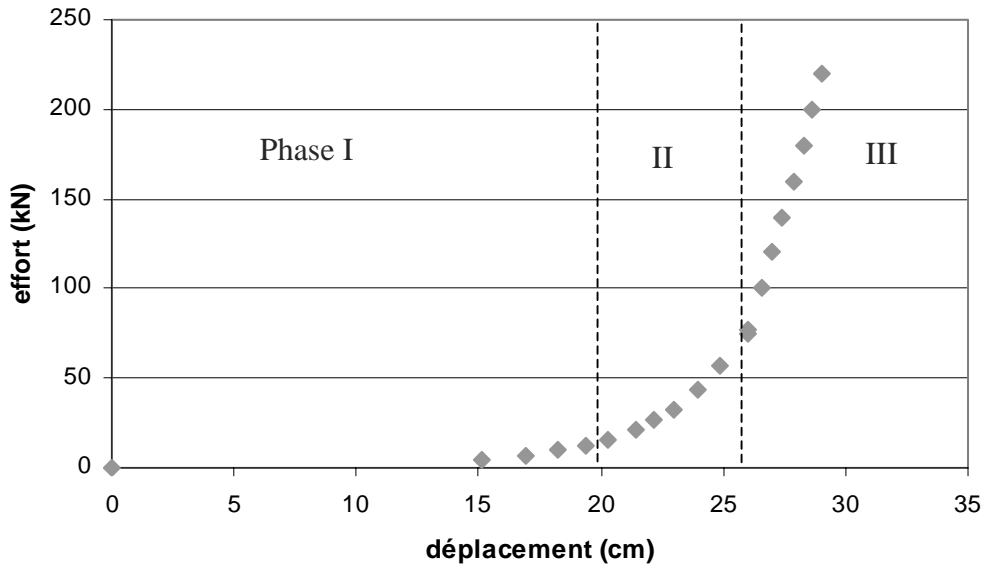


Figure III 12 : Evolution de l'effort en fonction du déplacement pour une colonne de pneus

La Figure III 12 montre l'évolution de l'effort en fonction du déplacement du triangle de répartition. La capacité maximale de la presse a été atteinte pour un débattement de 29 cm soit une déformation de l'ordre de 50% car le diamètre extérieur de la colonne de pneus est de 60 cm. L'évolution de l'effort se caractérise par 3 phases distinctes :

- La première phase est comprise entre un déplacement de 0 et 20 cm soit 33% de déformation. L'augmentation de l'effort est faible et presque linéaire ; pour 20 cm de débattement, l'effort mesuré est de 20 kN. Cette phase correspond à l'écrasement de la colonne de pneus seule. La grave insérée dans les chaussettes de géotextile ne joue pratiquement aucun rôle.
- La seconde phase est une phase de transition comprise entre 20 et 26 cm (déformation de 33 et 43%). Elle correspond à une mise sous charge de l'ensemble de la structure. Pour un débattement de 26 cm, la charge mesurée est de 77 kN.
- La troisième phase correspond à l'écrasement de la colonne de pneus et de la grave. Elle s'étend de 26 à plus de 30 cm. Nous avons été contraints d'arrêter l'essai, car la

charge a atteint la capacité maximale de la presse, soit 220 kN pour un déplacement de 29 cm.

Pour un débattement de l'ordre de 30 cm, l'énergie de déformation mobilisable pour une colonne de pneus est de 15 à 20 kJ. Si le débattement est de 35 cm et en extrapolant la pente de la phase III, alors l'énergie de déformation mobilisable est de l'ordre de 50 kJ.

### III.2.1.2 Essai de compression sur la structure sandwich

#### III.2.1.2.1 Dispositif

L'essai de compression simple sur la structure complète a été mené dans la carrière de Grésy sur Aix. Il a été plus facile de fabriquer une presse de chantier où se situe la structure que de la déplacer. L'essai est réalisé à l'aide d'un vérin d'une capacité de 600 kN. Celui-ci est placé sur la dalle en béton armé en son centre, à la même position que celle du point d'impact lors des essais de lâcher de blocs. Le déplacement du haut du vérin est bloqué grâce à un profilé métallique, bloqué lui aussi par des tiges filetées ancrées à d'autres profilés métalliques positionnés sous le socle en béton (Figure III 13). La charge est appliquée grâce à une plaque carrée de 30 cm de côté.

Le déplacement de la structure est suivi par 3 cibles visées par un théodolite. Les cibles sont positionnées sur la dalle en béton armé pour suivre sa déformation au cours de l'essai (Figure III 14). Le nombre de cibles permet de suivre des éventuelles déformations de la dalle en plus des déplacements d'ensemble. L'essai est piloté par paliers successifs de déplacement où la position de toutes les cibles est enregistrée. Il est terminé lorsque la charge maximale du vérin est atteinte (600 kN) ou lorsque le déplacement maximum est obtenu (25 cm).



Figure III 13 : Dispositif d'essai de compression simple sur la structure sandwich



Cet essai a été difficile à mettre en œuvre car lors des 2 premiers essais, la dalle se déplaçait latéralement faussant ainsi les résultats. Il a fallu une grande rigueur dans la préparation des colonnes de pneus afin d'obtenir une couche homogène pour réussir l'essai.

### III.2.1.2.2 Résultats

La Figure III 14 met en évidence la position des cibles CS1, CS2 et CS3 collées sur la dalle en béton armé en vue de dessus.

La Figure III 15 décrit l'évolution de l'effort mesuré sur le vérin en fonction des déplacements des cibles. Nous constatons que l'évolution des 3 courbes est sensiblement identique. L'essai est arrêté pour un déplacement maximum de la structure de 24 cm. A un effort de 320 kN, l'écart de position entre les 3 cibles est de moins de 1 cm. De plus, le déplacement de la cible CS2 est supérieur au déplacement des deux autres cibles. Celui-ci est dû à un léger basculement de la dalle. Nous ne mesurons donc pas de flexion et ne constatons aucun poinçonnement au niveau de l'application de la charge. Celle-ci se comporte comme une dalle infiniment rigide par rapport à la déformation des colonnes de pneus.

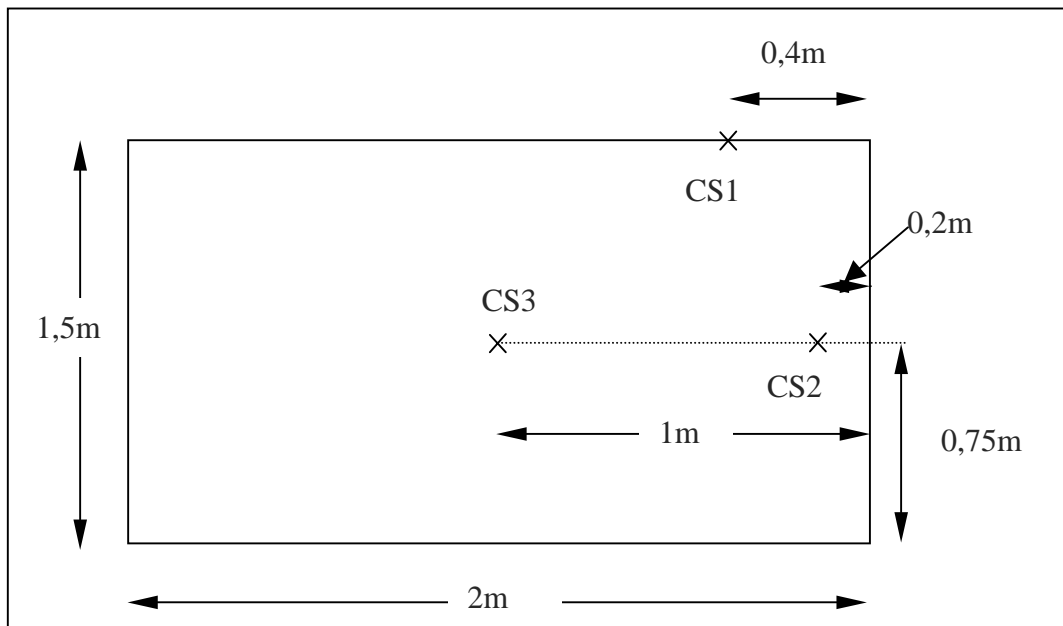


Figure III 14 : Vue de dessus de la dalle en béton armé et de la position des cibles

L'évolution de l'effort au niveau du vérin en fonction du déplacement de la dalle en béton armé est semblable à l'évolution mesurée lors de l'essai sur une colonne de pneus seule. On peut distinguer 3 phases :

La première phase est comprise entre un déplacement de 0 et 17 cm. L'augmentation de l'effort est faible et la déformation de la structure est grande. Pour un débattement de 17 cm, l'effort mesuré est seulement de 42 kN. Cette phase correspond à l'écrasement des colonnes de pneus seules. Aussi, un léger basculement des colonnes de pneus (dans le sens de la longueur de la colonne) a été noté, ce que nous n'avions pas observé lors des essais sur une colonne de pneus seule.

La seconde phase est très courte et est une phase de transition. Elle est comprise entre 17 et 22 cm. Comme les pneus ont légèrement basculé, la mise en charge de la grave dans les chaussettes de géotextile est rapide car l'espace pour se déformer est plus restreint. Pour 22 cm, l'effort mesuré est de 90 kN. Nous avons noté une apparition des fissures de traction dans le béton.

La troisième et dernière phase correspond à l'écrasement de la structure dans son ensemble. L'augmentation de l'effort est très importante. La grave contenue dans les chaussettes est bloquée par les pneus qui ont basculé auparavant. Entre 22 et 24 cm, l'effort passe de 90 à 330 kN. Si les pneus n'avaient pas basculé, la pente aurait été probablement moins raide. Pour les prochains essais, nous veillerons à sangler de façon homogène les colonnes de pneus pour éviter d'observer un basculement de celles-ci et permettre une plus large déformation.

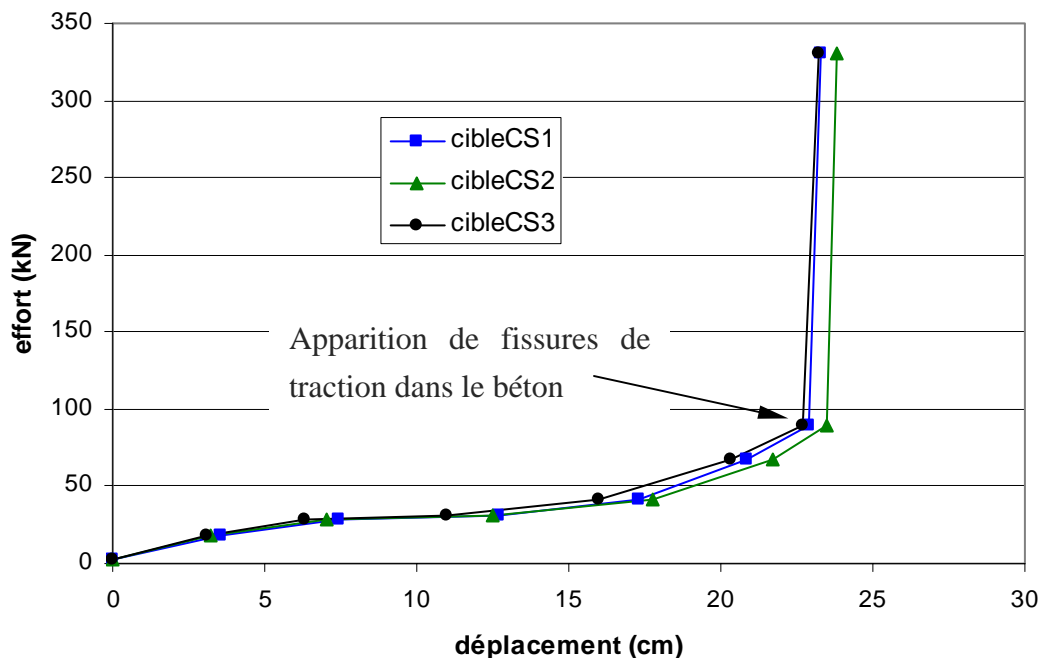


Figure III 15 : Effort du vérin en fonction des déplacements des cibles collées sur la dalle en béton

### III.2.2 Comportement dynamique de l'ouvrage sandwich 1

- Dans un premier temps, une analyse des efforts transmis par l'ouvrage en fonction de l'énergie cinétique d'impact est menée. Celle-ci permettra de connaître les efforts transmis pour dimensionner le mur d'appui. La plage de l'énergie cinétique étudiée varie de 20 kJ à 90 kJ.
- Ensuite, une analyse des déplacements de la dalle lors de l'impact sera réalisée pour comprendre le comportement de la dalle et étudier son effet de répartition. Cette analyse est menée à partir de cibles collées sur la dalle et suivies avec une caméra HS.
- Mesurant les efforts et les déplacements, il est possible d'étudier l'évolution de l'effort en fonction du déplacement de la dalle en béton armé pour les différents essais. Une comparaison entre le comportement dynamique et statique sera entreprise.
- Puis, une analyse détaillée de la fissuration du béton et de la plastification des nappes d'acier permettra d'étudier les mécanismes d'endommagement lors des différents tests d'impact.
- Enfin, la structure sandwich sera impactée à plusieurs reprises afin de connaître l'influence de l'endommagement et du compactage sur la transmission des efforts lors d'impacts successifs.

#### III.2.2.1 Effort transmis en fonction de l'énergie cinétique

Lors de chaque lâcher, les efforts transmis au support en fonction du temps sont enregistrés. La Figure III 17 montre l'évolution de ces efforts pour les différents essais de la campagne expérimentale. Les énergies cinétiques en jeu s'étendent de 13 à 90 kJ, soit des hauteurs de chute comprises entre 2 et 14 m. De 0 à 32 kJ compris, les colonnes de pneus de la structure sont maintenues complètement par un coffrage en bois de 30 cm de hauteur. Lors des essais à des énergies supérieures à 32 kJ, la déformation devenant trop importante, le coffrage suivant la longueur de la dalle a été enlevé afin d'éviter que la dalle en béton ne le percute pendant l'impact (Figure III 16).

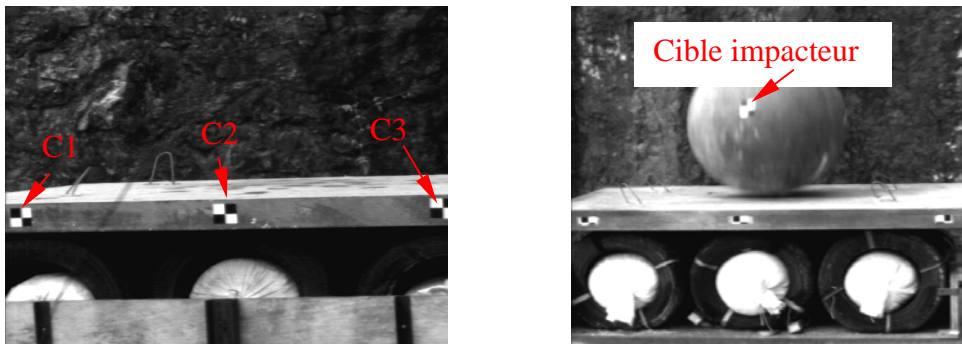


Figure III 16 : essai avec coffrage dans la longueur de la dalle, essai sans coffrage dans la longueur

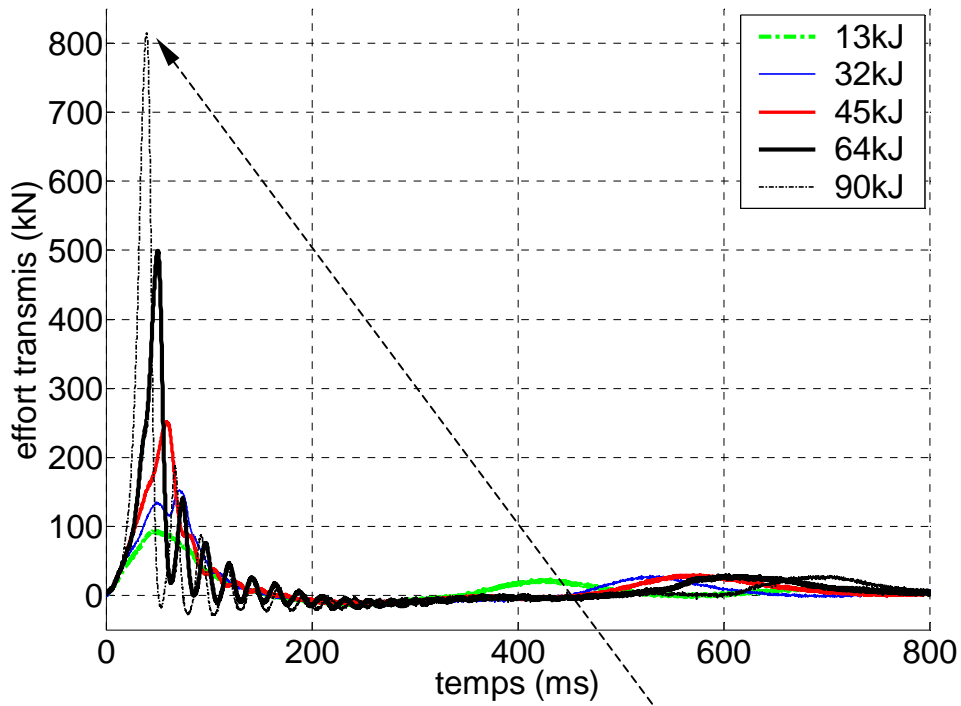


Figure III 17 : Evolution de l'effort transmis en fonction du temps pour différentes énergies cinétiques

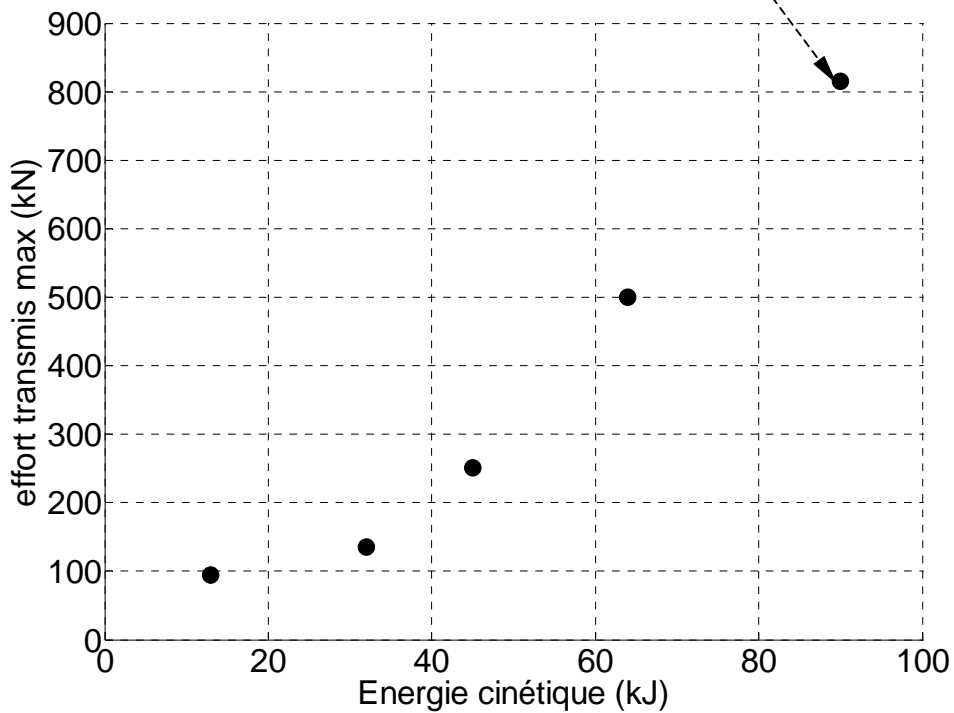


Figure III 18 : Evolution de l'effort maximum transmis en fonction de l'énergie cinétique

Nous constatons que l'effort maximum transmis par la structure augmente lorsque l'énergie cinétique s'accroît. La Figure III 18 met en évidence l'augmentation du pic d'effort en

fonction de l'énergie cinétique. Jusqu'à une énergie cinétique de 40 kJ, le maximum de l'effort transmis augmente faiblement. Pour une énergie cinétique d'impact de 32 kJ, l'effort maximal transmis est de 135 kN. Puis, entre 40 et 90 kJ, une évolution linéaire de pente plus élevée apparaît. Pour 90 kJ, l'effort maximum transmis est de 815 kN. Les 2 niveaux d'énergie correspondent à un écrasement du vide en partie pour le premier niveau et à la déformation de l'ensemble pneus, chaussettes de géotextile extensible, grave pour le deuxième niveau.

L'augmentation de l'effort entre 300 et 800 ms est due à un léger rebond de l'impacteur et de la dalle sur la structure sandwich. Plus l'énergie cinétique est élevée, plus la durée entre le début de l'impact et le rebond est grande, donc plus la vitesse de restitution est élevée par déformation élastique de la structure. Par contre la valeur de l'effort est sensiblement la même, et est faible par rapport à la valeur de l'effort maximum transmis (de l'ordre de 25 kN). Pour une énergie cinétique de 45 kJ, le rebond se produit au bout de 570 ms après le début de l'impact.

Le temps de sollicitation est de l'ordre de 160 ms pour des essais à des énergies cinétiques inférieures à 60 kJ. Ce temps est beaucoup plus important que celui mesuré lors des impacts directs sur une couche de grave de 40 cm d'épaisseur où il valait seulement 30 ms. Par contre, il diminue fortement pour des énergies supérieures à 60 kJ. Il ne vaut plus que 51 ms pour un essai à 90 kJ. De plus, on note une différence de comportement de l'évolution de l'effort en fonction du temps pour les essais à 64 et 90 kJ. Durant la phase de décharge, une vibration s'ajoute au signal. La fréquence de cette vibration est de 40 Hz. Elle correspond à l'oscillation du système socle, capteur de force, dalle béton coulée sur le site. Cette vibration a déjà été mise en évidence lors des impacts directs sur les colonnes de pneus. L'analyse des déplacements, au paragraphe suivant, va permettre d'expliquer cette différence de comportement. Le Tableau III 4 récapitule les valeurs des efforts transmis au cours du temps.

Hauteur de chute (m)	Energie (kJ)	Effort max transmis (kN)	Temps de sollicitation (ms)	Temps du maximum d'effort au rebond (ms)
2	13	95	161	430
5	32	135	157	530
7	45	251	160	570
10	64	500	64	610
14	90	815	51	695

Tableau III 4 : Récapitulatif des valeurs caractéristiques des efforts transmis en fonction du temps

### III.2.2.2 Analyse des déplacements

Les déplacements de l'impacteur et de la dalle en béton armé peuvent être suivis grâce à des cibles filmées par la caméra rapide. Sur l'impacteur, les cibles sont collées tous les quarts de tour à mi-hauteur et 3 cibles sont collées sur la face latérale de la dalle en béton armé au niveau des appuis de la dalle avec chaque colonne de pneus, comme la Figure III 16 le met en évidence (espacement de 60 cm). L'impact s'effectuant au centre de la dalle, la cible C2 correspond à la position de la colonne du milieu et coïncide aussi avec la position de l'impacteur dans le plan horizontal.

Pour obtenir la valeur des déplacements, nous avons utilisé le logiciel Avistep. Celui-ci permet de pointer des objets sur des images successives filmées par la caméra. Après étalonnage de l'image, il est possible de tracer les courbes de déplacement en fonction du temps exposées à la Figure III 19 et la Figure III 20. Le déplacement des cibles est compté positif dans le sens de la chute de l'impacteur. L'instant  $t_0$  correspond au moment où l'impacteur touche la dalle. Le Tableau III 5 récapitule les valeurs des déplacements verticaux maximums et le temps auquel ils se produisent lors de la compression de la structure et du rebond.

Les quatre graphiques correspondant à la Figure III 19 et la Figure III 20 présentent les déplacements des cibles 1 à 3 et celle de l'impacteur au cours du temps de sollicitation pour 4 lancers à 13, 32, 45 et 64 kJ (2, 5, 7 et 10 m de hauteur de chute). Plus la hauteur de chute est élevée, plus le déplacement maximum de l'impacteur augmente. Pour une hauteur de chute de 2 m, le déplacement maximum de l'impacteur est de 14,2 cm alors qu'il est de 34,5 cm pour une hauteur de chute de 10 m. Il en est de même pour la cible C2 située à mi-longueur de la dalle. Le déplacement à mi-dalle varie de 11,5 cm pour une hauteur de chute de 2 m à 31 cm pour une hauteur de chute de 10 m. Comme nous l'espérions, la déformation de la structure est importante lors de l'impact : un déplacement de 31 cm correspond à une déformation des colonnes de pneus de plus de 50%.

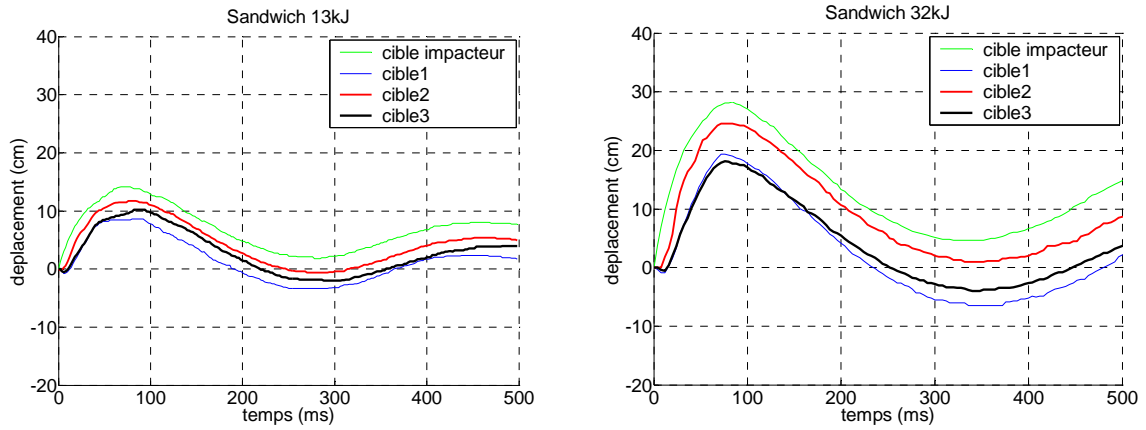


Figure III 19 : Déplacements en fonction du temps pour 13 et 32 kJ (2 et 5 m)

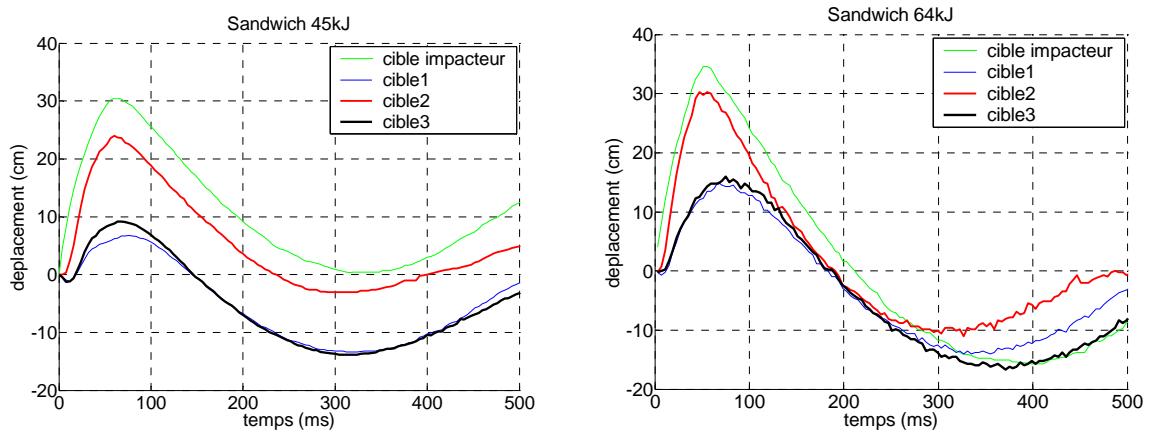


Figure III 20 : Déplacements en fonction du temps pour 45 et 64 kJ (7 et 10 m)

	énergie 13 kJ h= 2m				énergie 32 kJ h= 5m			
	max		rebond		max		rebond	
	depl (cm)	tps (ms)	depl (cm)	tps (ms)	depl (cm)	tps (ms)	depl (cm)	tps (ms)
	impacteur	14,2	72	1,8	280	28,2	85	4,5
cible 1	8,5	85	-3,5	270	19,5	72	-6,5	350
cible 2	11,5	80	-0,6	280	24,6	80	1	340
cible 3	10,2	85	-2	300	18,2	76	-4	373
	énergie 45 kJ h= 7m				énergie 64 kJ h= 10m			
	max		rebond		max		rebond	
	depl (cm)	tps (ms)	depl (cm)	tps (ms)	depl (cm)	tps (ms)	depl (cm)	tps (ms)
	impacteur	30,5	62	0,3	316	34,5	55	-15,7
cible 1	6,8	75	-13,4	315	15	67	-13,8	340
cible 2	24	60	-3	300	31	53	-10	310
cible 3	9,2	68	-13,8	315	16	75	-16	370

**Tableau III 5 : Récapitulatif des déplacements verticaux mesurés pour une hauteur de chute de 2, 5, 7 et 10 m**

Nous constatons, pour les 4 graphiques, que le déplacement de l'impacteur est plus important que le déplacement des trois autres cibles. Cela est dû au poinçonnement de la dalle lors de l'impact. Aussi, le déplacement de la cible C1 et C3 est sensiblement le même et est plus faible que celui de la cible du milieu (C2).

Lors de l'impact, la dalle est fortement endommagée par flexion dans le sens de la largeur de la dalle (Figure III 22). C'est cette flexion qui explique la différence de déplacement entre les cibles C1-C3 et la cible C2. Le comportement de la dalle en béton armé change pour une hauteur de chute de 7 m. Pour des hauteurs de chute de 2 à 5 m, la différence de déplacement entre la cible du milieu et les autres est faible, de l'ordre de 2 à 6 cm. Une flexion est bien observée, mais elle est peu importante. Pour des hauteurs de chute de 7 et 10 m, la différence de déplacement est beaucoup plus grande, de l'ordre de 15 cm. La dalle est fortement endommagée par flexion sur toute la largeur de la dalle, suivant la disposition des colonnes de pneus. Nous avons aussi remarqué une légère flexion de la dalle dans le sens de la longueur, mais elle est négligeable par rapport à la flexion de la dalle dans le sens de la largeur.



Nous remarquons que le décalage de déplacement entre la cible C2, à mi-longueur de la dalle, et l'impacteur est constant durant toute la phase de compression de la structure à toutes les hauteurs de chute testées. Lors du rebond, le décalage n'est pas complètement constant, surtout pour une hauteur de chute de 10 m où le rebond de l'impacteur est plus important que celui de la dalle. Pendant la phase de compression, l'impacteur reste toujours solidaire de la dalle en béton armé et lors de la détente, il s'en détache légèrement.

Nous constatons que la compression de la structure se produit pendant une durée comprise entre 50 et 85 ms pour toutes les hauteurs de chute. Néanmoins, la durée de la montée au maximum de compression pour la cible C2, à mi-longueur de la dalle, diminue avec la hauteur de chute. Pour une hauteur de chute de 2 m, la durée est de 80 ms alors que pour une hauteur de 10 m, elle est de 53 ms.

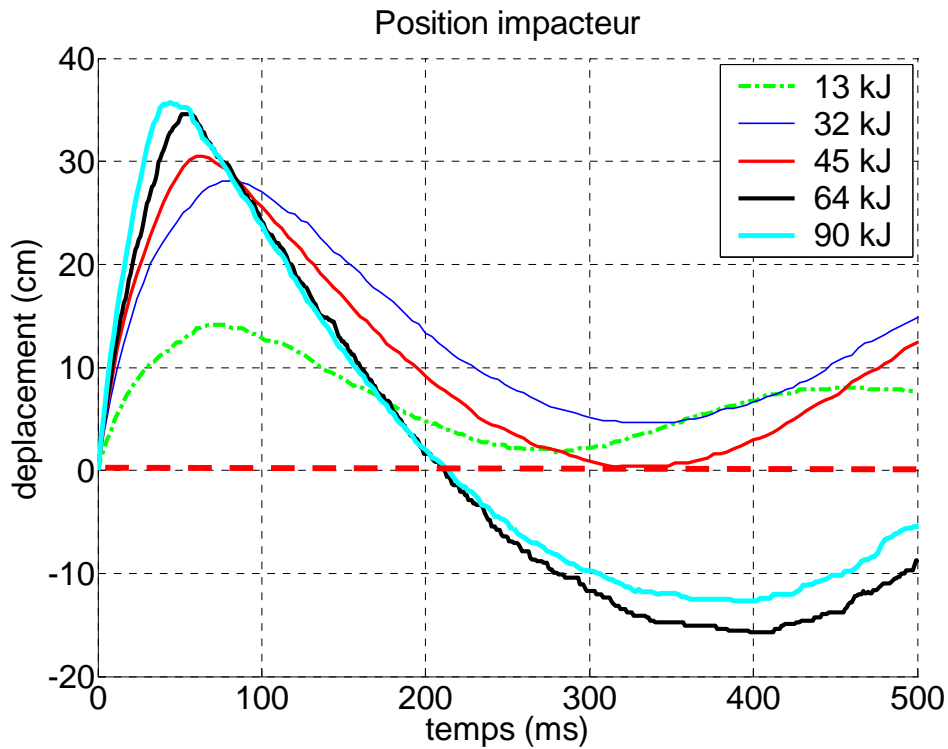


Figure III 21 : Position de l'impacteur en fonction du temps pour des énergies de 13, 32, 45, 64 et 90 kJ

La Figure III 21 récapitule les évolutions du déplacement de l'impacteur au cours du temps pour les énergies 13, 32, 45, 64 et 90 kJ (2, 5, 7, 10 et 14 m de hauteur de chute). Pour 90 kJ, seuls les déplacements de l'impacteur sont disponibles, car un nuage de poussière provenant des chaussettes de géotextile a rendu impossible le pointage des cibles de la dalle en béton armé (Figure III 22).

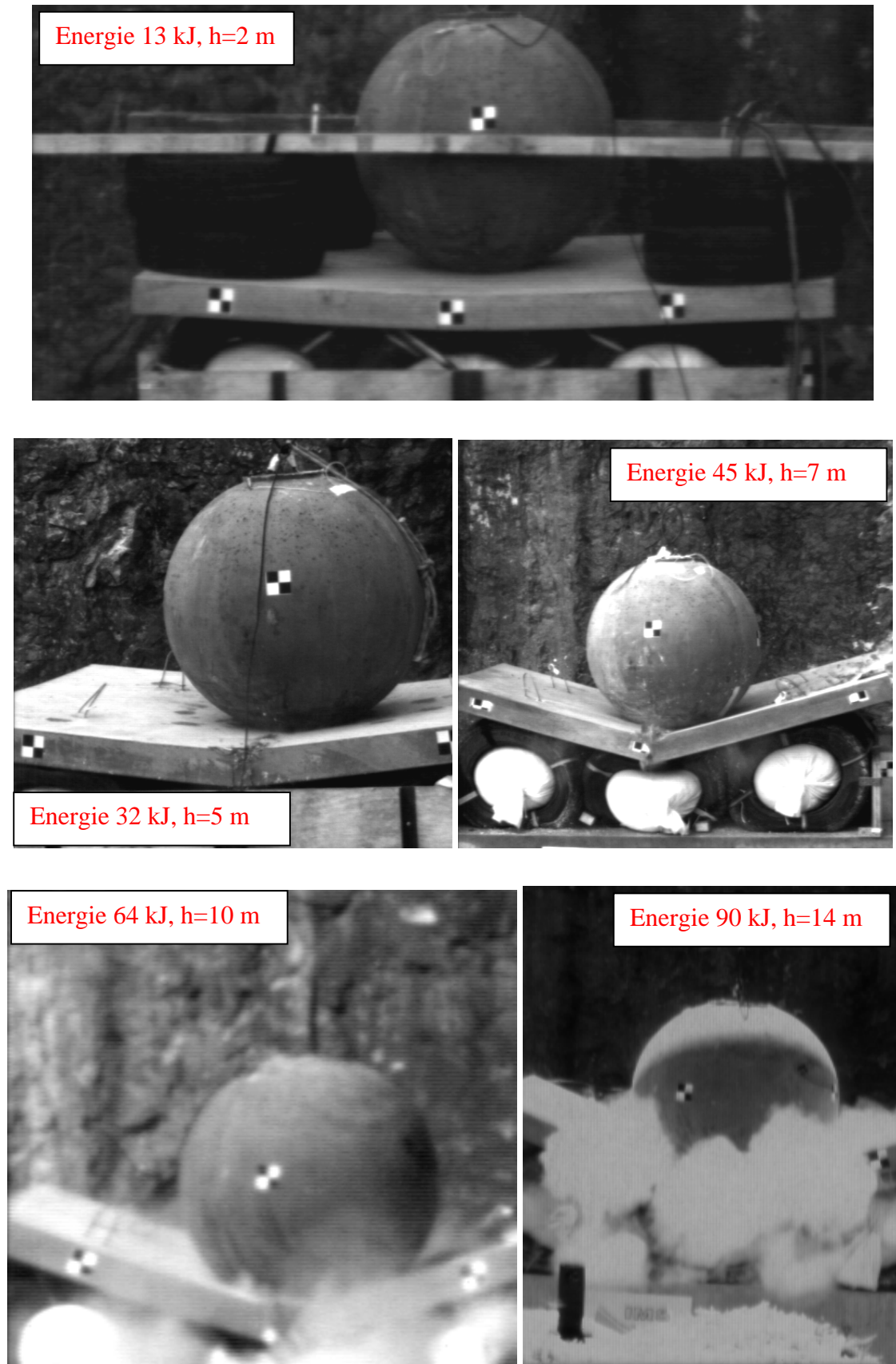


Figure III 22 : Mise en flexion de la dalle au maximum de compression pour des énergies de 13, 32, 45, 64 et 90 kJ (hauteurs de chute de 2, 5, 7, 10 et 14 m)

Une très nette différence de comportement de la structure est observée pour une énergie de 45 kJ. Lors de cette sollicitation, le rebond est quasi nul. Par contre, pour des énergies supérieures à 45 kJ, un large rebond est observé. Nous parlons de rebond à partir du moment où la dalle et l'impacteur repassent au-dessus de leurs positions initiales à l'instant  $t_0$ . Pour une hauteur de chute de 10 m (64 kJ), le rebond est de 15,7 cm et il est de 13 cm pour 14 m (90 kJ). (Figure III 21)

Lorsque l'énergie cinétique dépasse une valeur proche de 50 kJ, la dalle en béton armé est fortement endommagée par flexion dans le sens de la largeur. Les efforts transmis sont importants car il y a une perte de rigidité de la dalle qui ne répartit plus l'effort sur toute la couche de dissipation. L'énergie cinétique n'est pas totalement dissipée car un léger rebond de l'impacteur est observé.

### III.2.2.3 Efforts et déplacements

Les essais statiques de compression sur la structure complète et sur une colonne de pneus ont montré clairement deux phases distinctes (et une phase de transition). Une première phase à pente de chargement faible et une deuxième phase correspondant à une pente de chargement plus raide. Lors des essais dynamiques de lâcher de blocs, nous mesurons aussi les efforts transmis par la structure et le déplacement de la dalle. Il est donc possible de tracer les courbes effort-déplacement lors des essais d'impact.

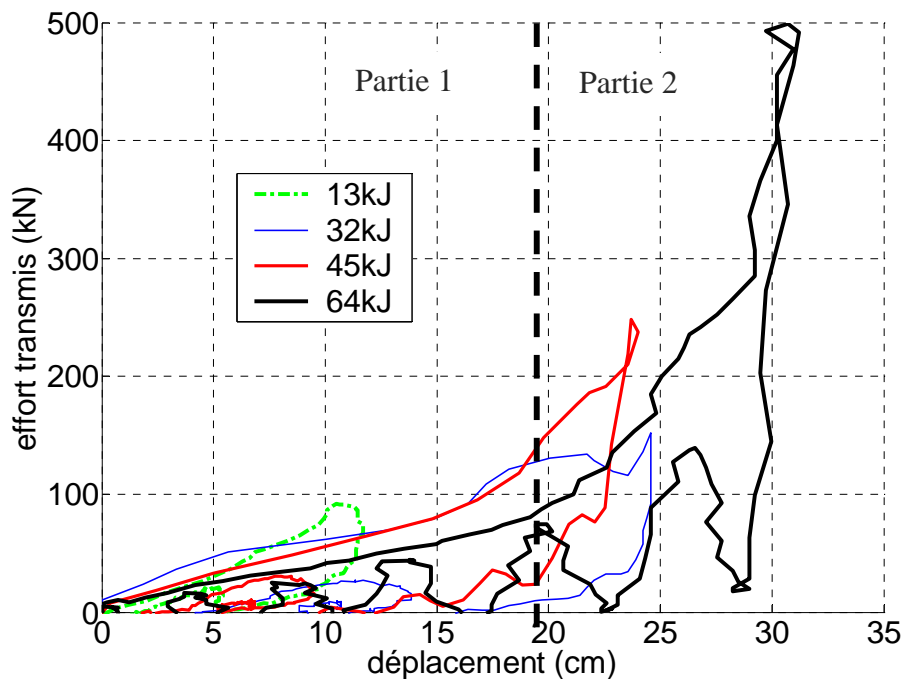


Figure III 23 : Effort transmis en fonction du déplacement de la dalle en béton armé à mi-longueur (cible C2)

La Figure III 23 présente l'évolution de l'effort transmis en fonction du déplacement en partie centrale de la dalle (cible C2) pour différentes énergies cinétiques. Nous remarquons que plus les déplacements sont importants, plus la pente de chargement est élevée. À partir d'un déplacement de 20 cm, la pente de chargement est vraiment plus raide. Le comportement dynamique de la structure peut se décomposer en deux parties :

Pour un déplacement compris entre 0 et 20 cm, la pente est relativement faible. Cette première partie correspond au chargement des colonnes de pneus sans mise en jeu de la grave contenue à l'intérieur des chaussettes de géotextile. Pour un déplacement supérieur à 20 cm, la pente de chargement augmente rapidement pour atteindre une valeur beaucoup plus importante que celle de la première partie. Ce raidissement progressif correspond à la mise en compression de la grave contenue dans les chaussettes de géotextile extensible. Cette analyse est tout à fait conforme à celle effectuée lors de l'analyse statique du paragraphe III 2 1. Les valeurs de déplacements pour lesquelles nous obtenons cette différence de comportement sont cohérentes entre les deux approches.

Le trajet de déchargement dynamique ne suit pas celui de chargement ; la structure présente un comportement hystérétique. Lorsque le maximum d'effort est atteint, la décharge se produit à déplacement quasi constant. Pour une hauteur de chute de 10 m, l'effort passe de 500 kN à 20 kN pendant que le déplacement diminue de 31 à 29 cm. Cela met en évidence la grande capacité de la structure à dissiper l'énergie cinétique par une déformation interne irréversible.

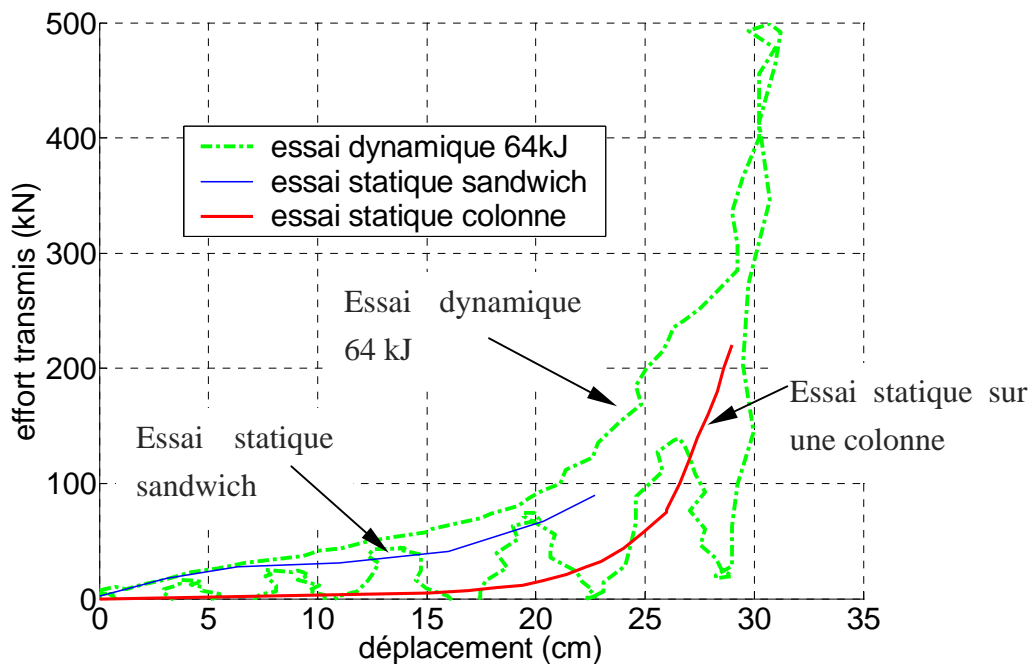


Figure III 24 : Effort en fonction du déplacement de la dalle : comparaison essai statique-dynamique

Sur la Figure III 24 nous pouvons voir l'évolution de l'effort transmis en fonction du déplacement pour un essai dynamique effectué à 64 kJ et pour les essais statiques sur la structure sandwich et sur une colonne de pneus.

La comparaison entre l'essai dynamique et l'essai quasi statique sur la structure sandwich montre une évolution identique lors du début du chargement jusqu'à une valeur de déplacement de 5 cm. Ensuite, la pente de chargement statique est légèrement plus faible que la pente dynamique. La différence entre les deux courbes provient de la nature des efforts comparés. Dans le cas statique, l'effort représente l'effort appliqué sur la partie supérieure de la dalle alors que dans le cas dynamique, c'est l'effort transmis qui est retranscrit. En effet, nous n'avons pas pris la valeur de l'effort au niveau de l'impacteur lors des essais dynamiques, car cet effort résulte du contact ponctuel entre l'impacteur et la dalle et ne représente pas l'effort global transmis par la structure. Le décalage s'explique aussi par la différence de vitesse de chargement et est dû à des effets inertiels de la dalle en béton armé. Aussi, le comportement de la dalle n'est pas le même en statique et en dynamique. Lors de l'impact, la dalle est fortement endommagée par flexion alors que pendant l'essai statique aucune flexion n'a été observée. Pour un déplacement de 20 cm, la différence d'effort est faible (25 kN).

La comparaison entre l'essai dynamique et l'essai statique sur la colonne de pneus seule montre des évolutions semblables. Entre autres, nous pouvons observer que l'augmentation de pente correspond bien à la même valeur de déplacement. Aussi, les pentes de chargement de l'essai dynamique et l'essai statique sur une colonne de pneus entre 25 et 30 cm sont comparables. En effet, le mode de chargement est analogue. Lorsque la rotule plastique au niveau de la dalle s'est développée, alors la sollicitation dynamique concerne essentiellement la colonne de pneus centrale.

### **III.2.2.4 Analyse de l'endommagement des dalles en béton armé**

#### ***III.2.2.4.1 Fissuration du béton***

Lors de l'impact, le but de la dalle en béton armé est de répartir l'effort localisé sur la deuxième couche et de dissiper une partie de l'énergie par endommagement. En fonction du niveau d'énergie, la détérioration de la dalle n'est pas identique. Même pour des énergies d'impact relativement faibles, 13 kJ, nous observons des fissures de traction se propageant dans la zone tendue de la dalle. La Figure III 25 montre la répartition de ces fissures sur la longueur de la face latérale. Il faut noter que la valeur de l'effort transmis est de l'ordre de 90 kN. Cette valeur est identique à celle mesurée lors de l'essai de compression statique sur la structure où des fissures de traction étaient aussi apparues. Le nombre de fissures est

identique, mais les fissures résultant de l'essai dynamique sont légèrement ouvertes alors que les fissures produites par l'essai de compression quasi-statique étaient fermées.



Figure III 25 : Fissures de traction pour un essai d'impact à 13 kJ

Plus la hauteur de chute est élevée, plus la détérioration du béton est importante. Après chaque essai, il est possible de mesurer la profondeur de pénétration comme cela a été réalisé lors des impacts directs sur la couche de grave. Le Tableau III 6 récapitule les mesures de profondeur de pénétration pour les différents essais ainsi qu'une photo de la zone d'impact. Pour une énergie de 64 kJ, la profondeur d'impact est de 5 cm. Jusqu'à 45 kJ (7 m), le béton est peu déstructuré et la zone d'impact est bien visible par légère « compaction » du béton. Au-delà de cette énergie cinétique, le béton est largement plus endommagé par fragmentation de la matrice cimentaire entraînant une structure pulvérulente constituée d'amas de grains. Il devient alors difficile de mesurer la profondeur de la zone d'impact. Egalement, la flexion de la dalle en béton armé dans le sens de la largeur suivant la configuration des colonnes de pneus est beaucoup plus importante dès 45 kJ. Des fissures apparaissent très distinctement.







Essais	13 kJ / 2 m	32 kJ / 5 m	45 kJ / 7 m
Profondeur de pénétration	Négligeable	2 cm	4 cm
Vue de la zone d'impact			
Essais	64 kJ / 10 m		90 kJ / 14 m
Profondeur de pénétration	5 cm, ouverture du béton par flexion		Endommagement important
Vue de la zone d'impact			

Tableau III 6 : Profondeur de pénétration du cratère des dalles en béton armé

Après un impact, nous avons observé le réseau de fissures sur la face impactée de la dalle. La Figure III 26 met en évidence la vue de dessus du réseau de fissures de la dalle impactée. Nous observons très nettement l'endommagement du béton par poinçonnement, au niveau du point d'impact, et par flexion divisant la dalle en trois parties. Une fissure de flexion s'est propagée sur toute la largeur de la dalle et une deuxième fissure (à gauche du point d'impact) sur une demi-longueur. Les fissures de flexion se propagent plus facilement dans le sens de la largeur de la dalle car elles suivent la disposition des colonnes de pneus. Depuis le point d'impact, nous observons un réseau de fissures concentriques correspondant au poinçonnement. Puis, aux extrémités de la dalle, nous remarquons des fissures (dans le sens de la largeur) correspondant à la flexion.

Nous avons mis en évidence, en sous-face de la dalle, le cône de perforation (Figure III 26) comme d'autres auteurs l'avaient déjà noté [Mougin 2005, Yankelevsky 1997] et comme nous l'avions remarqué lors des essais sur modèle réduit. L'écaillage du béton rend la mesure de l'angle du cône variable ; en moyenne, nous avons mesuré une valeur de  $45^\circ$ .



Figure III 26 : Vue de dessous de la zone impactée, Vue de dessus du réseau de fissures pour une énergie d'impact de 64 kJ

#### III.2.2.4.2 *Plastification des nappes d'acier*

Les dalles en béton armé sont renforcées par deux nappes de treillis soudés (paragraphe II.2.1.2.5). Lors de chaque essai, il est possible d'examiner l'état des nappes de treillis soudés en enlevant les amas de béton de la zone d'impact.

Pour les essais effectués à une énergie inférieure à 45 kJ, nous n'avons pas observé de plastification importante des lits de treillis soudés, mais simplement l'endommagement du béton. Par contre, pour une énergie égale à 45 kJ, la Figure III 27 montre l'état du ferrailage au niveau du point d'impact. Nous remarquons une déformation plastique importante de la

nappe par flexion. Quelques ruptures de brins d'acier ont été notées, mais le treillis assure toujours la continuité de la dalle. Pour une énergie cinétique d'impact de 90 kJ, la majeure partie des brins sous le point d'impact a cédé. Néanmoins, quelques brins ont résisté et l'impacteur n'est pas passé au travers de la dalle.

Malgré l'endommagement important des nappes de treillis soudés lors des essais de lâcher de blocs compris entre 0 et 100 kJ, l'impacteur ne passe jamais au travers de la dalle lors de l'impact. Le treillis soudé joue donc aussi un rôle de filet. L'essai à 90 kJ a montré vraisemblablement la limite du rôle des treillis soudés. Pour des énergies supérieures, le renforcement de la dalle en béton est nécessaire pour éviter un risque de perforation.



**Figure III 27 : Etat du ferrailage après un impact à 45 kJ et 90 kJ**

### **III.2.2.5 Comportement de la structure sandwich après plusieurs impacts**



**Figure III 28 : Endommagement de la dalle après deux impacts consécutifs à 32 kJ**

Nous avons effectué 3 impacts successifs à une énergie cinétique constante de 32 kJ (5 m). Entre le premier et le deuxième impact, l'ensemble de la structure n'a pas été changé. Par



contre, lors du troisième impact, la dalle en béton armé, très endommagée par les 2 premiers impacts (Figure III 28), a été remplacée par une dalle neuve. Les colonnes de pneus, chaussettes de géotextile et la grave n'ont pas été remplacées, ni réarrangées entre les impacts successifs.

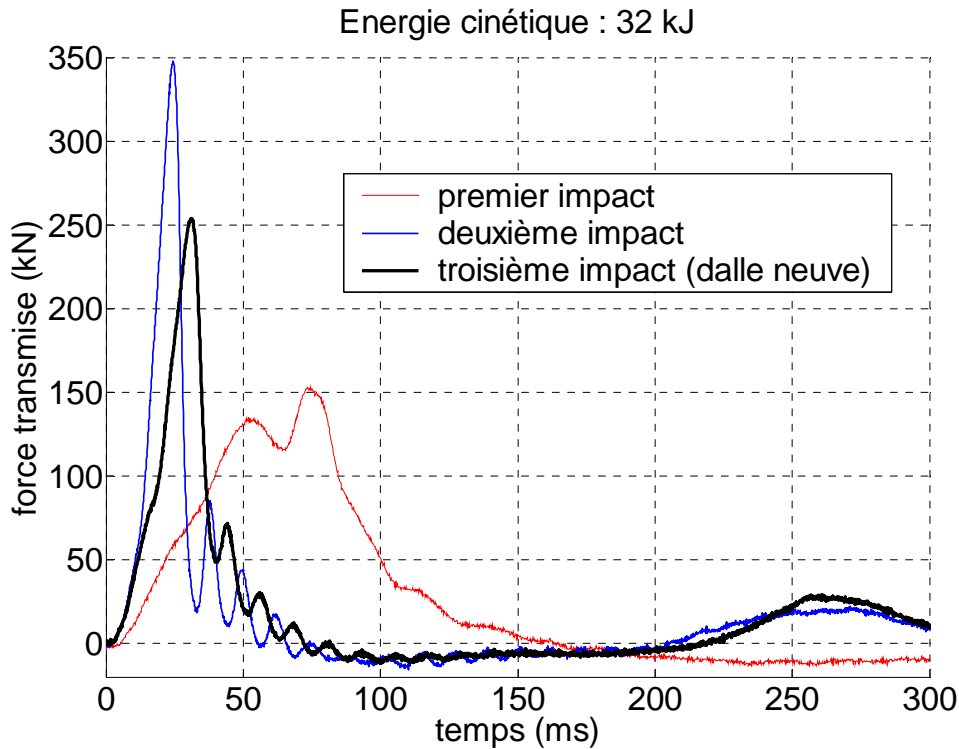


Figure III 29 : Effort transmis en fonction du temps pour une structure sandwich impactée plusieurs fois à 32 kJ (5 m)

La Figure III 29 montre l'évolution de l'effort transmis en fonction du temps pour les 3 impacts successifs. La valeur maximale de l'effort transmis lors du deuxième impact est de 348 kN. Cette valeur est beaucoup plus importante que celle du premier impact, qui valait 135 kN. Cette différence provient de deux phénomènes. Lors du premier impact, la couche des colonnes de pneus remplis de grave s'est compactée. La grave à l'intérieur n'a donc plus la même capacité à dissiper l'énergie par friction. Aussi, l'endommagement de la dalle lors du premier essai a pour conséquence de limiter fortement l'effet de répartition de l'effort d'impact sur la couche des colonnes de pneus. Cette valeur maximale d'effort lors du deuxième impact, 2,5 fois plus importante que la valeur maximale initiale, montre l'importance du remplacement du système de dissipation afin de garantir une faible transmission des efforts pour ne pas endommager la structure d'appui du système. En outre, la valeur du maximum d'effort lors du deuxième impact reste toujours plus faible que celui mesuré sans la dalle (424 kN).

Le troisième impact permet de mettre en évidence l'effet du compactage de la couche de colonnes de pneus remplis de grave car la dalle en béton armé a été remplacée. La valeur maximale transmise lors de ce troisième impact est de 253 kN. Cette valeur est plus grande que celle du premier impact et plus faible que celle du second. Plus l'effort transmis est important et plus le temps de sollicitation est faible (même impulsion). En changeant la dalle, l'effet de répartition, malgré le compactage des 2 premiers essais, permet de diminuer l'effort transmis. Par contre le compactage de la couche de pneus a pour conséquence d'augmenter les efforts transmis lorsqu'on compare le premier et le dernier essai effectué avec une dalle neuve. Il faut donc bien veiller à changer l'ensemble du système de dissipation (dalle+couche de pneus) après une chute de blocs rocheux afin de garantir une faible transmission d'efforts. Le Tableau III 7 récapitule les différentes valeurs caractéristiques pour les 3 impacts.

	Effort transmis (kN)	Temps de sollicitation (ms)
Premier impact	135	157
Deuxième impact	348	55
Troisième impact (dalle neuve)	253	72
Sans dalle configuration 2	424	59

Tableau III 7 : Récapitulatif des efforts transmis et des temps de sollicitation pour 3 impacts successifs de 32 kJ sur la structure sandwich et pour la configuration 2 à 20 kJ

### III.3 Extension pour des énergies plus importantes : le double sandwich

Afin d'augmenter les capacités de dissipation de la structure sandwich pour des énergies supérieures à 100 kJ, nous avons pensé à doubler la structure. Le double sandwich se compose d'une première dalle en béton armé disposée sur une couche de 3 colonnes de pneus reposant sur une deuxième dalle en béton armé disposée, également, sur une deuxième couche de 3 colonnes de pneus remplis de grave contenue dans des chaussettes de géotextile. L'épaisseur de cette configuration correspond donc au double du simple sandwich, soit 1,4 m. La Figure III 30 présente la vue de face du double sandwich ainsi que la position des 6 cibles collées sur les deux dalles en béton armé.

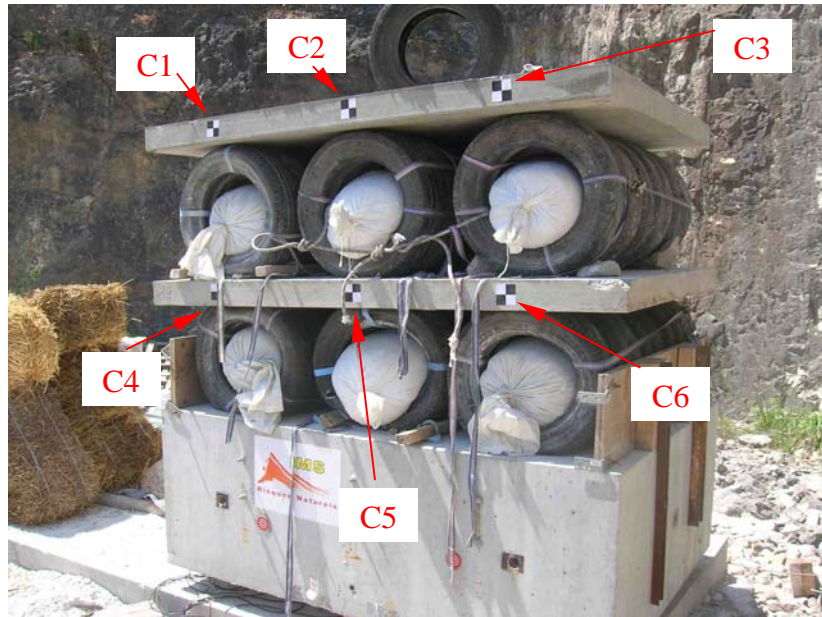


Figure III 30 : Vue de face du double sandwich

La mise en place du double sandwich est identique à celle du sandwich simple. Les colonnes de pneus supérieures sont sanglées les unes aux autres, grâce à des cordes statiques. La dalle en béton armé supérieure est simplement posée sur les colonnes de pneus comme la dalle du milieu. Cette configuration a été testée pour une hauteur de chute de 14 m soit 90 kJ afin de comparer la réponse à celle du simple sandwich.

### III.3.1 Les déplacements

Lors de l'impact, une petite partie de la grave s'est échappée des chaussettes de géotextile, obstruant partiellement la visibilité. Toutes les cibles n'ont pas pu être pointées tout au long de l'impact. La Figure III 31 et Figure III 32 décrivent l'évolution du déplacement de ces cibles en fonction du temps lorsqu'elles ont pu être pointées.

Le déplacement maximum de l'impacteur est de 53 cm alors qu'il était de 35 cm pour la structure sandwich simple pour une même énergie, soit une déformation des deux couches du double sandwich de 40%. Il n'est pas possible de mesurer le déplacement maximum de la dalle en béton armé supérieure. Par contre, le déplacement maximum de la dalle du milieu est de 20 cm (cible C6). Lors de l'impact, nous ne notons pas de rebond de l'impacteur. Il n'y a donc aucune restitution d'énergie.

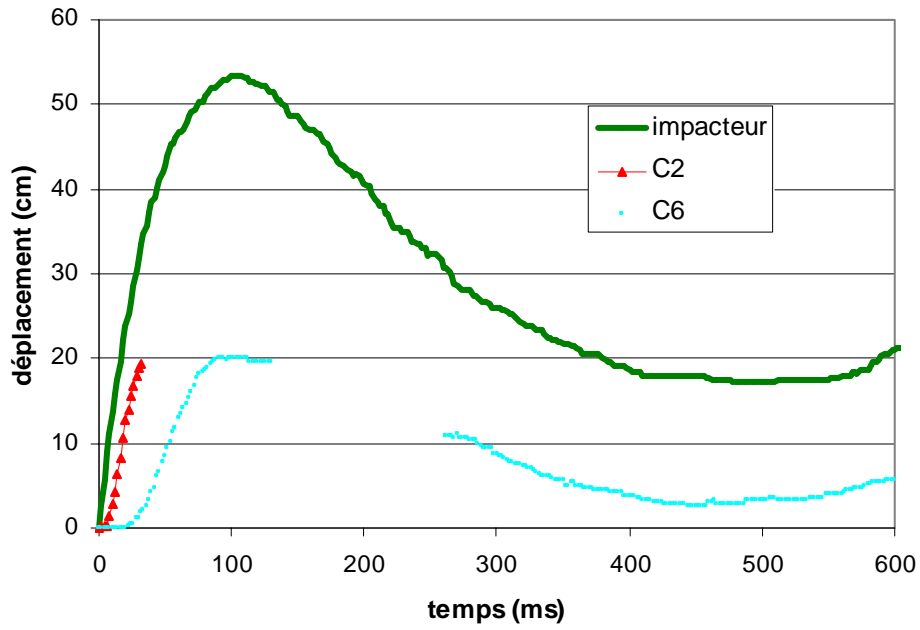


Figure III 31 : Evolution du déplacement de l'impacteur, des cibles 2 et 6 en fonction du temps

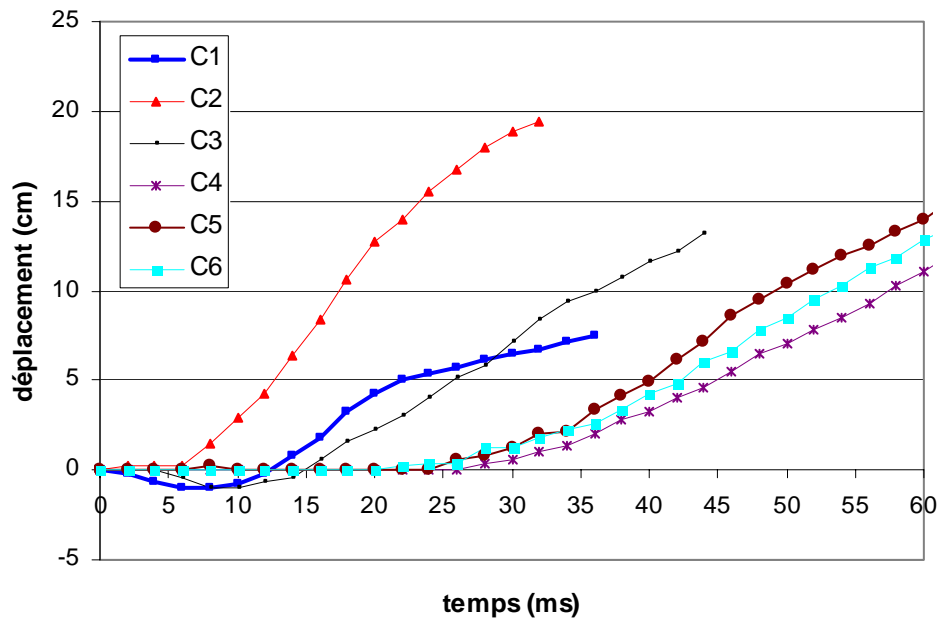


Figure III 32 : Evolution du déplacement des cibles 1 à 6 en fonction du temps

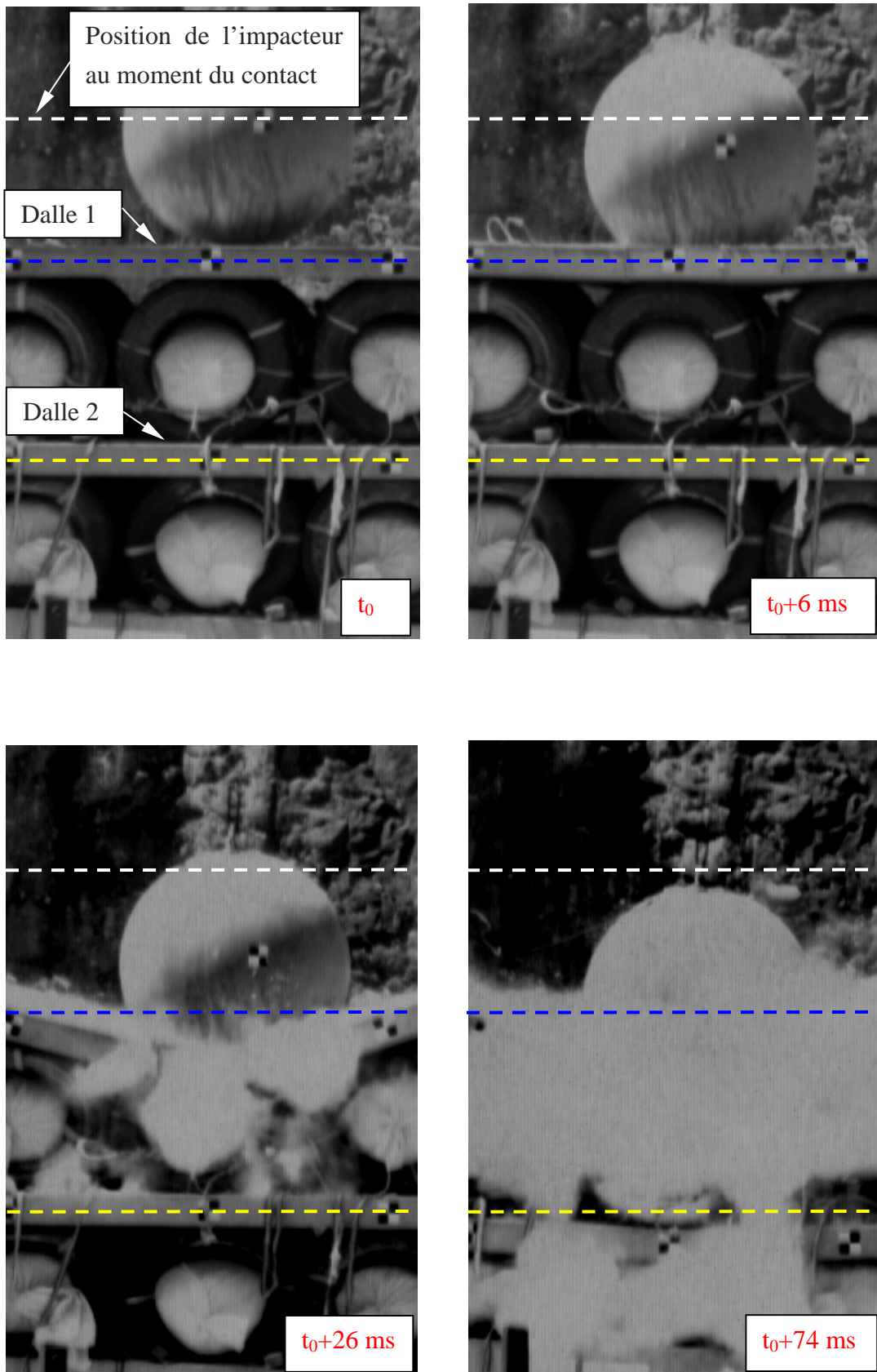


Figure III 33 : Phases caractéristiques de l'impact sur le double sandwich

L'impact sur le double sandwich peut se décomposer en 3 phases (Figure III 33) :

- La première phase se déroule pendant les 6 premières millisecondes. L'impacteur poinçonne la première dalle, alors qu'aucun déplacement n'est mesuré sur la structure.
- La deuxième phase a lieu entre  $t_0+6$  ms et  $t_0+26$  ms. La première couche du double sandwich se déforme, pendant que la seconde couche ne se déplace pas. Le déplacement des cibles C4 à C6 est nul alors que le déplacement de la cible C2 est déjà de plus de 15 cm. Il faut aussi noter un fort endommagement de la première dalle par flexion. Le déplacement de la cible C2 est plus important (écart de 10 cm) que le déplacement de la cible C1 ou C3.
- La troisième phase correspond à la mise en charge des deux couches. Elle débute à partir de 26 ms après le début de l'impact. La seconde dalle commence alors à se déplacer. Celle-ci n'est que peu endommagée par flexion grâce à la première répartition de l'effort de la première couche impactée ; le déplacement des cibles 4 à 6 est identique à 2 cm près. L'effet de répartition de l'effort sur la dernière couche de colonnes de pneus est alors très important.



Figure III 34 : Vue de face de la structure sandwich après un impact à 90 kJ (14m)

Nous avons noté des fissures de traction sur la dalle du milieu. Lors de l'impact, cette dalle a touché légèrement le coffrage. Ces fissures résultent simplement du contact avec le coffrage et seraient vraisemblablement inexistantes si la dalle ne l'avait pas touché. (Figure III 34)

### III.3.2 Efforts transmis

La Figure III 35 montre l'évolution de l'effort transmis en fonction du temps par le double et le simple sandwich pour l'impact à 90 kJ soit 14 m de hauteur de chute. A titre indicatif, les valeurs d'effort transmis par des épaisseurs de grave de 0,7 et 1,4 m, obtenues à partir de la formulation de S. Montani, sont mentionnées. Le maximum d'effort transmis par le double sandwich est de 270 kN et le temps de sollicitation est de 280 ms. L'effet de dissipation est très important car le maximum d'effort transmis par le simple sandwich est de 815 kN pour une même hauteur de chute, soit 3 fois plus important. L'effort transmis par le double sandwich pour une énergie de 90 kJ est comparable à l'effort transmis par un simple sandwich impacté à une énergie de 45 kJ. Doubler la structure paraît donc une bonne solution pour des impacts supérieurs à 100 kJ pour limiter l'intensité de l'effort transmis.

La courbe correspondant au double sandwich de la Figure III 35 décrit deux pics. En effet, le premier pic est dû au contact de la dalle en béton armé du milieu sur le coffrage. Si la dalle n'avait pas touché le coffrage, alors le maximum de l'effort transmis aurait été légèrement plus faible.

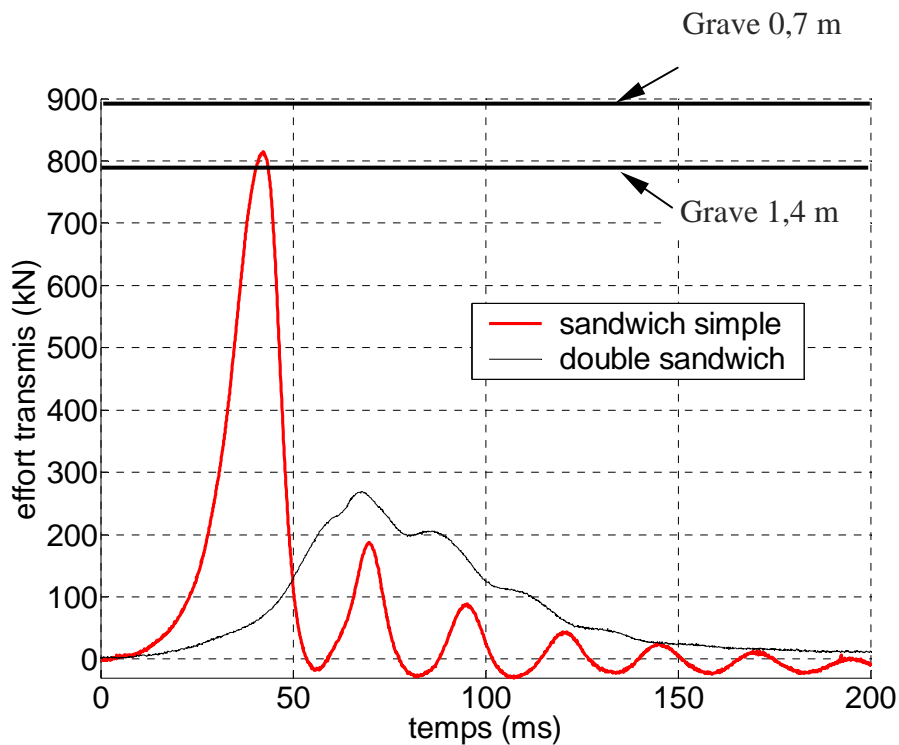


Figure III 35 : Comparaison des efforts transmis par le simple et le double sandwich pour 90 kJ (14 m)

### III.3.3 Bilan

Le double sandwich est simplement mis en place par le doublement de la configuration du sandwich simple. Pour arrêter l'impacteur, la déformation de la structure atteint 40%. Pour une énergie de 90 kJ, le déplacement de l'impacteur est de plus de 50 cm. La dalle impactée est fortement endommagée par flexion et poinçonnement, mais la seconde ne l'est quasiment pas. Cette configuration permet un grand effet de répartition sur la dernière couche de colonnes de pneus et donc une très faible transmission des efforts. Pour 90 kJ, les efforts transmis par le double sandwich sont de 270 kN et de 800 kN pour le simple sandwich. Les efforts transmis par le double sandwich à 90 kJ correspondent à ceux transmis par un simple sandwich impacté à une énergie de 50 kJ. Après avoir réalisé un impact à 90 kJ, cette solution paraît bien adaptée. Il serait intéressant d'explorer des énergies supérieures pour définir les limites du double sandwich.

## III.4 Comparaison

Après avoir mené les essais de lâcher de blocs sur l'ouvrage sandwich et mesuré les efforts transmis, nous allons comparer nos résultats aux résultats obtenus à partir d'essais d'impact direct sur des murs en béton et d'essais directs sur de la grave.

### III.4.1 Impact direct sur un mur en béton [EMPA 1960]

Des essais d'impact sur des murs en béton ont été menés dans les années 1960 en Suisse. Ils ont permis de déterminer expérimentalement les temps de sollicitation. Pour un béton sans couche de protection, le temps de sollicitation mesuré ( $t_c$ ) est de l'ordre de 3 ms. En supposant une forme simple d'impulsion, il est possible de calculer l'effort d'impact grâce à la formule suivante :

$$F_{\max} = \frac{2.m.v}{t_c} \quad \text{eq III 2}$$

$m$  est la masse de l'impacteur

$v$  est la vitesse de l'impacteur avant l'impact

$t_c$  est le temps de sollicitation.



En prenant les valeurs numériques correspondant aux essais réalisés, soit un impacteur de 650 kg avec une vitesse de  $11,8 \text{ m.s}^{-1}$  (45 kJ) alors la force maximale calculée à partir de l'équation III 2 est de 5 MN.

Lors des essais expérimentaux sur l'ouvrage sandwich, nous avons mesuré une valeur d'effort transmis de 251 kN pour une énergie de 45 kJ. La structure sandwich permet de transmettre seulement 5% de l'effort transmis par un mur en béton impacté directement. Cette comparaison montre tout l'intérêt d'utiliser une telle structure de dissipation à l'amont d'une structure d'appui. Celle-ci étant encastrée dans le sol, il faut limiter au maximum les efforts transmis pour éviter son endommagement et pour que les éléments de transmission des efforts au sol puissent résister à la sollicitation.

### III.4.2 Impact direct sur une couche de grave [Montani 1998]

Il est aussi possible de comparer l'effort transmis par la structure sandwich à celui transmis par une couche de grave impactée directement. La comparaison est menée pour une épaisseur de protection identique. L'épaisseur du mur sandwich étant de 0,7 m, nous calculons l'effort transmis par la formulation de S. Montani (équations empiriques données au paragraphe I.3.3.2 pour une dalle infiniment rigide) pour une couche d'épaisseur 0,7 m. (Figure III 36)

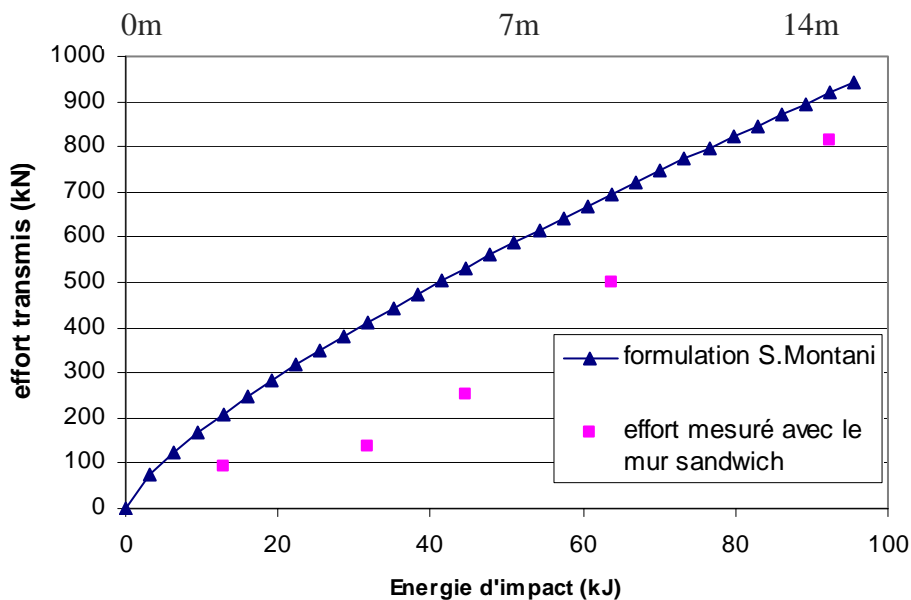


Figure III 36 : Comparaison des efforts transmis par une couche de grave et le mur sandwich

Jusqu'à une hauteur de chute de 8 m soit 50 kJ, l'effort transmis par la structure sandwich est inférieur à celui transmis par une couche de grave. Le rapport des efforts transmis pour une

hauteur de chute de 7 m est de 47% en faveur du complexe étudié dans cette thèse. Pour des énergies cinétiques supérieures, la pente de l'effort transmis en fonction de la hauteur de chute est plus raide pour le mur sandwich que pour la couche de grave. L'écart tend donc à diminuer et les valeurs sont très proches. On peut penser que la structure sandwich de référence est comparable à un système de type gabions. Mais en répartissant l'effort, il est possible d'obtenir une structure globale plus légère pour une même diminution des efforts au massif d'appui.

Enfin, il faut se rappeler, qu'au-delà de 50 kJ, le comportement du mur sandwich n'est plus le même et que l'effet de répartition de la dalle n'est plus aussi efficace. Pour améliorer la diminution de la transmission des efforts, il faut augmenter la rigidité de la dalle de répartition ou utiliser le double sandwich.

## **III.5 Conclusion**

Nous avons mené une étude détaillée du mur sandwich aussi bien grâce à des essais statiques que des essais dynamiques de lâchers de blocs.

Les essais de compression statique ont permis de montrer un double comportement de la structure. Une première phase où la pente de l'effort en fonction de la déformation de la structure est faible. Cette phase correspond à l'écrasement de la partie vide des pneus et ne mobilise que très peu les chaussettes de géotextile. Une deuxième phase où la pente de l'effort en fonction de la déformation de la structure est plus élevée, associée à une apparition de fissures de traction sur la dalle en béton armé.

Des essais dynamiques ont été entrepris jusqu'à une énergie cinétique de 90 kJ sur l'ouvrage sandwich. Nous avons montré l'utilité d'utiliser des chaussettes de géotextile extensible contenues dans des colonnes de pneus et remplies par de la grave pour dissiper l'énergie cinétique par friction en permettant une large déformation du matériau. Le comportement de la structure peut se résumer en trois niveaux d'énergie :

- 0 – 13 kJ : la structure est très faiblement endommagée (déstructuration du béton en partie supérieure et léger poinçonnement de la zone d'impact),
- 13 – 50 kJ : l'endommagement de la dalle par flexion est marqué. En outre, l'effet de répartition est satisfaisant et la transmission des efforts est faible,
- + 50 kJ : l'endommagement de la dalle est très important. L'effet de répartition est moins efficace et la transmission des efforts est plus importante.

### *Chapitre III : Etude expérimentale de l'ouvrage de protection sandwich*

La structure sandwich simple paraît bien adaptée pour des faibles énergies cinétiques de l'ordre de 50 kJ voire 100 kJ, mais l'évolution de l'effort laisse penser qu'elle ne sera plus aussi efficace pour des énergies supérieures à 100 kJ.

Des essais d'impact à 90 kJ ont montré que l'effort transmis par un double sandwich est semblable à celui transmis par un simple sandwich à 50 kJ. Le double sandwich paraît mieux adapté pour diminuer l'intensité de la force transmise par une meilleure répartition. L'épaisseur de la structure de 1,4 m reste encore faible. Il serait intéressant d'explorer des énergies supérieures pour définir les limites du double sandwich.



## **IV. Simulation numérique de lâchers de blocs sur l'ouvrage sandwich**

<b>IV.1</b>	<b>LA MÉTHODE AUX ÉLÉMENTS DISCRETS : SDEC.....</b>	<b>143</b>
IV.1.1	SDEC : SPHERICAL DISCRETE ELEMENT CODE .....	143
IV.1.2	INTÉGRATION DU PRINCIPE FONDAMENTAL DE LA DYNAMIQUE.....	144
IV.1.3	LES INTERACTIONS .....	146
IV.1.3.1	<i>Gestion</i> .....	146
IV.1.3.2	<i>Résolution de l'interaction</i> .....	146
IV.1.3.3	<i>Modèle d'interaction</i> .....	147
IV.1.3.3.1	Raideur des interactions .....	147
IV.1.3.3.2	Modèle linéaire de l'interaction .....	148
IV.1.3.3.3	Critère de Mohr-Coulomb.....	149
IV.1.4	GESTION DES ROTATIONS : LA LOI DE TRANSFERT DE MOMENT (LTM) .....	150
IV.1.5	CONDITIONS DE CONVERGENCE.....	152
IV.1.5.1	<i>Pas de temps critique</i> .....	152
IV.1.5.2	<i>Amortissement non visqueux</i> .....	153
IV.1.6	GÉNÉRATION DE LA GÉOMÉTRIE.....	153
IV.1.7	PROCÉDURE DE DÉSORDRE .....	154
<b>IV.2</b>	<b>CALAGE DES PARAMÈTRES.....</b>	<b>156</b>
IV.2.1	INTRODUCTION.....	156
IV.2.2	GRAVE .....	157
IV.2.2.1	<i>Présentation des essais triaxiaux</i> .....	157
IV.2.2.2	<i>Détermination de la vitesse de chargement</i> .....	158
IV.2.2.3	<i>Calage des paramètres élastiques</i> .....	159
IV.2.2.4	<i>Calage des paramètres plastiques</i> .....	159
IV.2.2.4.1	Angle de frottement local $\Phi_i$ .....	160
IV.2.2.4.2	Coefficient de raideur en roulement $\beta_r$ et angle de frottement local $\Phi_i$ .....	160
IV.2.2.5	<i>Bilan</i> .....	162
IV.2.3	COLONNE DE PNEUS .....	163
IV.2.3.1	<i>Présentation de l'essai de compression</i> .....	163
IV.2.3.2	<i>Résultats du modèle</i> .....	164
IV.2.4	DALLE BÉTON ARMÉ.....	166
IV.2.4.1	<i>Essais de compression-traction simple</i> .....	167
IV.2.4.2	<i>Essais de flexion</i> .....	168
<b>IV.3</b>	<b>SIMULATION D'UN IMPACT SUR L'OUVRAGE SANDWICH.....</b>	<b>172</b>
IV.3.1	PRÉSENTATION DU DISPOSITIF .....	172
IV.3.2	RÉSULTATS .....	174
IV.3.3	DISCUSSION.....	180
<b>IV.4</b>	<b>BILAN ET PERSPECTIVES.....</b>	<b>181</b>

## **IV.1 La méthode aux éléments discrets : SDEC**

Pour représenter le comportement de la structure sandwich lors d'un impact de bloc rocheux, nous avons choisi d'utiliser la méthode aux éléments discrets et plus particulièrement le code SDEC.

La méthode aux éléments discrets, en utilisant un schéma d'intégration explicite en temps, est particulièrement bien adaptée pour la simulation d'impacts sur des structures de protection telles que l'ouvrage sandwich. De plus, de part la nature discrète au sens de la matière, elle permet de représenter de grandes déformations, de la fissuration voire de la fragmentation ; la méthode aux éléments finis ne permettant pas cette représentation sans utiliser d'érosion numérique. Enfin, SDEC est un logiciel libre. Il est alors possible de le modifier très facilement.

### **IV.1.1 SDEC : Spherical Discrete Element Code**

Les simulations numériques ont été réalisées avec le code SDEC (Spherical Discrete Element Code). Ce code a été réalisé par Frédéric-Victor Donzé [Donze 2001b]. Il est développé en C++ et est un logiciel libre de type DEM ne traitant que des éléments sphériques en trois dimensions. Le code SDEC est composé de trois modules nécessaires à la réalisation d'une simulation. Le premier module permet de générer la géométrie grâce à des formes de base constituées d'éléments discrets (élément discret seul, ligne, plateau, cylindre, parallélépipède). Le deuxième module permet de modifier les formes de base pour obtenir la géométrie finale désirée. À chaque forme est associé un type de matériau ainsi que ses propriétés. Le troisième module est la simulation proprement dite.

Les modifications de géométrie ainsi que la gestion de la simulation (conditions aux limites, lois de comportement locales, résultats) sont réalisées par l'utilisateur sous forme de bibliothèques dynamiques écrites en C++. Les fichiers résultats sont des fichiers texte, exploitables par tout logiciel, et en particulier par Matlab.

Les prochains paragraphes ont pour objectif de dresser une présentation synthétique du code SDEC.

## IV.1.2 Intégration du principe fondamental de la dynamique

Le calcul de l'évolution dynamique de l'assemblage de grains est un calcul explicite en temps (Figure IV 1). A chaque itération, le principe fondamental de la dynamique (eq IV 1, eq IV 2) et l'actualisation des forces d'interaction (fonction des lois d'interaction détaillées par la suite) sont appliqués sur chaque élément.

$$\sum \vec{F}(\bar{i} \rightarrow i) = m \cdot \vec{\ddot{x}}_G \quad \text{eq IV 1}$$

$$\vec{M}_G(\bar{i} \rightarrow i) = \frac{d}{dt} [I_G(i) \vec{\Omega}(i)] \quad \text{eq IV 2}$$

où  $\vec{F}(\bar{i} \rightarrow i)$  est la somme des forces appliquées à l'élément  $i$  dues à l'ensemble des éléments  $\bar{i}$  en interaction avec elle,

$\vec{M}_G(\bar{i} \rightarrow i)$  est le moment résultant exprimé au centre de gravité, G, de l'élément

$m$  est sa masse,

$\vec{\Omega}(i)$  sa vitesse angulaire,

$\vec{\ddot{x}}_G$  son accélération et

$I_G(i)$  son moment d'inertie de rotation exprimé en G.

Dans le cas particulier d'éléments sphériques, l'expression de la matrice d'inertie devient :

$$I_G(i) = \frac{2}{5} m \cdot R^2 \quad \text{eq IV 3}$$

où  $R$  est le rayon de l'élément sphérique.



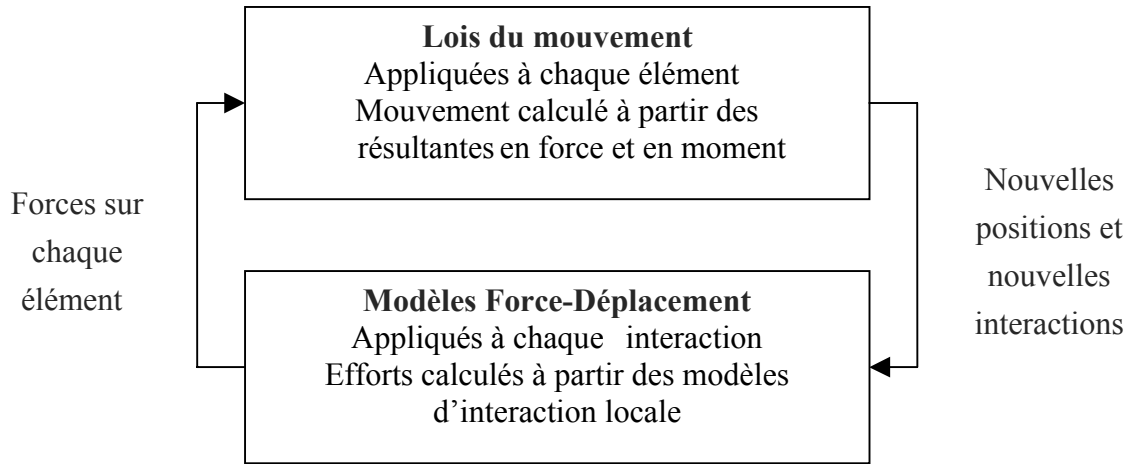


Figure IV 1 : Cycle de calcul pour une approche DEM

Il existe de nombreux schémas d'intégration numérique permettant de résoudre ces équations ; ils sont présentés dans des ouvrages spécialisés [Geradin 1994], et dans le contexte de la simulation discrète, dans Bardet [Bardet 1997]. SDEC a fait le choix d'utiliser une version explicite particulière du schéma de Newmark aux différences finies centrées. Le calcul des accélérations des éléments est réalisé de la manière suivante :

$$\vec{\ddot{x}}_G(t) = \frac{1}{\Delta t} (\vec{\dot{x}}_G(t + \Delta t/2) - \vec{\dot{x}}_G(t - \Delta t/2)) \quad \text{eq IV 4}$$

$\vec{\dot{x}}_G$  est la vitesse de translation de l'élément.

$$\vec{\ddot{\Omega}}_G(t) = \frac{1}{\Delta t} (\vec{\dot{\Omega}}_G(t + \Delta t/2) - \vec{\dot{\Omega}}_G(t - \Delta t/2)) \quad \text{eq IV 5}$$

Le calcul des vitesses au temps  $t + \Delta t/2$  est effectué en substituant les équations 4 et 5 dans les équations 1 et 2 :

$$\vec{\dot{x}}_G(t + \Delta t/2) = \vec{\dot{x}}_G(t - \Delta t/2) + \left[ \frac{\sum \vec{F}(i \rightarrow i)}{m} \right]_t \Delta t \quad \text{eq IV 6}$$

$$\vec{\dot{\Omega}}_G(t + \Delta t/2) = \vec{\dot{\Omega}}_G(t - \Delta t/2) + \left[ \frac{\sum \vec{M}_G(i \rightarrow i)}{\frac{2}{5} m R^2} \right]_t \Delta t \quad \text{eq IV 7}$$

Enfin, les vitesses des éléments sont utilisées pour déterminer les nouvelles positions des centres des éléments,  $\vec{x}_G$  :

$$\vec{x}_G(t + \Delta t) = \vec{x}_G(t) + \vec{\dot{x}}_G(t + \Delta t / 2)\Delta t \quad \text{eq IV 8}$$

L'actualisation des positions des éléments au pas de temps suivant donne alors un nouvel état mécanique. Les forces de contact sont déterminées par l'intermédiaire des modèles d'interaction. (Figure IV 1)

### IV.1.3 Les interactions

#### IV.1.3.1 Gestion

Pour calculer les efforts s'exerçant sur un élément, il faut détecter les couples d'éléments qui sont en contact. Cette détection est remise à jour au cours de la simulation. Comme une grande partie du temps CPU est dédié à la recherche des contacts, il faut rendre sa gestion la plus efficace possible. Il existe deux méthodes :

- La méthode de subdivision par grilles consiste à discrétiser l'espace de simulation en cellules rectilignes uniformes [Allen 1987]. À chaque cellule, la liste d'éléments qu'elle contient est créée. Les contacts sont alors recherchés pour les éléments d'une même cellule ou des cellules adjacentes.
- La méthode de tri par empilement quicksort ou heapsort [O'Connor 1996] consiste à trier les éléments et à les inscrire dans une liste chaînée. Cette méthode présente l'avantage de ne pas être sensible à la distribution de tailles de l'assemblage.

Pour nos applications, la distribution de tailles des éléments n'est pas très étendue, nous utiliserons donc la méthode de subdivision par grilles.

#### IV.1.3.2 Résolution de l'interaction

2 types d'interactions sont définies sous SDEC : les interactions « liens » et les interactions « contact ».

Les liens permettent de prendre en compte la résistance à la traction ainsi que la cohésion afin de modéliser des matériaux cohésifs. De plus, un rayon d'interaction peut être défini pour permettre au lien d'interagir sans que les éléments se touchent afin de modéliser des matériaux présentant une matrice cimentaire telle que du béton. Le critère de création d'un lien est le suivant :

$$\gamma(R_a + R_b) \geq D^{a,b} \quad \text{eq IV 9}$$

où  $D^{a,b}$  est la distance entre les centres des éléments a et b

$\gamma$  est une valeur permettant de contrôler la distance d'interaction (supérieur ou égale à 1)

$R_a$  et  $R_b$  sont les rayons des éléments a et b.

En revanche, les contacts sont des interactions purement frictionnelles. Il n'y a pas de cohésion ou de résistance à la traction. Ceux-ci sont utilisés pour représenter des matériaux granulaires tel que de la grave ou lors de la création de nouvelles interactions au cours de la simulation. La valeur de  $\gamma$  est donc égale à 1.

### IV.1.3.3 Modèle d'interaction

#### IV.1.3.3.1 Raideur des interactions

L'approche SDEC, en force déplacement, suppose localement les éléments déformables grâce à une légère interpénétration. Une force d'interaction entre deux éléments peut être définie comme une fonction de la distance entre les centres. L'effort d'interaction se décompose en un effort normal,  $F_n$ , et un effort tangentiel,  $\Delta F_s$ . Ces efforts varient linéairement en fonction de l'interpénétration via des raideurs normale,  $K_n$ , et tangentielle,  $K_s$ . (Figure IV 2)

$$F_n = K_n \cdot U_n \quad \text{eq IV 10}$$

$$K_n = \frac{K_n^{ra} \cdot K_n^{rb}}{K_n^{ra} + K_n^{rb}} \quad \text{eq IV 11}$$

$$\Delta F_s = K_s \cdot \Delta U_s \quad \text{eq IV 12}$$

$$K_s = \frac{K_s^{ra} \cdot K_s^{rb}}{K_s^{ra} + K_s^{rb}} \quad \text{eq IV 13}$$

$$K_{n,s}^{ri} = K_{n,s}^i \cdot r^i \quad \text{eq IV 14}$$

$U_n$  est l'interpénétration normale de l'interaction,

$\Delta U_s$  est l'incrément de déplacement tangent à la surface de l'interaction,

$K_{n,s}^i$  est la raideur normale ou tangente de l'élément i calé lors de la simulation,

$r^i$  est le rayon de l'élément i.

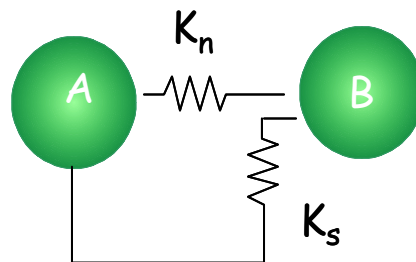


Figure IV 2 : Interactions élastiques, raideurs normale et tangentielle

### IV.1.3.3.2 Modèle linéaire de l'interaction

Le code SDEC permet de contrôler la composante adoucissante de la force normale d'interaction lorsque le critère de rupture en traction est atteint. Il est alors possible de simuler des ruptures fragiles ou plastiques. Voici les modèles d'interaction pour les efforts normaux et tangentiels (Figure IV 3, Figure IV 4).

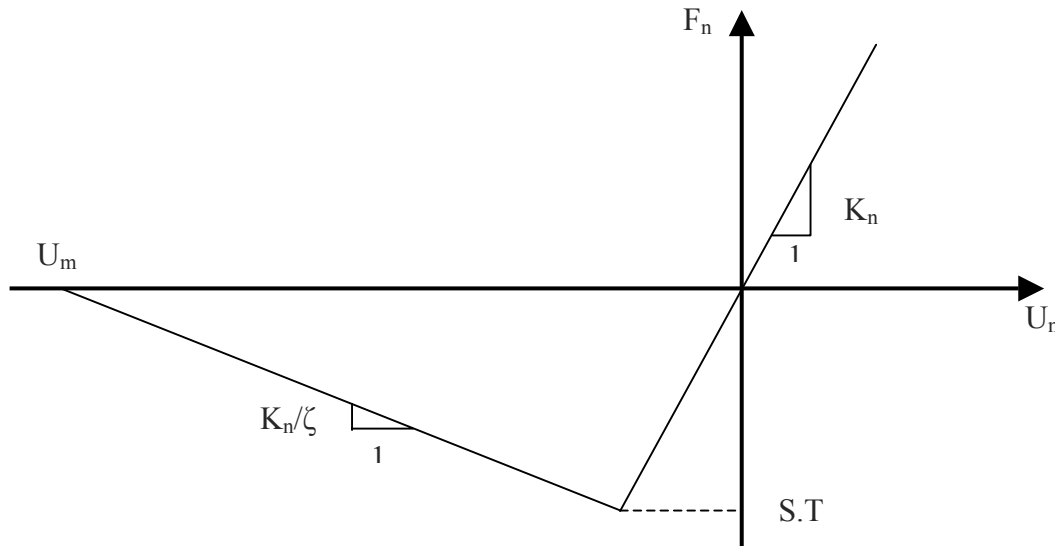


Figure IV 3 : Evolution de la force normale en fonction du déplacement normal

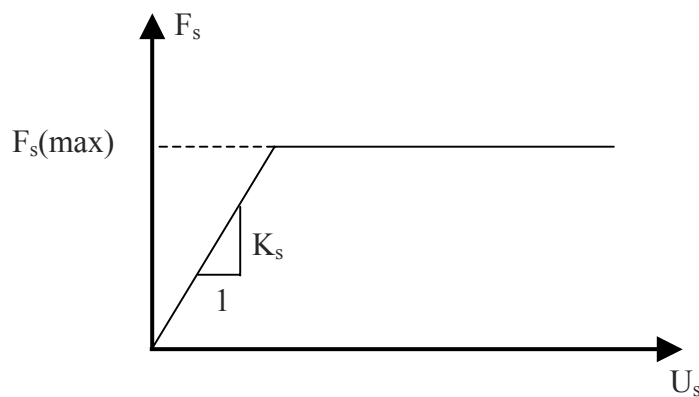


Figure IV 4 : Evolution de la force tangentielle en fonction du déplacement tangentiel

L'adoucissement local est piloté par un coefficient  $\zeta$ . Plus ce coefficient est grand, plus le comportement à la rupture tend vers un comportement parfaitement plastique. La force normale est alors calculée de la manière suivante :

$$F_n = -\frac{K_n}{\zeta}(U_n - U_m) \quad \zeta > 0 \quad \text{eq IV 15}$$

$$U_m = (1 + \zeta) \frac{S.T}{K_n} \quad \text{eq IV 16}$$

$$S = \pi(\min(R_a, R_b))^2 \quad \text{eq IV 17}$$

$U_m$  est le déplacement normal maximum en traction,  
 $S$  est la surface de l'interaction définie par l'eq IV 17,  
 $T$  est la résistance à la traction.

### IV.1.3.3.3 Critère de Mohr-Coulomb

#### IV.1.3.3.3.1 Interactions lien

Le critère de Mohr-Coulomb utilisé pour représenter la rupture en compression (+) et en traction (-) est un critère de Mohr-Coulomb modifié. En compression, le critère de Mohr-coulomb est un critère de rupture en glissement et s'exprime de la façon suivante :

$$F_s \leq F_n \cdot \tan(\phi_i) + c.S \quad \text{eq IV 18}$$

où  $\phi_i$  est l'angle de frottement de l'interaction et  $c$ , la cohésion de l'interaction,

En traction, le critère s'exprime de la façon suivante :

$$F_n \geq S.T \quad \text{eq.IV 19}$$

#### IV.1.3.3.3.2 Interactions contact

Le critère de rupture se simplifie car il y a ni cohésion locale, ni résistance à la traction locale. Le critère devient alors :

$$F_s \leq F_n \cdot \tan(\phi_i) \quad \text{eq IV 20}$$

La Figure IV 5 décrit la forme du critère de Mohr-Coulomb. Cette forme est similaire à celles utilisées par d'autres d'auteurs, comme Sawamoto [Sawamoto 1998], Kusano [Kusano 1992], Meguro [Meguro 1989], Camborde [Camborde 1999], Huang [Huang 1999]...

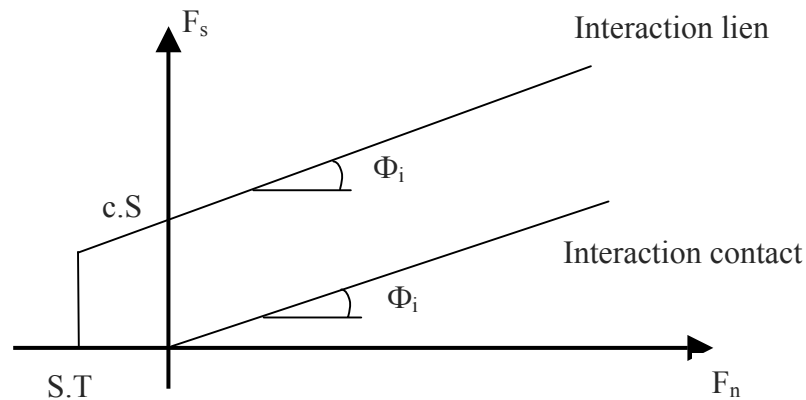


Figure IV 5 : Critère de Mohr-Coulomb

#### IV.1.4 Gestion des rotations : la Loi de Transfert de Moment (LTM)

La méthode des éléments discrets utilisant simplement des sphères libres montre ses limites pour décrire le comportement mécanique des géomatériaux. Il n'est pas possible d'obtenir un frottement macroscopique réaliste d'un sable en laissant libre les rotations des sphères. Différentes solutions sont possibles pour remédier à ce problème.

Certains auteurs comme F. Calvetti [Calvetti 2003] ont choisi de bloquer les rotations. Cela permet d'obtenir des angles de frottement macroscopiques plus importants et réalistes de géomatériaux. D'autres ont choisi de coller plusieurs éléments en clusters pour augmenter le frottement géométrique [Chareyre 2003] [Bertrand 2006].

Nous avons choisi de garder la forme sphérique des éléments pour garder la facilité de la détection des contacts et d'ajouter une loi de transfert de moment (LTM) créée et implémentée dans le code SDEC par J. P. Plassiard [Plassiard 2007]. Cette loi en 3D s'inspire des travaux de M Oda [Oda 1997] réalisés en 2D sur des disques. La LTM consiste à rajouter à l'interaction une raideur en rotation et un moment plastique limite afin de diminuer le phénomène de roulement (Figure IV 6). Le moment est une fonction linéaire de la rotation relative entre les deux éléments suivant l'équation IV 21 :

$$M_{elast} = k_r \cdot \theta_r \quad \text{eq IV 21}$$

$M_{elast}$  est le moment élastique  
 $k_r$  est la raideur de roulement,

$\theta_r$  est la rotation relative entre 2 éléments

2 formes de la loi LTM existent en fonction du phénomène à modéliser : pour augmenter le frottement macroscopique d'un matériau granulaire tel que de la grave, nous utilisons la première forme de la LTM et pour modéliser la flexion d'une poutre en béton comme la dalle en béton armé, nous utilisons la deuxième forme (LTM2).

La première forme s'écrit de la façon suivante (LTM):

$$k_r = \beta_r \cdot K_s \cdot R^2 \quad \text{eq IV 22}$$

$$M_{plast} = \eta \cdot R \cdot \left\| \vec{F}_n \right\| \quad \text{eq IV 23}$$

$M_{plast}$  est le moment plastique

$\eta$  et  $\beta_r$  sont des coefficients adimensionnels de palier plastique et de raideur en roulement à caler lors de la simulation

$R$  est le rayon moyen des deux sphères de l'interaction

La valeur limite du moment plastique en rotation dépend de la norme de la force normale appliquée aux 2 éléments du lien. Ceci est analogue au critère de Mohr-Coulomb où la limite de la force tangentielle dépend de la valeur de l'effort normal.

La deuxième forme s'écrit de la façon suivante (LTM2) :

$$k_r = \frac{\pi \cdot R^4}{4} \cdot \frac{E_m}{R} \quad \text{eq IV 24}$$

$E_m$ , le module d'Young local moyen

$$M_{plast} = cst \quad \text{eq IV 25}$$

La raideur en roulement est calculée à partir du moment fléchissant dans une poutre. Pour une ligne d'éléments, la déformée élastique est rendue en calant directement le module d'Young local au module d'Young du matériau [Plassiard 2007]. La limite du moment plastique en rotation est simplement égale à une valeur fixe à caler lors de la simulation.

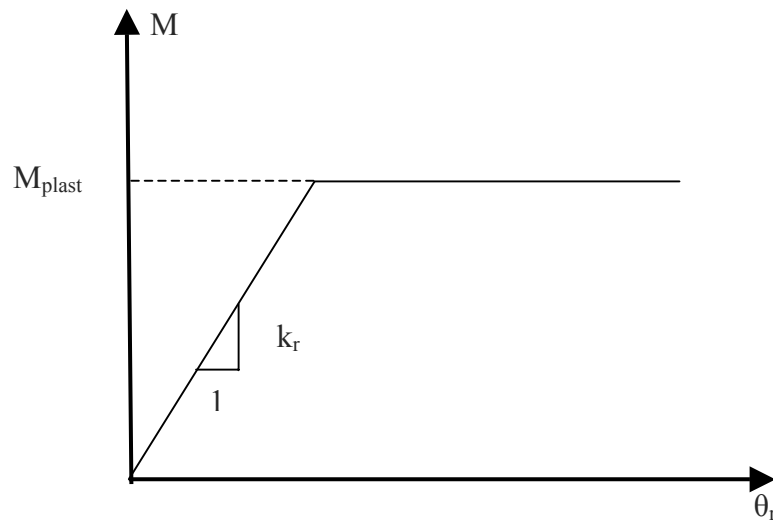


Figure IV 6 : Evolution du moment en fonction de la rotation relative entre 2 éléments

## IV.1.5 Conditions de convergence

### IV.1.5.1 Pas de temps critique

Comme l'algorithme de l'intégration du principe fondamental de la dynamique est explicite en temps, la stabilité du calcul est conditionnée par la discrétisation du temps,  $\Delta t$ . Cette valeur ne doit pas dépasser le pas de temps critique calculé à partir de la condition de Courant [Courant 1928]. L'intégration numérique doit être capable de représenter l'oscillation sinusoïdale à la fréquence propre d'un élément de masse  $m$  soumis à une interaction de raideur  $K$ . Pour cela, la période propre de chaque élément est calculée suivant chaque degré de liberté. SDEC calcule, pour chaque élément, la contribution en terme de raideur de toutes les interactions agissant sur l'élément considéré. La raideur critique est déduite par élément et par axe  $k_i^{crit}$ . Cette démarche est similaire à la démarche du code PFC<sup>3D</sup> [1995 PFC]. Pour toutes les interactions, le pas de temps critique est calculé. Le pas de temps appliqué lors de la simulation est celui qui correspond au calcul le plus défavorable.

$$t_i^{crit} = \frac{1}{p} \min \left( \sqrt{\frac{m}{k_i^{crit}}} \right) \quad \text{eq.IV 26}$$

$p$  est la pondération appliquée pour s'assurer de la stabilité du calcul. Cette pondération peut aussi permettre de prendre en compte, le cas échéant, un pas de temps plus faible dû aux paramètres de la LTM. En effet, il faut aussi vérifier la condition en rotation suivante :



$$t_r^{crit} = \min \sqrt{\frac{\frac{2}{5} m.R^2}{k_r}} \quad \text{eq IV 27}$$

$t_r^{crit}$  est le pas de temps critique en rotation.

#### IV.1.5.2 Amortissement non visqueux

Compte tenu du modèle d'interaction entre les éléments, les pertes d'énergie ne peuvent se faire que par frottement. Pour rechercher un état d'équilibre quasi statique comme l'étude d'une sollicitation quasi statique ou l'amortissement d'une onde de compression, la convergence est lente et les temps de calculs peuvent être longs. Pour des ondes de faible amplitude, le milieu se comporte de façon purement élastique et les ondes se retrouvent piégées indéfiniment. Pour remédier à ce problème, SDEC utilise un amortissement non visqueux dont le principe est décrit par Cundall [Cundall 1997]. L'amortissement s'ajoute à l'effort local pour chaque itération et à chaque élément. La force d'amortissement,  $F_a$ , s'exprime de la manière suivante :

$$F_a = -\lambda_a \|F_{tot}\| \frac{\dot{x}_G}{\|\dot{x}_G\|} \quad \text{eq IV 28}$$

$\lambda_a$  est compris entre 0 et 1.

Cet artifice numérique présente de nombreux avantages [Cundall 1997]. Cependant, le choix de la valeur de l'amortissement reste un problème encore ouvert et suscite de nombreuses discussions. Pour chercher un état d'équilibre quasi-statique lors des simulations, nous utilisons un coefficient  $\lambda_a$  de 0,7 et lors des simulations dynamiques nous prenons une valeur très faible de 0,05 dans le but de lisser les courbes.

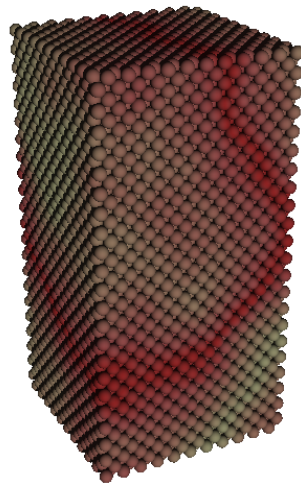
#### IV.1.6 Génération de la géométrie

La génération de la géométrie est une étape importante car le comportement macroscopique dépend de l'échantillon généré. La puissance actuelle des ordinateurs ne nous permet pas de représenter l'échelle microscopique. Le nombre et la taille des éléments dépendent essentiellement de la puissance de l'ordinateur.

Pour un assemblage d'éléments sphériques régulier, les contacts se trouvent orientés dans des directions particulières. Le matériau modélisé ainsi a un comportement anisotrope. Pour obtenir un comportement isotrope, il faut que l'orientation des contacts au sein de

l'assemblage soit le plus homogène possible, ce qui exclut tout assemblage régulier. (Figure IV 7)

Si les éléments ont tous la même taille, l'assemblage est dit mono-disperse et dans le cas contraire l'assemblage est poly-disperse. De nombreux auteurs montrent que les assemblages mono-disperses ont un comportement singulier, les éléments ayant tendance à s'organiser spontanément en motifs réguliers [Gervois 1993]. C'est pourquoi nous utiliserons des éléments de tailles différentes, grâce à une procédure de désordre, pour représenter des matériaux granulaires tels que de la grave.



**Figure IV 7 : Echantillon cubique réalisé par un assemblage régulier**

### **IV.1.7 Procédure de désordre**

Il existe un grand nombre de méthodes pour générer du désordre. Les méthodes les plus courantes sont la méthode de dépôt au hasard [Cambou 2001], la méthode de dépôt par gravité [Calvetti 1997] ou la méthode de grossissement [Potyondy 1996]. Le lecteur pourra se référer à la thèse de S. Hentz [Hentz 2003] pour plus de détails sur ces méthodes.

La méthode utilisée dans SDEC dans le cadre du travail de thèse a pour objectif d'obtenir un assemblage homogène à une porosité numérique donnée. La méthode est ainsi basée sur un algorithme décrit par Jodrey & Tory [Jodrey 1985] et est effectuée en intégrant le principe fondamental de la dynamique. Lors de la mise en place, l'utilisateur a le choix de laisser le frottement local ou non. Nous n'utilisons pas de frottement lors du désordre afin d'optimiser le temps de calcul. La procédure de désordre se décompose en plusieurs étapes :

Lors de la première étape, le domaine est rempli par des sphères disposées en réseau cristallin de type Cubique Faces Centrées (CFC). La compacité de ce réseau est une des plus élevées

(compacité  $c = \frac{\pi}{3\sqrt{2}} = 0,74$ ). La Figure IV 7 montre un échantillon ainsi généré. Le domaine doit être délimité par une enceinte à l'intérieur de laquelle le désordre est généré.

La deuxième étape se déroule à la première itération ; le rayon des éléments est réduit d'un certain facteur selon l'équation suivante :

$$r = r_0 \cdot f_r \cdot \left( f_{r_{\min}} + (f_{r_{\max}} - f_{r_{\min}}) \cdot \exp\left(\left(\frac{1}{\gamma}\right) \cdot \log(-\alpha \cdot \log(1 - rand))\right) \right) \quad \text{eq IV 29}$$

où  $r_0$  représente le rayon initial,

$f_r$  est le facteur de réduction,

$f_{r_{\min}}$  est le facteur du rayon minimum,

$f_{r_{\max}}$  est le facteur du rayon maximal,

les paramètres  $\alpha$  et  $\gamma$  permettent de gérer la forme de répartition des éléments,

$rand$  est un nombre aléatoire entre 0 et 1 suivant la distribution statistique de Weibull.

Ensuite, à chaque itération, un grossissement est appliqué à tous les éléments tant que la porosité souhaitée n'est pas atteinte. Les équations suivantes donnent la valeur du rayon des éléments à chaque pas de temps :

$$A = \frac{\frac{\log(1 - A_0)}{f_g} + A_0}{1 - n} \quad \text{eq IV 30}$$

$$A_a = f_g \cdot \exp(A \cdot (n(t) - n)) \quad \text{eq IV 31}$$

$$r(t + \Delta t) = r(t) \cdot A_a \quad \text{eq IV 32}$$

$A$  est le facteur d'amplification,

$A_0$  est le facteur d'amplification initial,

$f_g$  est le facteur de grossissement,

$n$  est la porosité souhaitée,

$A_a$  est le facteur d'amplification appliqué à l'élément,

$n(t)$  est la porosité actuelle,

$r$  est le rayon de l'élément considéré.

En collaboration avec J. P. Plassiard, une étude a été menée sur les valeurs des paramètres ci-dessus afin d'obtenir une bonne homogénéité d'orientation des interactions et une gamme de porosité adaptée aux géomatériaux. Le tableau ci-dessous récapitule les valeurs des paramètres utilisés pour le désordre.

Facteur grossissement	1,00001
Facteur amplification initiale	10
Facteur réduction	0,4
Facteur rmax	2,0
Facteur rmin	0,5
Paramètre alpha	0,15
Paramètre gamma	0,75

Tableau IV 1 : Récapitulatif des valeurs choisies pour la procédure de désordre

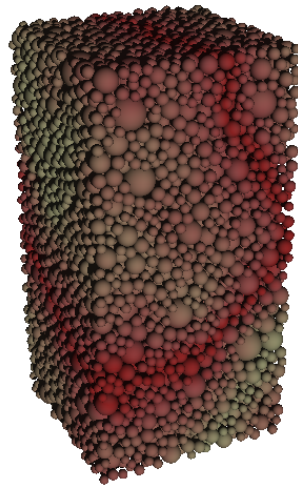


Figure IV 8 : Echantillon cubique obtenu après désordre (porosité 0,43)

## IV.2 Calage des paramètres

### IV.2.1 Introduction

Pour simuler l'impact d'un bloc sur le mur de protection sandwich, il faut au préalable caler les paramètres mécaniques des différentes parties de l'ouvrage : la grave, les colonnes de pneus et la dalle en béton armé.

Le comportement des matériaux est caractérisé par un ensemble de paramètres macroscopiques mesurés par des essais en laboratoire ou in-situ. La méthode des éléments discrets utilise des paramètres locaux au niveau de l'interaction entre les éléments. L'objectif du calage est donc de trouver un jeu de paramètres locaux élastiques et plastiques capable de simuler le comportement macroscopique réel du matériau. La procédure de calage est

effectuée à partir d'essais quasi-statiques dans le but de représenter le comportement dynamique de la structure lors d'un impact de bloc rocheux.

Pour caractériser la grave utilisée lors des essais expérimentaux, nous avons réalisé des essais triaxiaux (Chapitre II). La procédure de calage des paramètres locaux s'effectue donc sur ces mêmes essais triaxiaux. Une étude approfondie est menée car le calage de la grave nous paraît très important. En effet, une grande partie de l'énergie d'impact est dissipée dans cette couche par phénomène friction.

Les colonnes de pneus sont représentées par des cylindres creux. Les paramètres locaux sont calés à partir des essais de compression simple réalisés lors de l'étude détaillée du mur sandwich sur une colonne de pneus remplie de grave (chapitre III). Lors de la simulation, les paramètres de la grave, déjà calés, ne sont pas changés et seuls les paramètres correspondants à la colonne de pneus sont calés.

Enfin, les paramètres locaux de la dalle en béton armé sont calés à partir d'essais de compression, de traction, puis de flexion simple. Nous avons choisi de représenter la dalle en béton armé par une dalle équivalente composée d'une seule couche d'éléments prenant en compte le béton et les nappes d'acier. En effet, l'utilisation de la loi de transfert de moment permet de représenter facilement la flexion d'une couche d'éléments.

## **IV.2.2 Grave**

### **IV.2.2.1 Présentation des essais triaxiaux**

Les essais triaxiaux sous SDEC sont inspirés de la procédure implémentée sous PFC<sup>3D</sup> et ont été mis en place par J. P Plassiard et L. Sibille [Sibille 2006]. Les échantillons constitués de 10 000 éléments [Plassiard 2007] sont des parallélépipèdes d'éclatement 2 et les parois sont des plaques rigides asservies à la pression de confinement souhaitée. Les étapes de l'essai triaxial numérique sont les suivantes :

- Mise en place du désordre dans l'échantillon jusqu'à la porosité souhaitée.
- Mise en place de la pression de confinement par incrément de 5 Pa par itération jusqu'à la pression de confinement désirée (100 kPa).
- Écrasement axial de l'échantillon à vitesse constante et à pression de confinement constante.

### IV.2.2.2 Détermination de la vitesse de chargement

Les essais triaxiaux étant des essais quasi-statiques, il faut s'assurer que la vitesse d'écrasement n'est pas trop élevée et que l'influence sur le résultat numérique est négligeable. En effet, il n'est pas envisageable d'imposer une vitesse numérique égale à la vitesse expérimentale car le temps de calcul serait rédhibitoire.

La Figure IV 9 décrit l'évolution du déviateur numérique en fonction de la déformation axiale pour différentes vitesses d'écrasement. Plus la vitesse augmente et plus la valeur du déviateur est élevée. Il est alors possible de tracer l'évolution numérique de la contrainte au pic en fonction de la vitesse de chargement. B. Chareyre [Chareyre 2003] a montré que l'évolution de la contrainte au pic est fonction de la vitesse d'écrasement. La valeur de la contrainte au pic quasi-statique correspond à une vitesse d'écrasement nulle. Il est alors possible de choisir la vitesse d'écrasement en fonction de l'écart accepté sur le résultat.

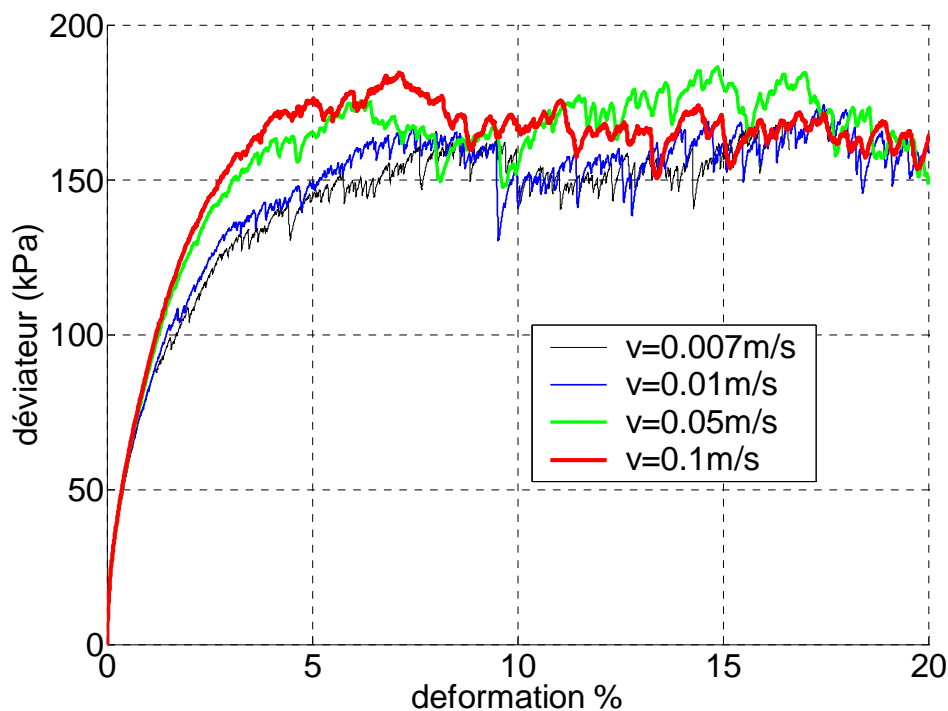


Figure IV 9 : Déviateur ( $\sigma_1 - \sigma_3$ ) en fonction de la déformation pour différentes vitesses d'écrasement (modélisations numériques)

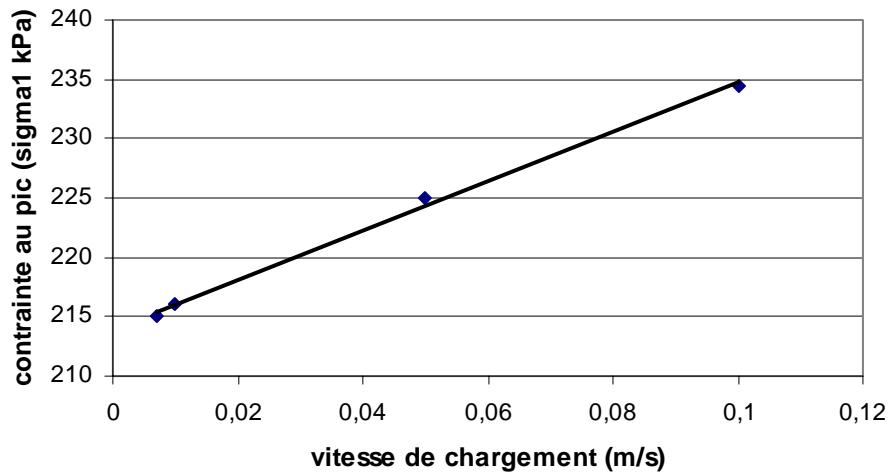


Figure IV 10 : Evolution de la contrainte au pic en fonction de la vitesse de chargement (modélisation numérique)

La Figure IV 10 met en évidence l'évolution numérique linéaire de la contrainte au pic en fonction de la vitesse de chargement. L'ordonnée à l'origine est de 214 kPa. En tolérant un écart de 5% sur la contrainte au pic par rapport à la valeur statique (vitesse de sollicitation nulle), il est possible d'imposer une vitesse d'écrasement de  $0,05 \text{ m.s}^{-1}$ .

### IV.2.2.3 Calage des paramètres élastiques

La porosité numérique est fixée égale à la porosité réelle du matériau ( $n=0,43$ ) et la taille moyenne des éléments à 3 cm de diamètre. Ensuite, les rigidités normale et tangentielle sont calées pour représenter la pente à l'origine du déviateur et de la déformation volumique en fonction de la déformation axiale pour une contrainte de confinement de 100 kPa. Différents jeux de paramètres ont été testés pour représenter au mieux les courbes expérimentales obtenues lors des essais triaxiaux entrepris sur la grave. Les valeurs retenues sont les suivantes :

- Porosité : 0,43
- Rigidité locale normale :  $25.10^7 \text{ N.m}^{-1}$
- Rigidité locale tangentielle :  $5.10^7 \text{ N.m}^{-1}$

### IV.2.2.4 Calage des paramètres plastiques

Une étude de sensibilité a été effectuée en collaboration avec J. P. Plassiard pour connaître l'influence des paramètres locaux sur les paramètres macroscopiques [Plassiard 2007]. Il en résulte, pour la gamme de valeurs de notre étude, que l'angle de frottement local de l'interaction  $\Phi_i$  est calé sur la contrainte au pic et le coefficient de raideur en roulement,  $\beta_r$  est

calé sur la contrainte au palier. Différents essais triaxiaux ont été menés en faisant varier le coefficient de palier plastique en roulement,  $\eta$ , de 1 à 10. Dans le cadre de cette étude, l'influence de ce paramètre est négligeable. Il est donc fixé à 1 comme valeur de référence.

#### IV.2.2.4.1 Angle de frottement local $\Phi_i$

Différents angles de frottement locaux ont été étudiés pour un coefficient de raideur en roulement,  $\beta_r$  et un coefficient de palier plastique en roulement,  $\eta$  fixés à 1 comme valeur initiale de référence. La Figure IV 11 montre l'évolution du déviateur en fonction de la déformation axiale pour des angles de frottement locaux de  $30^\circ$  et  $50^\circ$ . Avec un angle de  $50^\circ$ , le déviateur décrit un pic qui n'a pas été mesuré expérimentalement. La valeur de  $30^\circ$  paraît être une bonne valeur pour décrire le comportement de la courbe au pic. Néanmoins, la contrainte de palier n'est pas décrite correctement. Le coefficient de raideur en roulement,  $\beta_r$ , doit donc être ajusté pour décrire correctement la courbe expérimentale provenant du paragraphe II. 2.4.2.1.

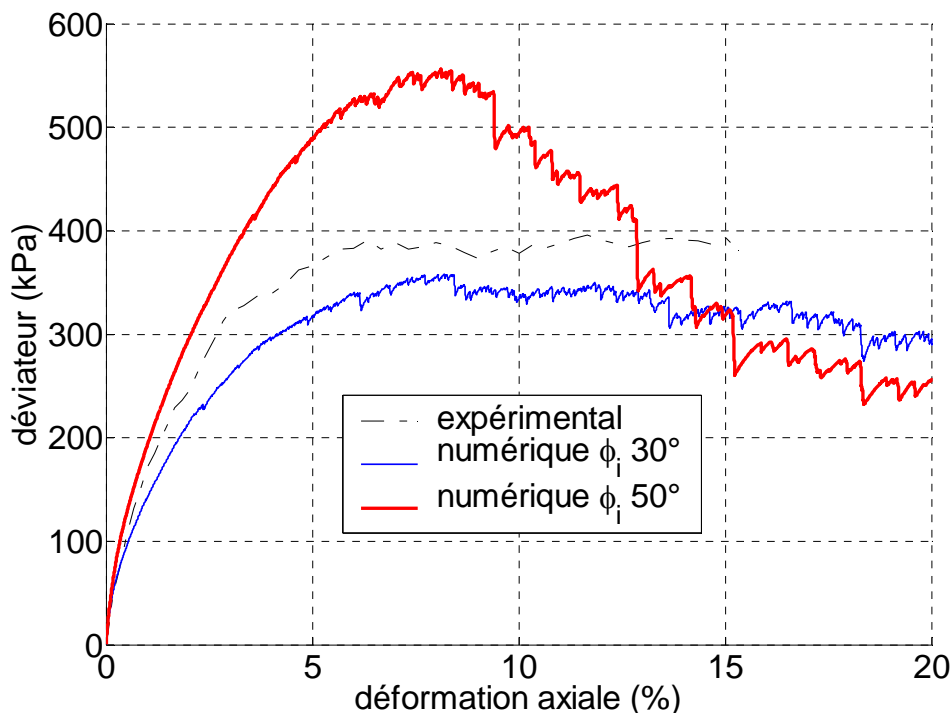


Figure IV 11 : Influence du frottement local  $\Phi_i$  sur le déviateur

#### IV.2.2.4.2 Coefficient de raideur en roulement $\beta_r$ et angle de frottement local $\Phi_i$

Lorsque le coefficient de raideur en roulement,  $\beta_r$ , varie de 1 à 10, la contrainte au palier augmente fortement et passe de 300 à 400 kPa. Par contre, la courbe numérique présente une valeur de pic de 450 kPa qui n'est pas présente sur la courbe expérimentale. (Figure IV 12)



Pour diminuer la valeur de la résistance au pic, l'angle de frottement de l'interaction doit être baissé. La Figure IV 12 montre la courbe numérique pour une valeur de frottement local de  $27^\circ$  et deux valeurs de coefficient de raideur de roulement  $\beta_r$  (5 et 10). Les courbes numériques et la courbe expérimentale sont alors quasiment confondues.

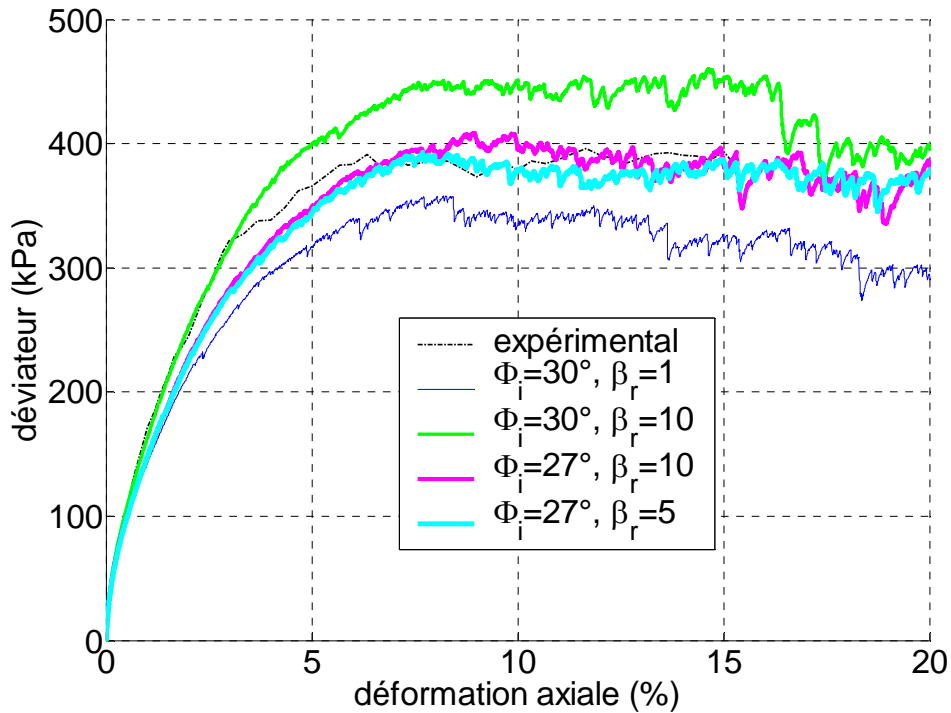


Figure IV 12 : Influence du coefficient de raideur en roulement  $\beta_r$  et de l'angle de frottement local  $\Phi_i$  sur le déviateur

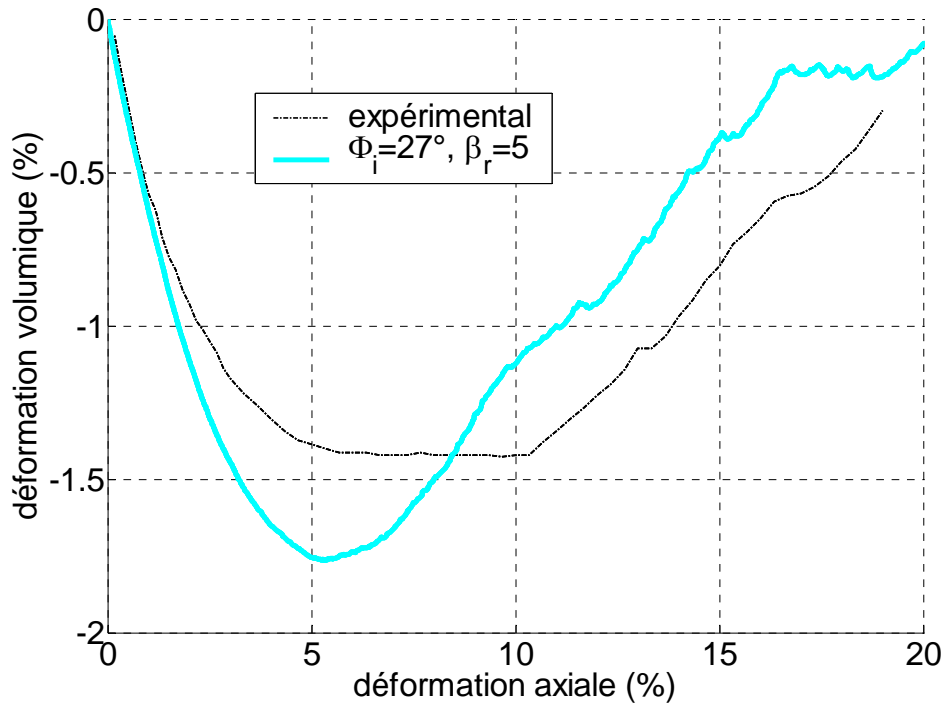


Figure IV 13 : Déformation volumique en fonction de la déformation axiale

Pour s'assurer de la validité du calage des paramètres locaux, il est possible de comparer les réponses numérique et expérimentale de la déformation volumique en fonction de la déformation axiale (Figure IV 13). Les courbes expérimentales et numériques ( $\beta_r=5$  et  $\Phi_i=27^\circ$ ) sont confondues pendant la phase de contractance et présentent un écart dans la partie de dilatance. En outre, les pentes de contractance et de dilatance sont identiques. Comme nous avons eu des problèmes lors de la mesure expérimentale de la déformation à cause du blocage du piston, nous nous attachons à caler les pentes des courbes en contractance et dilatance plutôt que les valeurs. Enfin, nous préférons une valeur de  $\beta_r$  de 5 plutôt que 10, car plus cette valeur est grande et plus le pas de temps critique doit être faible et donc plus la durée du calcul sera longue.

#### IV.2.2.5 Bilan

Les essais triaxiaux numériques ont permis de déterminer les paramètres locaux pour simuler le comportement macroscopique de la grave mesuré à l'aide d'un essai expérimental. Le Tableau IV 2 récapitule les valeurs locales et macroscopiques de paramètres physiques et mécaniques de la grave.

Paramètres macroscopiques		Paramètres locaux	
porosité	0,43	porosité	0,43
Étendue granulométrique (mm)	0-31,5	Diamètre moyen des éléments (cm)	3
Module d'Young (MPa)	20	Rigidité normale (N.m <sup>-1</sup> )	25.10 <sup>7</sup>
Coefficient de poisson	0,25	Rigidité tangentielle (N.m <sup>-1</sup> )	5.10 <sup>7</sup>
Angle de frottement pic	41°	Angle de frottement de l'interaction	27°
Angle de frottement palier	41°	$\beta_r$	5
		$\eta$	1

Tableau IV 2 : Récapitulatif des paramètres macroscopiques et locaux de la grave

Il faut noter qu'un essai triaxial numérique dure environ 7h (temps CPU) sur un pentium IV, 2.6 GHz et 512 Mo de RAM.

## IV.2.3 Colonne de pneus

### IV.2.3.1 Présentation de l'essai de compression

Comme la colonne de pneus est sanglée, nous avons choisi de modéliser les colonnes de pneus par des cylindres creux ; les diamètres extérieur et intérieur du cylindre numérique correspondant aux diamètres extérieur et de la jante du pneu. L'intérieur du cylindre est rempli par la grave identique à celle calée auparavant grâce aux essais triaxiaux.

La Figure IV 14 montre la modélisation de la colonne de pneus par un cylindre creux contenant la grave. Lors des essais expérimentaux, nous avons noté que les pneus restent parfaitement élastiques, le désordre n'est donc pas nécessaire pour modéliser les pneus. C'est pourquoi, cette simulation a pour objectif de caler simplement la rigidité locale normale de la colonne de pneus afin de représenter le comportement en compression simple.

L'essai de compression numérique reprend les caractéristiques de l'essai expérimental. La colonne de pneus est contenue dans une enceinte dont les déplacements sont bloqués. Une plaque de 20 cm de largeur et de la longueur de la colonne de pneus est placée sur le haut de la colonne. L'essai consiste à piloter la plaque en déplacement et à mesurer les efforts s'exerçant sur celle-ci. Il se décompose en plusieurs phases comportant 3 étapes. Une première étape de départ à vitesse nulle, accélération constante, puis une étape à vitesse constante (0,5 m.s<sup>-1</sup>), et enfin une dernière étape à vitesse nulle, permettant d'atteindre l'équilibre et de mesurer les efforts. 5 phases de déplacement ont été effectuées : 0 à 15 cm, 15 à 21 cm, 21 à 27 cm, 27 à 30 cm et 30 à 31 cm. Ce procédé permet une vitesse de chargement plus élevée que celle correspondant à un essai quasi-statique. Comme les déplacements sont importants (30 cm), ce procédé permet un temps de calcul relativement

court (une dizaine d'heures par phase). La Figure IV 15 décrit la deuxième phase de chargement de 15 à 21 cm de déplacement. Celui-ci reste constant de 0,15 à 0,6 s afin de permettre au système de se stabiliser. L'effort mesuré sur le plateau se stabilise et devient constant entre 0,5 et 0,6 s. Cette valeur d'effort est alors prise en compte pour le déplacement final de la deuxième phase. Sur l'exemple de la Figure IV 15, nous mesurons un effort de 37 kN pour un déplacement de 21 cm. Ce point est alors noté sur la courbe de la Figure IV 17.

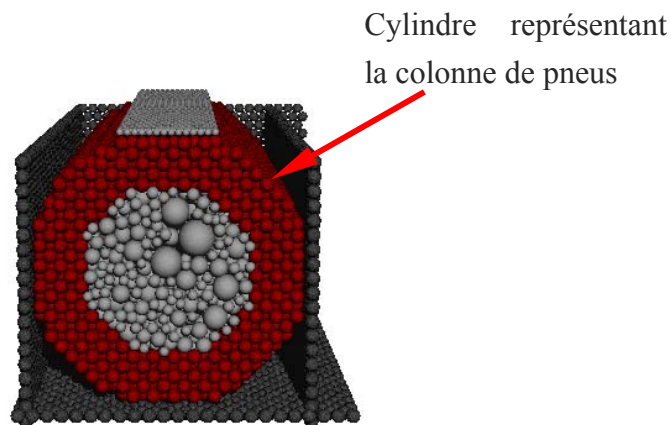


Figure IV 14 : Modélisation de la colonne de pneus remplie de grave

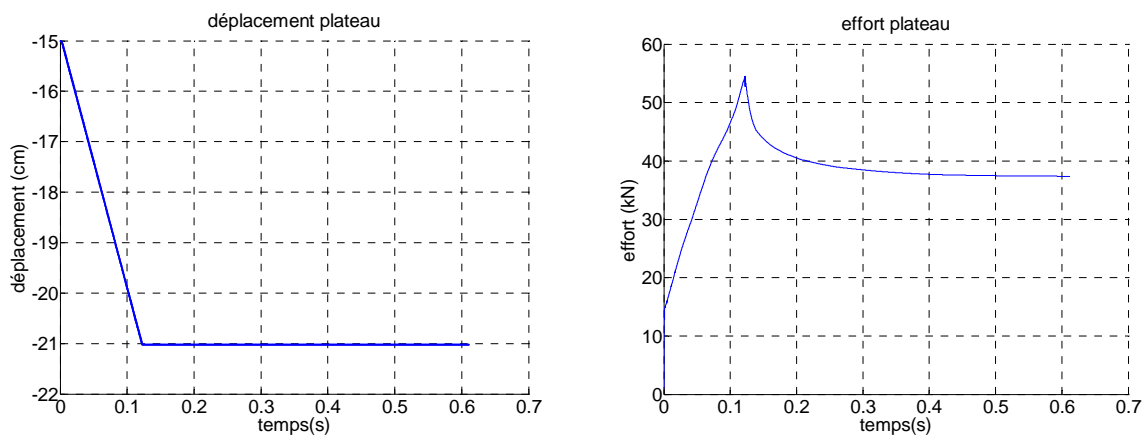


Figure IV 15 : Déplacement du plateau et effort en fonction du temps lors d'une phase de compression sur la colonne de pneus ( $K_n=30\ 000\ \text{N.m}^{-1}$ )

### IV.2.3.2 Résultats du modèle

Différentes rigidités normales locales ont été testées ; 10 000, 20 000 et 30 000  $\text{N.m}^{-1}$ . Pour des rigidités normales inférieures à 30 000  $\text{N.m}^{-1}$ , l'effort mesuré sur la plaque par le calcul numérique est bien trop faible par rapport à la mesure expérimentale (Figure IV 17). Le

changement de pente observé expérimentalement apparaît, numériquement, pour un déplacement trop élevé.

En utilisant une rigidité normale locale de  $30\,000\text{ N.m}^{-1}$ , les résultats expérimentaux et numériques sont proches jusqu'à un déplacement de 27 cm. Aussi, un changement de pente est bien remarqué avec le calcul numérique. Lors du début du chargement, seule la colonne de pneus est comprimée, puis l'ensemble colonne – grave est sollicité. La Figure IV 16 montre le comportement similaire de la colonne numérique et réelle pendant l'essai de compression.

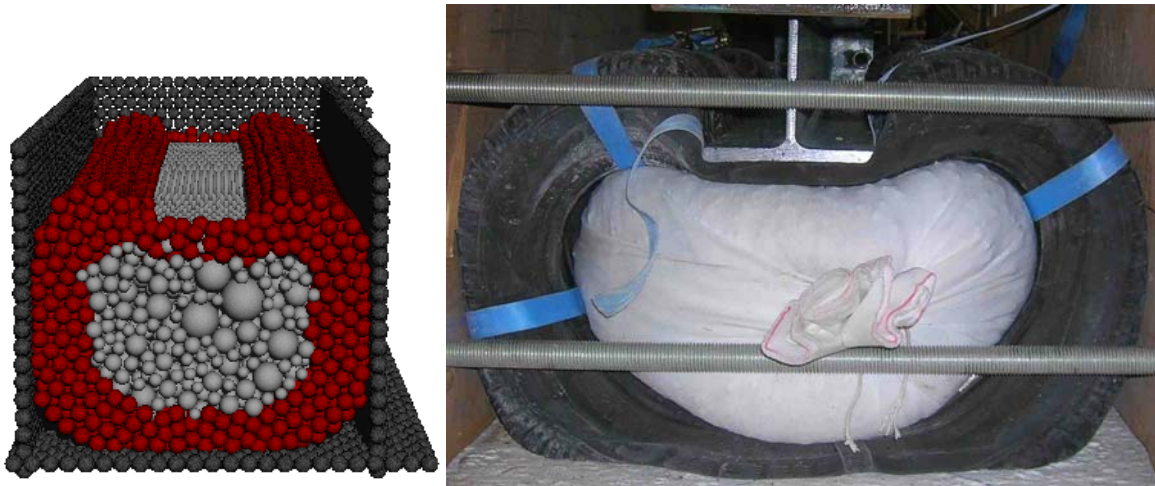


Figure IV 16 : Comportement numérique et expérimental de la colonne de pneus sous compression

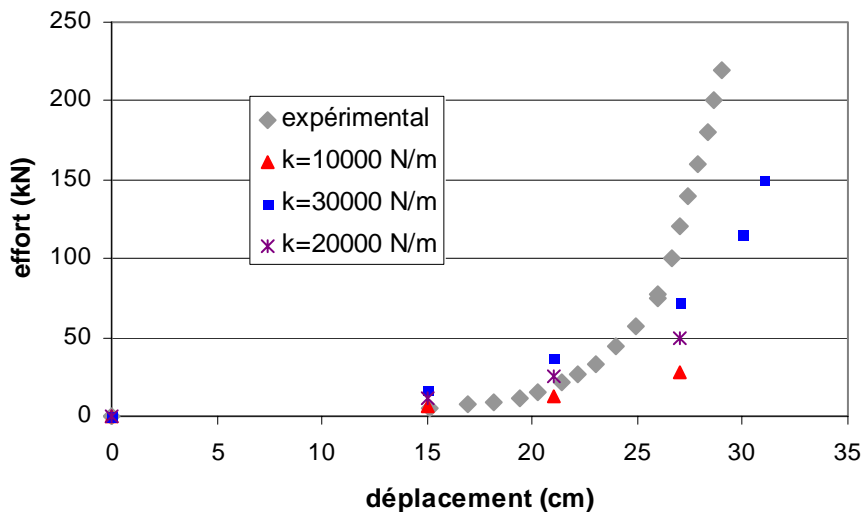


Figure IV 17 : Calage numérique de la rigidité de la colonne de pneus par un essai de compression

Pour des déplacements supérieurs à 27 cm, une divergence, faible en déplacement, est observée entre la courbe numérique et expérimentale. Néanmoins, le redressement de la pente

de l'effort en fonction du déplacement du plateau est bien représenté par le modèle numérique. Celui-ci s'effectue avec un décalage de 3 cm de déplacement par rapport à la réalité et est vraisemblablement dû à la représentation simplifiée de la colonne de pneus. Néanmoins, ce décalage nous paraît acceptable pour modéliser le comportement de la colonne de pneus à l'impact. (Figure IV 17)

La rigidité normale de la colonne de pneus est donc fixée à  $30\,000\text{ N.m}^{-1}$ . Etant donné la faible compressibilité de la gomme des pneus, la rigidité tangentielle est fixée (arbitrairement) à  $0,1.k_n$  correspondant à un coefficient de Poisson élevé et proche de 0,45 [Bathurst 1988]. La masse volumique des éléments est calée pour obtenir une masse de la colonne de pneus remplie de grave de 235 kg conforme à la moyenne des mesures expérimentales. Le Tableau IV 3 récapitule les paramètres numériques affectés à la colonne de pneus.

Masse volumique ( $\text{kg.m}^3$ )	26
Rigidité normale ( $\text{N.m}^{-1}$ )	30000
Rigidité tangentielle ( $\text{N.m}^{-1}$ )	3000
Diamètre des éléments (cm)	3
Nombre d'éléments de la colonne	12350

Tableau IV 3 : Récapitulatif des paramètres de la colonne de pneus

## IV.2.4 Dalle béton armé

La dalle en béton armé est représentée simplement par une seule épaisseur d'éléments d'une longueur de 2 m et une largeur de 1,5 m (Figure IV 18). Le diamètre des éléments est égal à l'épaisseur de la dalle, soit 10 cm. La masse volumique des grains est corrigée pour obtenir la masse totale de la dalle. Aucune procédure de désordre n'est appliquée pour représenter la dalle en béton armé. En effet, la disposition des éléments permet de reproduire l'orientation des treillis soudés. Le calage des paramètres locaux se réalise grâce à des essais de compression, de traction et de flexion. L'essai de compression consiste à caler la rigidité normale des interactions pour représenter l'élasticité du béton. L'essai de traction permet de caler la résistance limite en traction des aciers. Nous considérons, comme les calculs de béton armé, que seuls les aciers reprennent la traction et qu'aucune traction n'est reprise par le béton. Enfin, l'essai de flexion permet de caler le coefficient de raideur et le coefficient de palier plastique en roulement pour représenter la flèche de la dalle.

Les essais expérimentaux de lâcher de blocs ont montré que la dalle était principalement endommagée en flexion à mi-longueur et dans le sens de la largeur. Les paramètres de rotation locaux vont donc être prépondérants sur le comportement de la dalle. Les autres

paramètres locaux calés lors des essais de compression et de traction seront beaucoup moins importants pour représenter le comportement de la dalle lors de l'impact.

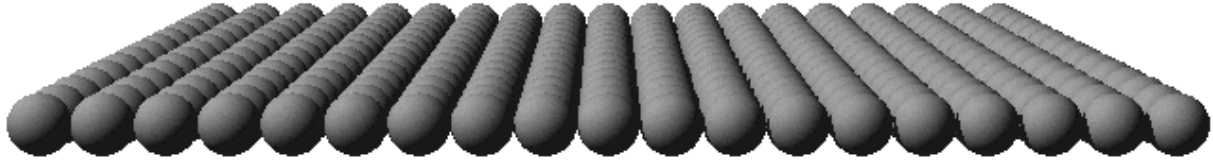


Figure IV 18 : Vue sur la représentation numérique de la dalle en béton armé

#### IV.2.4.1 Essais de compression-traction simple

Les essais de compression et de traction ont été menés directement sur la dalle. La sollicitation s'effectue dans le sens de la longueur. Pour cela, nous imposons une vitesse de déplacement constante à un bord et un déplacement nul à l'autre bord directement sur les éléments de la dalle. La vitesse de sollicitation est assez faible pour permettre au système d'être à l'équilibre. Celui-ci est atteint lorsque les efforts mesurés au niveau des deux bords sont identiques (ceci a été vérifié).

Les dalles en béton armé utilisées sont composées par un béton classique B35 présentant un module d'Young de 26 GPa. La rigidité macroscopique de la dalle est la suivante :

$$K = \frac{E.S}{l} \approx 2000 \text{ MN.m}^{-1} \quad \text{eq IV 33}$$

$K$ , est la rigidité macroscopique,  
 $E$ , le module d'Young,  
 $S$ , la section d'application de la charge,  
 $l$ , la longueur de la dalle.

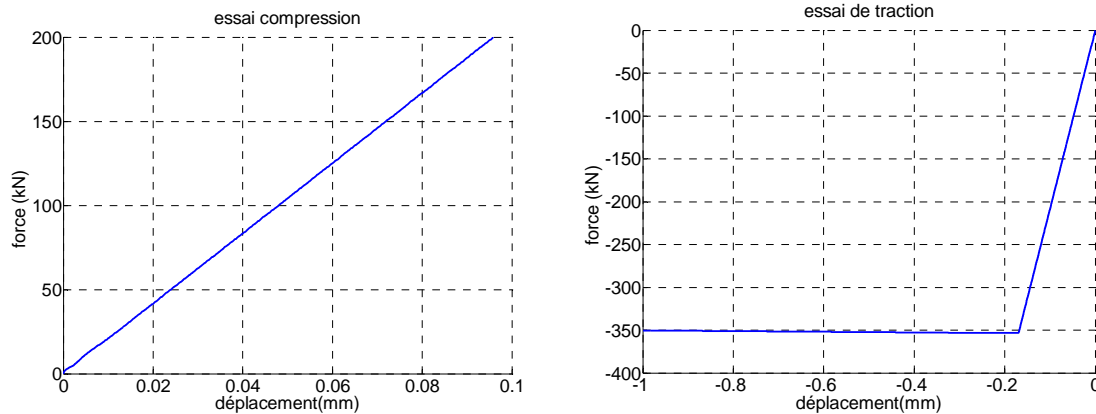


Figure IV 19 : Effort en fonction du déplacement lors de l'essai de compression et de traction

Pour obtenir une rigidité macroscopique de  $2000 \text{ MN.m}^{-1}$ , la rigidité normale locale est fixée à  $100.10^9 \text{ N.m}^{-1}$  et la rigidité tangentielle locale à  $50.10^9 \text{ N.m}^{-1}$ . La rigidité tangentielle n'a pas d'influence sur les essais de traction et de compression. Elle aura, par contre, une influence sur les essais de flexion. Cependant, le module d'Young local correspondant à la LTM2 permettra de caler la flexion de la dalle. Nous avons donc choisi une valeur de rigidité tangentielle deux fois plus faible que la rigidité normale pour ne pas limiter le pas de temps de calcul critique.

L'essai de traction permet de caler la valeur limite de l'effort en traction mobilisable par le treillis soudé. La section de la dalle en béton armé comporte 14 barres de 7 mm de diamètre et 7 barres de 5,5 mm de diamètre. En prenant une résistance à la traction classique pour les aciers de 500 MPa, la valeur limite en traction est de 350 kN. Le comportement des barres en traction est modélisé par un comportement élastique plastique. Le Tableau IV 4 récapitule les valeurs assignées aux paramètres locaux représentant la dalle.

#### IV.2.4.2 Essais de flexion

L'essai de flexion consiste à piloter en déplacement une rangée d'éléments (sur la largeur) à mi-longueur de la dalle à une vitesse de chargement très faible de  $5.10^{-6} \text{ m.s}^{-1}$  (condition de quasi-staticité vérifiée). Les deux rangées d'éléments à 0,6 m de part et d'autre de la rangée d'éléments à mi-longueur sont bloquées en déplacement tout en laissant leur rotation libre (Figure IV 20). Nous avons choisi ces appuis particuliers, car ils correspondent aux appuis de la dalle sur les colonnes de pneus lors des essais d'impact. En effet, le diamètre extérieur des pneus est de 0,6 m.

Pour modéliser la dalle, nous utilisons la deuxième forme de la loi de transfert de moment (LTM2) s'appliquant aux poutres. Dans un premier temps, le module d'Young local est calé pour représenter la flèche élastique calculée à partir des formulations de la résistance des



matériaux. Pour une poutre reposant sur deux appuis simples et chargée ponctuellement à mi-longueur, la flèche s'exprime de la façon suivante :

$$f = \frac{p.l^3}{48.E.I} \quad \text{eq IV 34}$$

$f$  est la flèche,

$p$  est la charge,

$l$  est la longueur entre les 2 appuis,

$I$  représente l'inertie de la poutre (supposée constante).

En prenant les valeurs numériques correspondant à notre étude, la relation devient :

$$f = 2.77 * 10^{-9} * p \quad \text{eq IV 35}$$

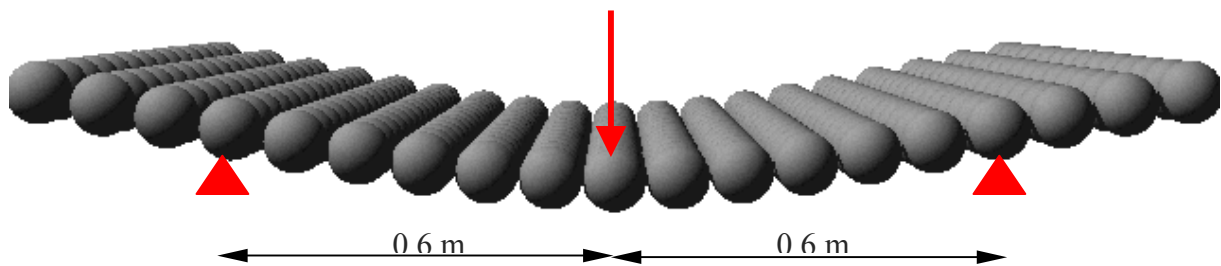


Figure IV 20 : Phase élastique de l'essai de flexion (déplacements verticaux\*1 000)

Pour obtenir la relation de l'eq IV 35, le module d'Young local est fixé à  $200.10^9$  Pa en gardant les autres paramètres locaux calés à partir des essais de compression et de traction. La Figure IV 20 met en évidence la déformée élastique de la dalle représentée grâce à la deuxième forme de la loi de transfert de moment.

Ensuite, le palier plastique local est fixé en s'appuyant sur un calcul analytique de béton armé pour une poutre en flexion simple. La relation entre la section d'acier et le moment maximum est la suivante :

$$M_{\max} = A_s \frac{f_{yk}}{\gamma_s} z_u \quad \text{eq IV 36}$$

$M_{\max}$  est le moment maximum repris par la poutre en béton armé

$A_s$  est la section des aciers

$f_{yk}$  est la résistance maximale à la traction de l'acier (500 MPa)

$\gamma_s$  est un coefficient de sécurité

$z_u = 0.95.d$  pour une dalle, où  $d$  est la hauteur ultime.

En prenant les valeurs correspondant à la dalle en béton armé, le moment maximum,  $M_{max}$ , et la charge maximale,  $p_{max}$ , sont égales à :

$$M_{max} = 14 \cdot \pi \cdot \frac{0,007^2}{4} \cdot \frac{500 \cdot 10^6}{1} \cdot 0,95 \cdot 0,07 = 17,9 \text{ kN.m}$$

$$M_{max} = \frac{p \cdot l}{4}$$

eq IV 37

$$p_{max} = 60 \text{ kN}$$

La charge maximale à mi-longueur est calculée en considérant seulement le treillis soudé inférieur pour la reprise des efforts de traction. C'est pourquoi, le coefficient de sécurité est fixé à 1 car le treillis soudé supérieur reprend une partie des efforts de traction lors de l'impact.

Le moment plastique local est alors fixé pour obtenir un effort maximum de l'ordre de 60 kN. La Figure IV 21 décrit la dalle en béton armé lorsque le palier plastique est atteint. Une rotule plastique se crée à mi-longueur ; l'allure de la déformée est alors semblable à celle observée lors des essais expérimentaux d'impact.

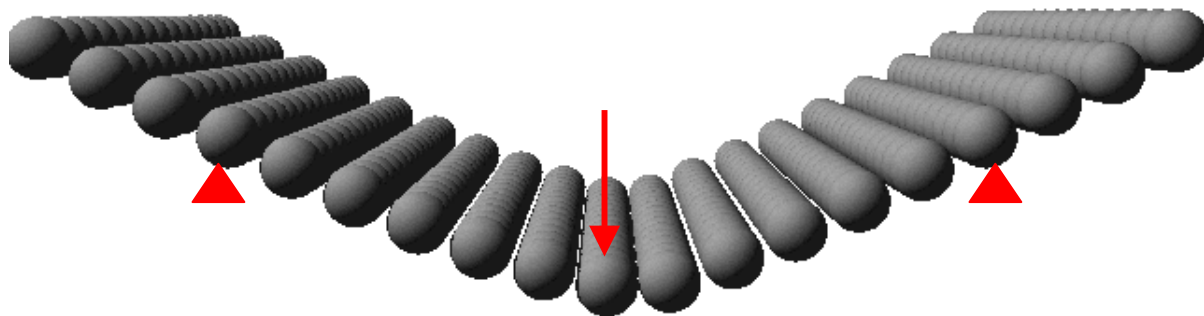


Figure IV 21 : Phase plastique de l'essai de flexion (déplacements verticaux\*1000)

La Figure IV 22 décrit l'évolution de l'effort vertical en fonction de la flèche, mesuré numériquement sur la rangée d'éléments (sur la largeur) à mi-longueur de la dalle. L'effort vertical maximum appliqué à la dalle est de l'ordre de 60 kN (conforme au calcul analytique de béton armé précédent) lorsque la valeur du palier plastique local est fixée à 1150 N.m.

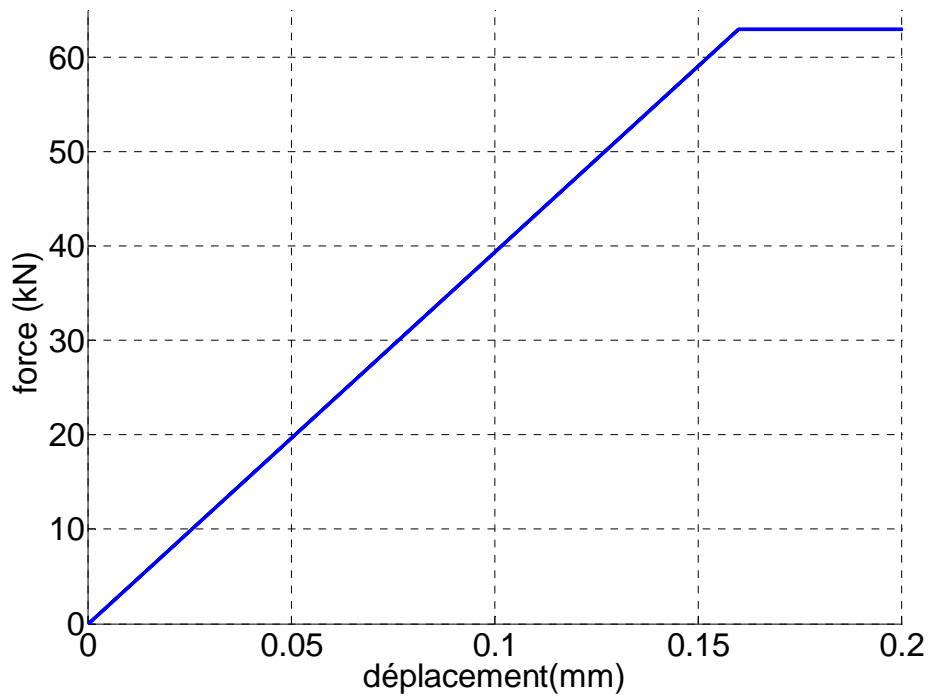


Figure IV 22 : Evolution de l'effort vertical en fonction de la flèche (mi-longueur de la dalle)

Le Tableau IV 4 récapitule les valeurs des paramètres locaux de la dalle en béton armé suite au calage quasi-statique.

Masse volumique	4138 kg.m <sup>-3</sup>
Rigidité locale normale	100.10 <sup>9</sup> kN.m <sup>-1</sup>
Rigidité locale tangentielle	50.10 <sup>9</sup> kN.m <sup>-1</sup>
Traction limite	3.10 <sup>6</sup> Pa
Adoucissement local $\zeta$	10000
Module d'Young moyen	200.10 <sup>9</sup> Pa
Moment plastique	1150 N.m
Nombre d'éléments	300

Tableau IV 4 : Récapitulatif des paramètres locaux de la dalle en béton armé

### IV.3 Simulation d'un impact sur l'ouvrage sandwich

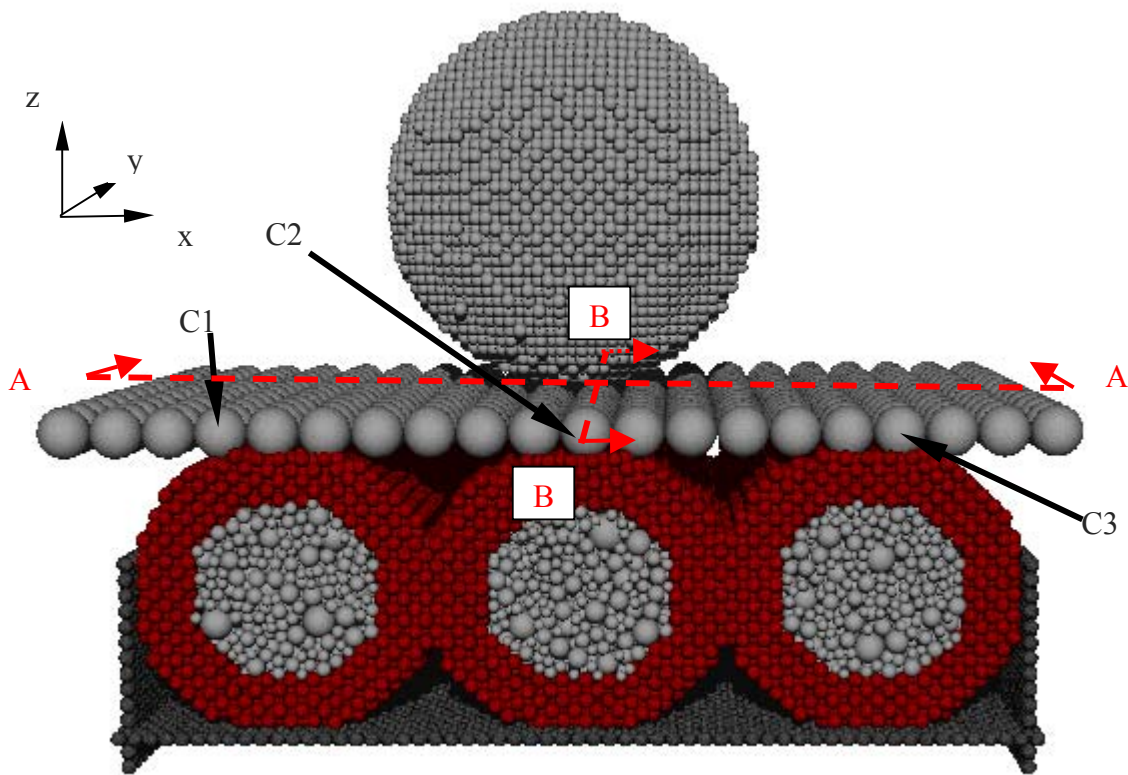


Figure IV 23 : Vue de face de la modélisation de l'ouvrage sandwich sous gravité

La Figure IV 23 illustre la modélisation de la structure sandwich sous gravité. Les cibles C1, C2 et C3 sont mentionnées sur cette figure et sont disposées exactement aux mêmes emplacements que les cibles C1, C2 et C3 correspondant aux essais expérimentaux. La dalle en béton armé est découpée selon deux plans de coupe. Le plan de coupe AA se situe à mi-largeur et découpe la dalle dans le sens de la longueur et le plan de coupe BB se situe à mi-longueur et découpe la dalle dans le sens de la largeur.

#### IV.3.1 Présentation du dispositif

Les 3 colonnes de pneus utilisées pour représenter l'ouvrage sandwich sont identiques à la colonne modélisée lors de l'essai numérique de compression. Elles reposent sur une plaque d'appui fixe, où sont mesurés les efforts transmis, et sont contenues dans une enceinte représentée par des plaques verticales dont le déplacement est bloqué lors de la simulation ; le frottement entre les parois et la structure est nul. Il est important de noter que les conditions aux limites numériques ne sont pas rigoureusement les mêmes que les conditions aux limites expérimentales. En effet, nous n'avons pas pris en compte les chaussettes de géotextile. Les

deux bouts des colonnes de pneus sont bloqués par des parois dans le sens de la longueur de la dalle. La Figure IV 23 ne montre pas l'enceinte dans le sens de la longueur de la dalle afin de visualiser la grave, mais cette enceinte existe lors de toutes les simulations et permet de bloquer les colonnes de pneus et la grave. La dalle en béton est simplement disposée sur les 3 colonnes, comme c'est le cas pour les essais expérimentaux.

L'impacteur est une sphère composée de 14 000 éléments dont le diamètre des éléments est identique au diamètre des éléments composant les pneus. Nous avons choisi cette taille pour représenter le plus fidèlement la forme sphérique et optimiser la recherche des interactions par grilles. Comme l'impacteur est composé de Ductal®, la rigidité des interactions est égale à celle utilisée pour le béton. La masse volumique des éléments est choisie pour obtenir la masse globale de l'impacteur. Enfin, les paramètres plastiques de l'impacteur sont très élevés pour éviter tout endommagement pendant l'impact. En effet, lors des essais expérimentaux, aucun n'endommagement du ductal® n'a été décelé. Au total, la modélisation de l'ouvrage sandwich comporte 86 336 éléments. (Figure IV 23)

Avant de lancer une simulation de lâcher de bloc, la gravité est appliquée au système. Pour ce faire, une force verticale vers le bas correspondant à l'accélération de la pesanteur est appliquée à chaque élément. Le critère d'arrêt de la simulation est l'obtention de l'équilibre du système représentant le mur sandwich, c'est-à-dire, une énergie cinétique de l'ensemble des éléments nulle, le déplacement vertical de la dalle en béton stabilisé et les effort transmis sur la plaque d'appui correspondant à la masse totale du système.

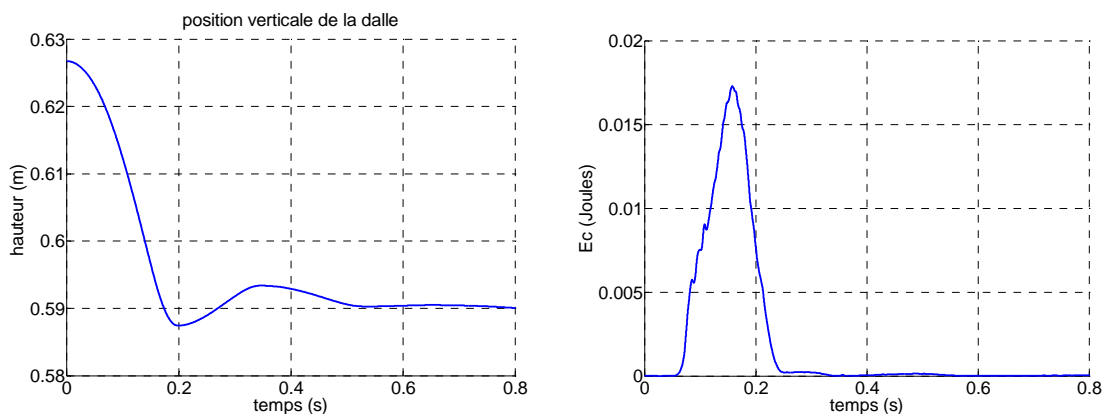


Figure IV 24 : Evolution de la position verticale de la dalle et évolution de l'énergie cinétique en fonction du temps pendant la phase de mise sous gravité du système

Cette phase s'avère être longue et dure plus d'une centaine d'heures sur un pentium IV 2.6 GHz et 512 Mo de RAM. La Figure IV 24 décrit l'évolution du déplacement de la dalle en béton armé et de l'énergie cinétique du système en fonction du temps pendant la phase de gravité. L'énergie cinétique tend rapidement vers une valeur nulle alors que la stabilisation du

déplacement de la dalle est plus longue. Nous avons décidé d'arrêter la phase de gravité lorsque les efforts appliqués sur la plaque d'appui avaient atteint 99% de la valeur correspondant à la masse totale du système.

### IV.3.2 Résultats

Les paramètres numériques sélectionnés à partir des essais quasi-statiques sont conservés lors de la simulation du lâcher de bloc. Afin d'optimiser le temps de calcul, l'impacteur est positionné au contact de la dalle en béton armé et une vitesse initiale lui est imposée, ainsi que la gravité tout au long de la simulation. 3 hauteurs de chute ont été simulées ; 2 m (13 kJ) en imposant une vitesse initiale de  $6,26 \text{ m.s}^{-1}$ , 7 m (45 kJ,  $11,7 \text{ m.s}^{-1}$ ) et 10 m (64 kJ,  $14 \text{ m.s}^{-1}$ ).

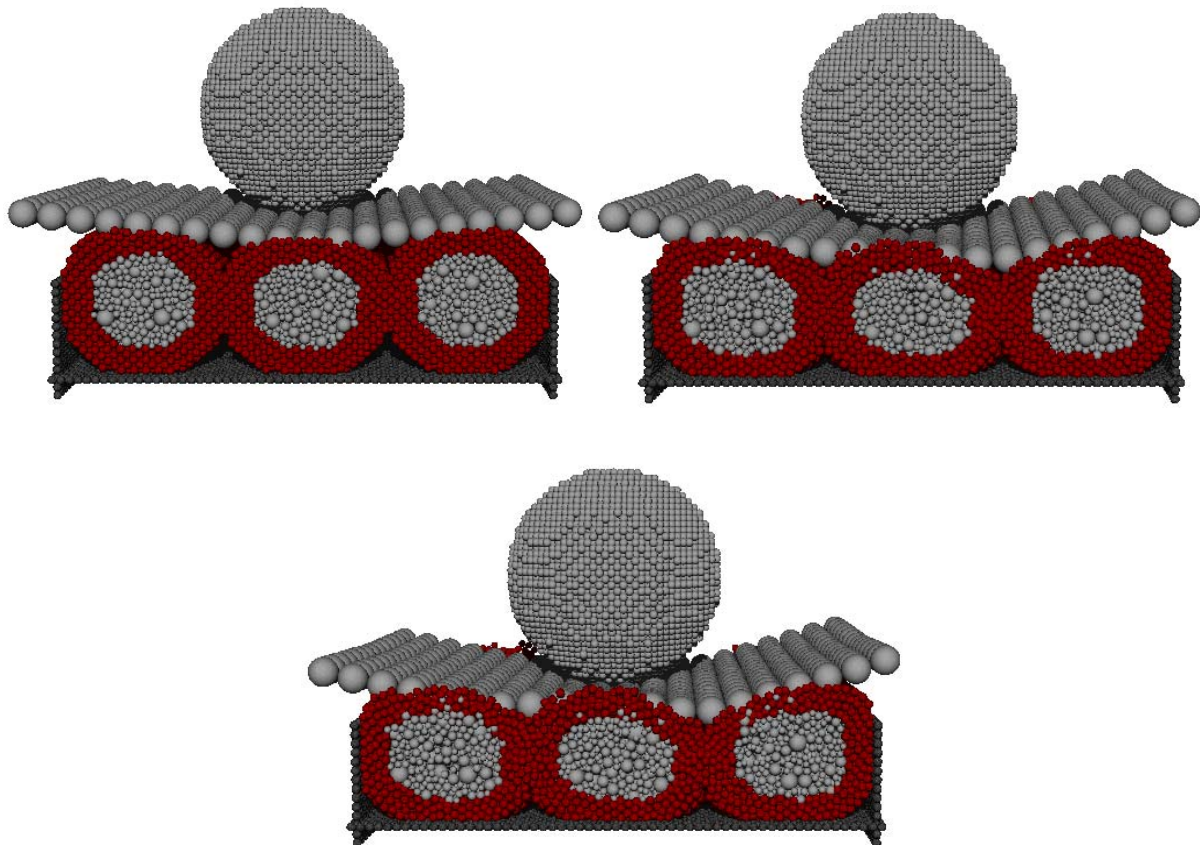


Figure IV 25 : Sandwich numérique impacté pour des hauteurs de chute de 2, 7 et 10 m (13, 45, 64 kJ) au maximum du chargement

La Figure IV 25 montre les structures sandwichs numériques au maximum de leur chargement lors d'impacts pour des hauteurs de chute de 2, 7 et 10 m, soit des énergies cinétiques de 13 kJ, 45 kJ et 64 kJ.

La dalle en béton armé représentée par une seule épaisseur d'éléments dont les lois d'interaction utilisent la loi de transfert de moment permet de bien représenter l'effet de

répartition souhaité. Lors de toutes les simulations, la dalle impactée se déplace et sollicite les 3 colonnes de pneus. Le choix de la disposition des éléments représentant la dalle en réseau cubique face centrée et l'utilisation de la loi de transfert de moment permettent de représenter la rupture par flexion selon la coupe BB. Cette direction de flexion est celle que nous avons aussi remarquée lors des essais expérimentaux et correspond à la disposition des colonnes de pneus.

La faible rigidité locale assignée aux éléments discrets représentant les colonnes de pneus génère une large déformation de celles-ci comme la Figure IV 25 l'illustre. La compression des colonnes de pneus dans le sens de la sollicitation génère une mise en compression horizontale entre les colonnes de pneus et les conditions aux limites latérales. La longueur des colonnes de pneus est légèrement plus grande que la largeur de la dalle. C'est pourquoi des éléments de la colonne de pneus du milieu se retrouvent au-dessus de la dalle. Cela n'a pas d'influence sur la modélisation, car la dalle ne passe pas au travers des colonnes de pneus.

La Figure IV 26 compare l'évolution des comportements des structures sandwichs numérique et réelle lors d'un essai d'impact correspondant à une hauteur de chute de 7 m (45 kJ). L'évolution numérique et expérimentale est semblable ; 3 instants de l'impact peuvent être comparées :

- Le premier instant à  $t_0+17$  ms met en évidence le contact entre l'impacteur et la dalle par une légère mise en flexion de la dalle dans le sens de la largeur à mi-longueur.
- Le deuxième instant à  $t_0+74$  ms correspond au maximum de la mise en charge de la structure. La Figure IV 26 montre clairement la mise en flexion de la dalle et l'écrasement des colonnes de pneus, notamment celle du milieu.
- Le dernier instant correspond à la fin de la simulation numérique à  $t_0+200$  ms. Le rebond de la dalle et de l'impacteur observé expérimentalement est bien rendu par le modèle numérique. Aussi, un décalage entre la grave et la colonne de pneus est représenté par la simulation numérique.

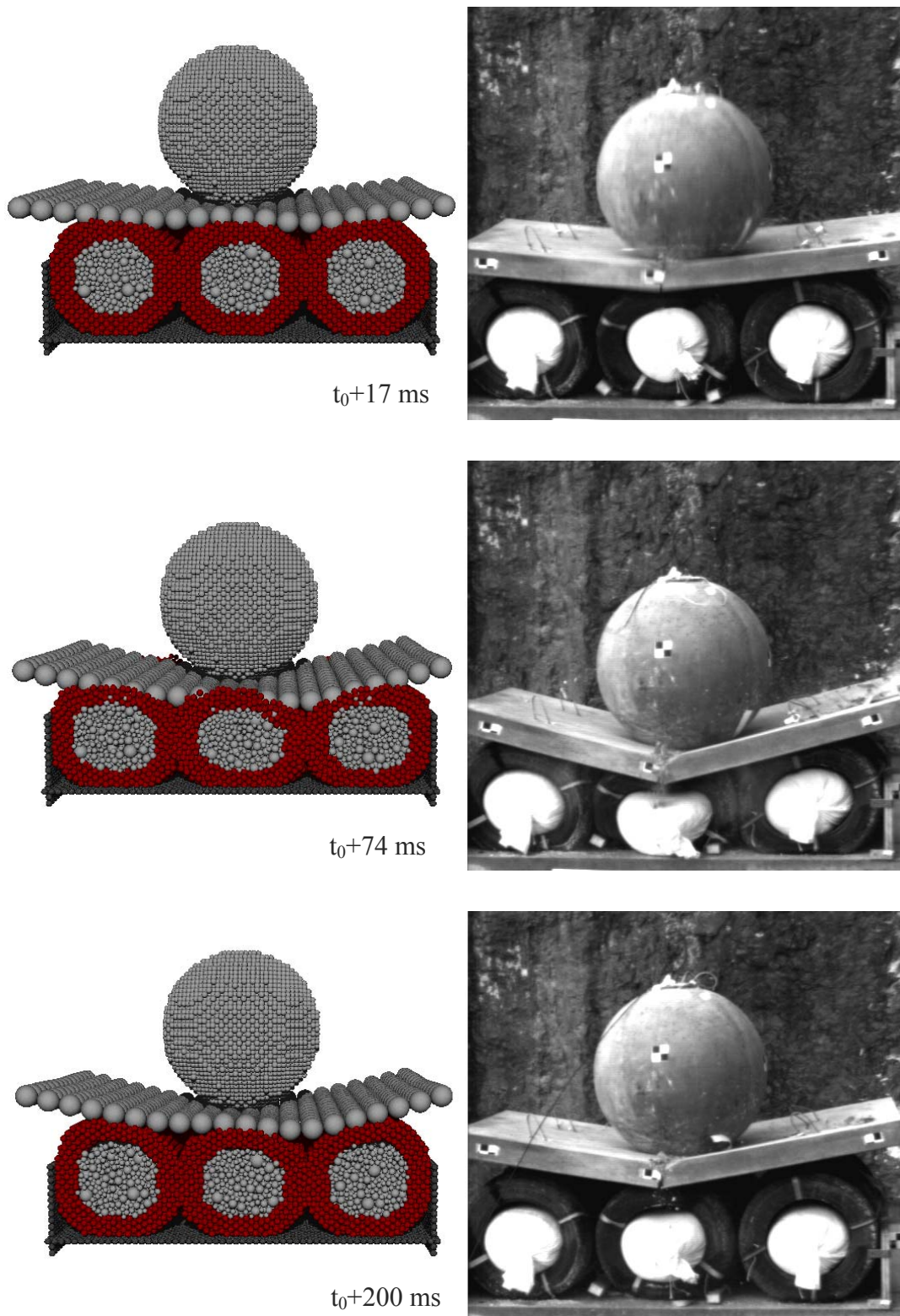


Figure IV 26 : Comparaison numérique-expérimental pour une hauteur de chute de 7 m (45 kJ)



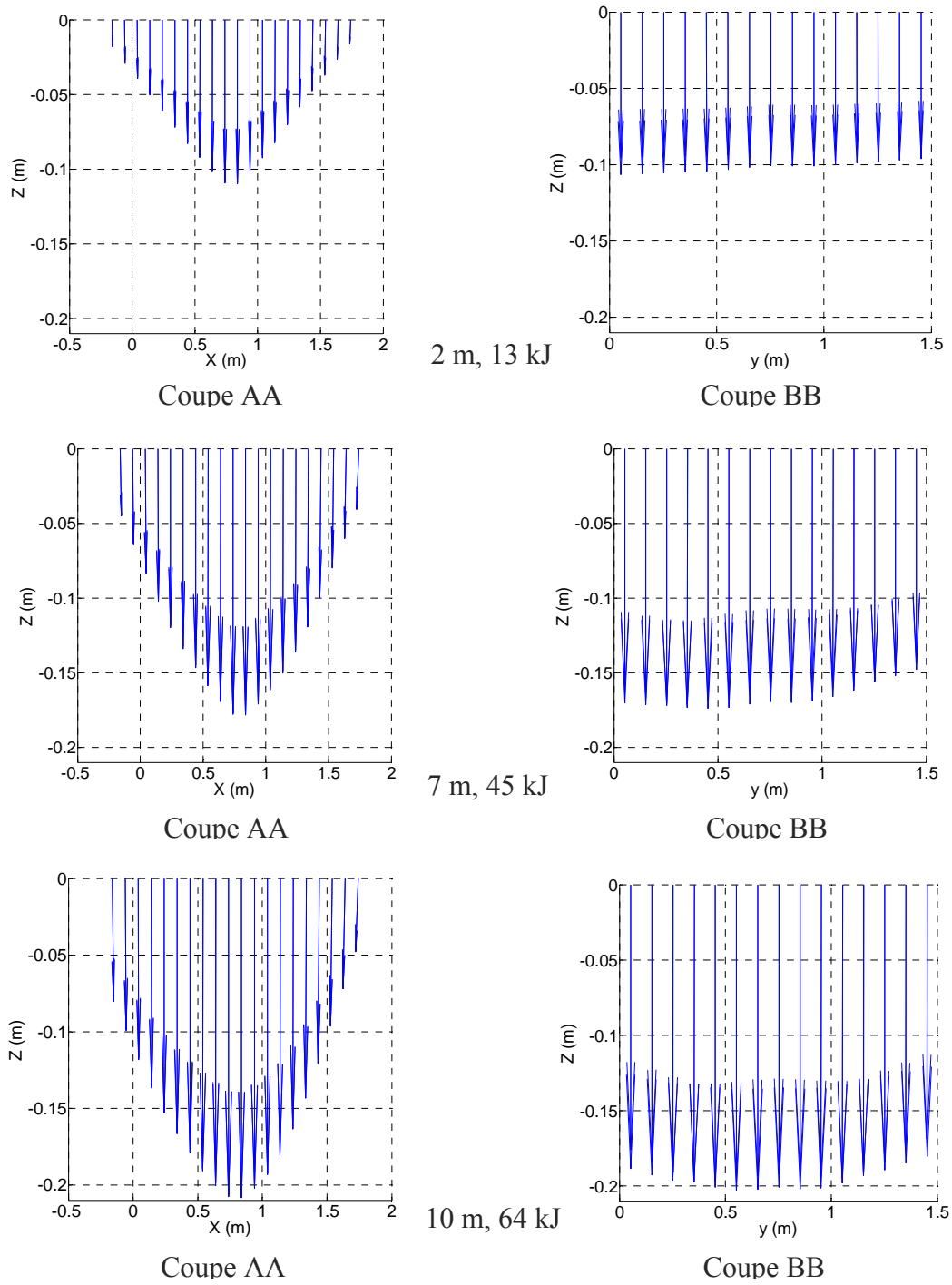


Figure IV 27 : Champs de déplacement de la dalle en béton armé au maximum du chargement pour des hauteurs de chute de 2, 7 et 10 m, (13, 45 et 64 kJ) selon les coupes AA et BB de la Figure IV 23

	h=2 m, 13 kJ		h=7 m, 45 kJ		h=10 m, 64 kJ	
	num	exp	num	exp	num	exp
déplacement max C1 (cm)	5	8	10	7	14	15
déplacement max C2 (cm)	11	11	18	24	21	31
déplacement max C3 (cm)	5	10	10	9	12	16

**Tableau IV 5 : Récapitulatif des déplacements maximums numériques et expérimentaux des cibles de la dalle pour les impacts à 2, 7 et 10 m de hauteur de chute.**

La Figure IV 27 décrit les champs de déplacement de la dalle en coupes AA (mi-largeur, dans le sens de la longueur) et BB (mi-longueur, dans le sens de la largeur) (Figure IV 23) entre le début de l'impact et le maximum de chargement pour les hauteurs de chute de 2, 7 et 10 m (13, 45 et 64 kJ). Ces champs de déplacement mettent en évidence la flexion importante de la dalle dans le sens de la longueur à mi-largeur de la dalle suivant la coupe AA. Par contre, dans le sens de la largeur à mi-longueur de la dalle (coupe BB), les déplacements sont quasiment homogènes lors de tous les impacts.

Plus la hauteur de chute est élevée et plus le déplacement de la dalle augmente. Le Tableau IV 5 récapitule les déplacements maximums numériques et expérimentaux des cibles C1, C2 et C3 de la dalle en béton armé (Figure IV 23) pour les hauteurs de chute de 2, 7 et 10 m. Le déplacement numérique maximum de la cible C2 passe de 11 cm, pour une hauteur de chute de 2 m, à 21 cm pour une hauteur de chute de 10 m. Aussi, la mise en flexion numérique de la dalle (écart de déplacement entre la cible C2 et les cibles C1, C3) augmente légèrement avec la hauteur de chute (Figure IV 27). Pour une hauteur de chute de 2 m, l'écart est de 6 cm et pour une hauteur de chute de 10 m, il est de 8 cm. Selon la coupe BB, les déplacements de la dalle sont homogènes pour les hauteurs de chute de 2 et 7m. Par contre, une très faible mise en flexion est observée pour une hauteur de chute de 10 m, mais elle reste négligeable par rapport à la flexion selon la coupe AA.

- Pour une hauteur de chute de 2 m (13 kJ), les déplacements maximums expérimental et numérique de la cible C2 sont identiques. Par contre, les déplacements numériques des cibles C1 et C3 sont plus faibles que les déplacements expérimentaux ; la mise en flexion numérique de la dalle est 2 fois plus importante que la flexion observée lors de l'essai expérimental.
- Pour une hauteur de chute de 7 m (45 kJ), le déplacement numérique est plus faible pour la cible C2 et plus grand pour les cibles C1 et C3. La mise en flexion numérique est, dans ce cas, moins élevée que celle observée lors de l'essai expérimental.
- Pour une hauteur de chute de 10 m (64 kJ), le déplacement numérique de la cible C2 est très inférieur au déplacement expérimental. Le déplacement numérique maximum est de 21 cm alors qu'il est de 31 cm expérimentalement. En revanche, les

déplacements numériques et expérimentaux des cibles C1 et C3 sont du même ordre de grandeur (14 cm). Lors de cette simulation numérique, la flexion de la dalle ne correspond plus à la flexion mesurée expérimentalement.

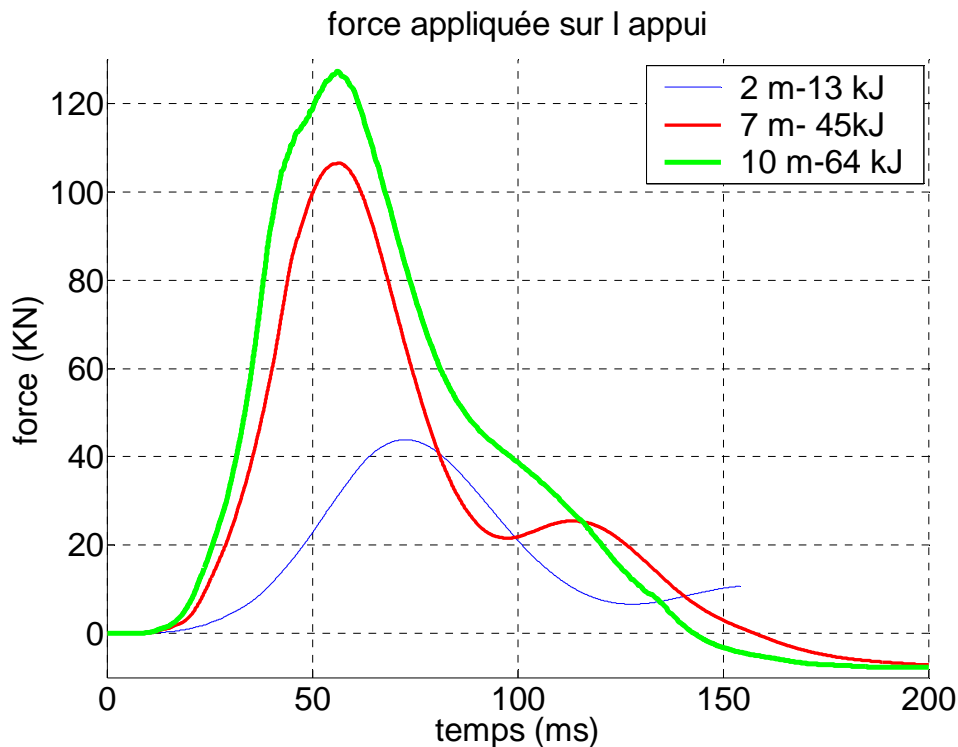


Figure IV 28 : Evolution de l'effort numérique transmis en fonction du temps pour une hauteur de chute de 2, 7 et 10 m

	h=2 m, 13 kJ		h=7 m, 45 kJ		h=10 m, 64 kJ	
	num	exp	num	exp	num	exp
Effort max transmis (kN)	44	95	107	250	127	500
temps de sollicitation (ms)	161	-	151	160	136	64

Tableau IV 6 : Comparaison des efforts et temps de sollicitation expérimentaux et numériques

La Figure IV 28 décrit l'évolution des efforts transmis par la structure en fonction du temps pour des hauteurs de chute de 2, 7 et 10 m. Plus la hauteur de chute augmente et plus la valeur du pic d'effort transmis est élevée, conformément aux essais expérimentaux. Pour une hauteur de chute de 2 m, le maximum d'effort est de 44 kN, pour 7 m, 107 kN et pour 10 m, 127 kN.

Jusqu'à 45 kJ, la valeur du temps de sollicitation est bien représentée ; pour une hauteur de chute de 7 m, le temps de sollicitation numérique est de 151 ms alors que nous avons mesuré 160 ms lors des essais expérimentaux (Tableau IV 6). Par contre, les efforts maximums transmis numériques sont 2 fois plus faibles que les efforts expérimentaux. Cet écart est

constant pour les essais numériques correspondant à des hauteurs de chute de 2 et 7 m, ce qui montre une évolution semblable entre le modèle numérique et les essais expérimentaux.

Au-delà de 45 kJ, les valeurs des résultats numériques et expérimentaux divergent. L'étude du champ de déplacements de la dalle a montré que la flexion numérique ne correspond pas à la flexion mesurée expérimentalement lors de l'essai effectué à 10 m de hauteur de chute. L'effort maximum transmis par le modèle numérique est bien plus faible que l'effort expérimental. Le temps de sollicitation modélisé n'est plus du tout en concordance avec celui enregistré lors des essais expérimentaux ; le temps de sollicitation numérique est de 136 ms et 64 ms lors de l'essai expérimental. (Tableau IV 6)

### **IV.3.3 Discussion**

Lors de l'étude numérique des champs de déplacements verticaux de la dalle, nous avons remarqué que la flexion dans le sens de la longueur n'est pas assez importante dès une énergie d'impact de 45 kJ. Différentes causes peuvent être citées :

- Le confinement numérique est plus important que le confinement expérimental. Le modèle numérique ne prend pas en compte le faible confinement de la grave par les chaussettes de géotextile extensible. En limitant les déplacements de la grave en bout des colonnes, le déplacement global de la structure est limité et donc peut limiter le phénomène de mise en flexion.
- La modélisation simple, par un cylindre d'épaisseur pleine, de la colonne de pneus peut jouer aussi sur l'effet de confinement. Lors de la simulation numérique, les déplacements latéraux des colonnes de pneus sont bloqués comme lors des essais expérimentaux. Néanmoins, en réalité les flancs des pneus sont vides et les pneus s'écrasent pendant l'impact. La modélisation numérique des colonnes pneus montre une déformation latérale importante des colonnes de pneus. Ce comportement numérique joue en faveur d'un confinement et donc peut limiter le phénomène de flexion. De plus, la valeur de la rigidité tangentielle,  $k_s$ , des éléments discrets représentant la colonne de pneus a été fixée à  $0,1.k_n$  pour représenter un coefficient de Poisson élevé correspondant à la gomme des pneus. Ce coefficient élevé provoque un effet de confinement lors de l'impact pouvant aussi expliquer la faible mise en flexion de la dalle.
- Enfin, nous avons fait le choix de modéliser simplement la dalle en béton armé par une seule épaisseur d'éléments et d'utiliser la loi de transfert de moment pour représenter la flexion. Nous constatons qualitativement que la flexion est bien représentée grâce à cette loi. Cette vision est peut être trop simpliste pour représenter

les phénomènes de flexion d'une dalle en béton de faible épaisseur renforcée par deux nappes de treillis soudé soumise à l'impact d'un bloc rocheux.

Les efforts transmis par le modèle numérique sont plus faibles que les efforts transmis mesurés lors des essais expérimentaux. Nous pouvons aussi citer différentes pistes de réflexion :

- En premier lieu, nous avons vu que le déplacement numérique d'ensemble de la structure lors de l'impact est plus faible que celui mesuré lors des essais expérimentaux. Les colonnes de pneus numériques, élastiques, en se déformant moins, transmettent moins d'effort à la plaque d'appui.
- Comme la flexion numérique de la dalle est plus faible que la flexion expérimentale, le modèle numérique dissipe plus d'énergie en sollicitant plus largement la grave contenue dans les colonnes de pneus. Cela peut expliquer la faible transmission des efforts. De plus, l'écart entre les efforts expérimentaux et numériques augmente pour une énergie d'impact de 64 kJ car le comportement à la flexion de la dalle est complètement différent. Le modèle numérique montre que la dalle répartit encore l'effort sur les 3 colonnes malgré la mise en flexion de celle-ci, alors que, lors des essais expérimentaux, la dalle est fortement endommagée par flexion et l'effet de répartition est très faible, ce qui induit des efforts transmis expérimentaux bien plus élevés.
- Comme les colonnes de pneus numériques ne s'écrasent pas pendant l'impact mais se déforment verticalement et aussi horizontalement, l'effet de confinement joue également en faveur d'une faible transmission des efforts sur l'appui. De plus, la structure réelle des pneus est bien plus complexe que celle modélisée. Les flancs des pneus sont renforcés par des fibres métalliques qui peuvent augmenter la rigidité de la structure pendant l'impact. Les simulations numériques montrent que les efforts transmis en fonction du temps décrivent un deuxième pic d'effort que nous n'avons pas observé lors des essais expérimentaux. Ce deuxième pic numérique provient d'un mouvement d'oscillation de la grave contenue dans les colonnes de pneus rendu possible par la faible rigidité et la très faible masse volumique assignées aux éléments discrets représentant les colonnes de pneus.

## **IV.4 Bilan et perspectives**

La démarche adoptée a été de modéliser, avec SDEC, le plus simplement possible la structure sandwich afin de représenter au mieux son comportement dynamique lors d'un impact de bloc

rocheux. Nous avons choisi de modéliser simplement les colonnes de pneus par des cylindres creux, remplis de grave, d'une épaisseur correspondant à la largeur des flancs des pneus en considérant cette structure complètement élastique. Nous avons aussi fait le choix de représenter simplement la dalle en béton armé par une seule épaisseur d'éléments en utilisant une loi de transfert de moment pour représenter la flexion.

Nous avons montré que la procédure de calage adoptée, consistant à fixer les paramètres locaux élastiques et plastiques des différents matériaux par des essais quasi-statiques pour représenter le comportement macroscopique, permet de modéliser qualitativement des essais de lâchers de blocs sur des ouvrages de protection composites tels que la structure sandwich. Une comparaison de l'évolution du comportement de l'ouvrage numérique et expérimental a été menée pour un essai effectué à 7 m de hauteur de chute soit 45 kJ. Nous avons montré que la chronologie et la durée du temps de sollicitation sont identiques. La modélisation permet de représenter qualitativement la flexion de la dalle, la grande déformation des colonnes de pneus et le rebond de l'ensemble dalle-impacteur.

Au-delà de 45 kJ, les résultats du modèle numérique présentent un écart avec les résultats expérimentaux. Il existe des différences entre le modèle numérique et expérimental qui peuvent expliquer cet écart :

- Les conditions aux limites ne sont pas rigoureusement les mêmes. Nous avons bloqué numériquement les déplacements de la grave aux deux extrémités des colonnes de pneus par des parois alors que la grave est contenue dans les chaussettes de géotextile en réalité.
- Nous avons fait le choix d'une modélisation simple des colonnes de pneus par des cylindres creux d'une épaisseur correspondant à la largeur des flancs des pneus en les considérant totalement élastique. La réalité est plus complexe. De plus, nous avons vu que cette modélisation entraîne un effet de confinement avec les parois latérales. Dans un premier temps, la valeur de la rigidité tangentielle pourrait être modifiée pour évaluer son influence sur l'effet de confinement. Ensuite, la modélisation des colonnes de pneus pourrait être affinée pour prendre en compte leur géométrie réelle.
- La dalle en béton armé est représentée simplement par une seule épaisseur d'éléments et une loi de transfert de moment permet de représenter la flexion. En réalité, la dalle est composée de béton et de deux nappes de treillis soudés. Il serait intéressant de prendre en compte les aciers dans le modèle numérique afin d'estimer l'effet des phénomènes d'endommagement du béton (poinçonnement de la dalle) et de flexion des aciers sur la réponse dynamique de l'ouvrage.

La modélisation par la méthode aux éléments discrets d'impacts sur des structures composites est prometteuse, car elle permet de représenter qualitativement divers mécanismes observés lors de la campagne expérimentale. Des travaux complémentaires seront encore nécessaires pour reproduire quantitativement les essais afin d'envisager un dimensionnement d'ouvrages à partir de telles modélisations numériques.

Cependant, cette première modélisation simple de la structure sandwich permettrait d'étudier l'influence relative de différents paramètres sur la réponse dynamique de l'ouvrage comme l'influence des rigidités des différentes parties de l'ouvrage, la modification du palier plastique de la dalle en béton armé, l'influence de la forme ou de la taille de l'impacteur...





# Conclusions et perspectives

## Conclusions

Cette thèse aborde le domaine de la protection passive contre les chutes de blocs rocheux. Elle a permis de concevoir et d'étudier un nouveau système composite de protection dissipatif, le mur sandwich, afin de protéger des habitations ou des voies de communications pour une gamme d'énergie de quelques centaines de kilojoules.

Le principe de l'ouvrage sandwich est de diminuer l'intensité de l'effort transmis à une structure d'appui en acceptant l'endommagement. Le système dissipatif est un système composite constitué de deux couches :

- La première couche est une structure rigide composée d'une dalle en béton armé (acier :  $60 \text{ kg.m}^{-3}$ ) d'une épaisseur de 10 cm. Elle a pour but de répartir l'effort sur la deuxième couche et de dissiper l'énergie par endommagement.
- La deuxième couche est une couche composée de matériaux granulaires insérés dans des chaussettes de géotextile extensible contenues dans des colonnes de pneus de voiture usagés. Cette couche, très déformable, dissipe l'énergie par friction entre les grains.

L'intérêt d'utiliser des chaussettes de géotextile contenues dans des colonnes de pneus de voiture est de laisser vide le flanc des pneus pour favoriser une large déformation et donc augmenter l'effet de dissipation par friction.

Dans un premier temps, une pré-campagne expérimentale de lâcher de blocs sur modèle réduit a été menée. Elle a permis d'écarter l'utilisation de pouzzolane comme matériau granulaire

dissipatif et de préférer de la grave 0-31,5 mm. La diminution de l'effort transmis grâce à l'effet de répartition de la dalle en béton a été clairement montrée si le matériau granulaire a la possibilité de se déformer pour favoriser la dissipation par friction entre les grains. En effet, la disposition de la couche de matériau granulaire dissipatif représente un point clé dans le processus de dissipation.

Des essais de compression quasi-statiques ont été effectués sur la structure sandwich dans le but d'évaluer son comportement et sur une colonne de pneus pour caler les paramètres du modèle numérique. De plus, les essais ont montré deux phases distinctes : une première phase où la pente de l'effort en fonction de la déformation de la structure est faible. Cette phase correspond à l'écrasement seul des colonnes de pneus. Puis, une deuxième phase où la pente est plus élevée correspondant à la mise en charge progressive des colonnes de pneus et de la grave.

Enfin, une campagne expérimentale de lâcher de blocs à l'échelle de l'ouvrage a été réalisée afin de quantifier les efforts transmis par la structure sandwich pour une énergie cinétique d'impact allant jusqu'à 90 kJ. Le comportement dynamique de la structure sandwich peut se décomposer en 3 parties :

- 0 – 13 kJ : la structure est très peu endommagée, les efforts transmis sont faibles et aucun remplacement du système dissipatif est nécessaire.
- 13 – 50 kJ : l'endommagement de la dalle par flexion est marqué. Cependant, l'effet de répartition est satisfaisant et la transmission des efforts reste faible (250 kN). Le système de dissipation de la structure doit être remplacé en totalité.
- + 50 kJ : la dalle est fortement endommagée. L'effet de répartition n'est plus efficace et la transmission des efforts est très importante. Pour 90 kJ, l'effort transmis est de 800 kN. Le système de dissipation doit être aussi remplacé en totalité.

La structure sandwich simple paraît bien adaptée pour des faibles énergies cinétiques de l'ordre de 50 kJ voire 100 kJ, mais l'évolution de l'effort laisse penser qu'elle ne sera plus aussi efficace pour des énergies supérieures à 100 kJ. Des essais d'impact à 90 kJ ont montré que l'effort transmis par un double sandwich est semblable à celui transmis par un simple sandwich à 50 kJ. Le double sandwich paraît mieux adapté pour diminuer l'intensité de la force transmise par une meilleure répartition.

En parallèle, des simulations numériques grâce à la méthode des éléments discrets, et plus particulièrement le code SDEC, ont été réalisées. Une procédure de calage des paramètres locaux a été proposée pour modéliser la réponse dynamique de la structure sandwich à une chute de bloc. Les paramètres élastiques et plastiques des différents matériaux sont calés à partir d'essais quasi-statiques, réalisés au cours de la thèse, comme les essais triaxiaux sur la

grave ou un essai de compression simple sur une colonne de pneus. Pour simuler le comportement de géomatériaux comme de la grave, le choix a été de garder la forme sphérique des particules pour faciliter la détection des interactions et d'ajouter une loi de transfert de moment. Cette loi, implémentée par J. Plassiard [Plassiard 2007], a pour but de limiter la rotation des particules afin d'augmenter le frottement inter-granulaire. De plus, cette loi permet de modéliser la dalle en béton armé par une seule épaisseur d'éléments. La flexion est alors pilotée simplement par la loi de transfert de moment.

Des simulations de lâcher de bloc ont été réalisées en gardant les paramètres locaux calés à partir des essais quasi statiques inchangés. Pour une gamme d'énergie allant jusqu'à 45 kJ, le modèle permet de modéliser qualitativement des essais de lâchers de blocs sur des ouvrages de protection composites tels que la structure sandwich. La chronologie et la durée du temps de sollicitation sont identiques. Par contre, les efforts numériques transmis sont deux fois plus faibles que ceux mesurés lors des essais expérimentaux. Au-delà de 45 kJ, les résultats du modèle numérique présentent un écart important avec les résultats expérimentaux. Cet écart peut s'expliquer par des différences entre les deux modèles au niveau des conditions aux limites, de la représentation simple des colonnes de pneus par des cylindres creux purement élastiques et de la représentation simplifiée de la dalle en béton armé par une seule épaisseur d'éléments en utilisant une loi de transfert de moment pour représenter la flexion.

## **Perspectives**

D'un point de vue numérique, le travail de thèse a montré que la modélisation par la méthode aux éléments discrets d'impacts sur des structures composites est prometteuse, car elle permet de représenter qualitativement divers mécanismes observés lors de la campagne expérimentale. Des travaux complémentaires seront encore nécessaires pour reproduire quantitativement les essais afin d'envisager un dimensionnement d'ouvrages à partir de telles modélisations numériques.

Pour obtenir de meilleurs résultats, il faudrait représenter plus finement les colonnes de pneus en prenant en compte leur géométrie réelle. Aussi, la dalle en béton armé pourrait être modélisée par plusieurs épaisseurs d'éléments afin de mieux représenter les phénomènes d'endommagement lors de l'impact et de modéliser les nappes de treillis soudés.

## *Conclusions et perspectives*

Cependant, cette première modélisation simple de la structure sandwich permettrait d'envisager une étude paramétrique relative sur sa réponse dynamique. L'étude de l'influence de différentes rigidités, de la valeur limite du palier plastique en rotation de la dalle en béton armé, de la forme ou de la taille de l'impacteur peut être menée.

D'un point de vue expérimental, le double sandwich a montré un effet de dissipation plus important lors de l'impact effectué à 90 kJ. Il serait intéressant de tester la réponse du double sandwich pour des énergies d'impact supérieures à 90 kJ afin de connaître ses limites. En impactant l'ouvrage sandwich, nous avons constaté un fort endommagement de la dalle en béton armé, même pour des énergies d'impact très faibles. D'autres technologies de plaques rigides pourraient être testées. De plus, un renforcement du ferrailage pourrait être envisagé pour limiter l'endommagement de la dalle à l'impact afin d'étudier l'intensité de la transmission des efforts lorsque la dalle remplit totalement son rôle de répartition sur la couche granulaire déformable. Enfin, des impacts pourraient être mis en place avec de vrais blocs rocheux afin d'évaluer la dissipation de l'énergie par la fracturation du bloc pendant l'impact.

En conclusion, la structure sandwich présente certains avantages comme une faible transmission des efforts pour une faible épaisseur (de l'ordre du mètre) et un faible coût en employant des matériaux revalorisés (pneus de voitures usagés). Les essais expérimentaux ont permis de connaître la capacité d'absorption et le comportement de l'ouvrage sandwich pour différentes gammes d'énergies. Ces premiers résultats constituent une large base de données pour les modèles numériques et ouvrent de réelles perspectives pour l'ingénierie.

## *Conclusions et perspectives*

## *Conclusions et perspectives*

# Bibliographie

- [1995 PFC3D] (Particle Flow Code 3 Dimensions), Version 1.1. Itasca Consulting Group Inc., Minneapolis, Minn.
- [Allen 1987] Allen M. P., Tildesley D. J., Computer simulation of liquids, 1987
- [Bardet 1997] Bardet J-P., Introduction to computational granular mechanics. In Actes Du Colloque CISM. Udine, 1997
- [Bardet 1998] Bardet J. P., Introduction to computational granular mechanics, In Behaviour of granular materials, pp. 99-169, 1998
- [Bathurst 1988] Bathurst R. J., Rothenburg L., Micromechanical aspects of isotropic granular assemblies with linear contact interactions, Journal of applied mechanics, 55(1), pp. 17-23, 1988
- [Besson 1996] BESSON Liliane, Les risques naturels en montagne, traitement, prévention, surveillance, Artès Publialp, 1996, 438p.
- [Berthet-Rambaud 2004] Berthet Rambaud P., Structures rigides soumises aux avalanches et chutes de blocs : modélisation du comportement mécanique et caractérisation de l'interaction « phénomène-ouvrage », Thèse de l'université Joseph Fourier, 286p, 2004
- [Bertrand 2006] Bertrand D., Modélisation du comportement mécanique d'une structure cellulaire soumise à une sollicitation dynamique localisée, Application aux structures de protection contre les éboulements rocheux, Thèse de l'université Joseph Fourier, 197p, 2006
- [Brossard] Brossard JP, Mécanique générale, Dynamique : théorie classique du choc, Techniques de l'Ingénieur, traité Sciences fondamentales,
- [Burlion 2001] Burlion N., Pijaudier-Cabot G., Dahan N., Experimental analysis of compaction of concrete and mortar, International journal for numerical and analytical methods in geomechanics 25, 1467-1486, 2001.
- [Camborde 1999] Camborde F., Modélisation du comportement dynamique du béton, application aux problèmes d'impacts et d'explosions, Thèse de l'école Centrale de Nantes, 1999
- [Camborde 2000] Camborde F., Mariotti C., Donzé F. V., Numerical study of rock and concrete behaviour by discrete element modelling, Computer and geotechnics, 27, 225-247, 2000

- [Cambou 2001] Cambou B., Jean M. Micromécanique des matériaux granulaires, Hermes Sciences Eds, 2001
- AMMAN W, Concrete structures under impact and impulsive loading, Synthesis Report, Bulletin d'information N°187, CEB comité euro-international du béton, 1988
- [Calvetti 1997] Calvetti F., Combe G., Lanier J., Experimental micromechanical analysis of 2d granular material: Relation between structure evolution and loading path. *Mechanics of cohesive-frictional Materials* 2 (2), 121-163, 1997
- [Calvetti 2003] Calvetti F., Viggiani G., Tamagnini C., A numerical investigation of the incremental non-linearity of granular soils. *Italian geotechnical journal, Special Issue on Mechanics and Physics of Granular Materials*, 37, 11-29, 2003
- [Calvetti 2004] Calvetti F., Analisi dell'impatto di blocchi in roccia su strati ammortizzanti granulari. Technical Report. Dipartimento di Ingegneria Strutturale, Politecnico di Milano, 2004
- [CEB 1988] CEB, Comité euro-international du béton, AMMAN W, Concrete structures under impact and impulsive loading, Synthesis Report, Bulletin d'informatin N°187, 1988
- [Chareyre 2003] Chareyre B., Modélisation du comportement d'ouvrages composites sol-géosynthétique par éléments discrets – application aux ancrages en tranchées en tête de talus, Thèse de doctorat, UJF – Université Joseph Fourier Grenoble I, 2003
- [Courant 1928] Courant R., Friedrichs K. O., Lewy H., Uber die partiellen differenzengleichungen der mathematischen physik. *Math. Ann.* 100 (32), 1928
- [CRS 1991] Colorado Rockfall Studies, Department of Highways, State of Colorado, TR News 154, May-June 1991
- [Cundall 1971] Cundall P. A., A computer model for simulating progressive large scale movements of blocky rock systems. In proceedings of the Symposium of the International Society of Rock Mechanics, pp. 132-150, Nancy, France, 1971
- [Cundall 1979] Cundall P. A., Strack O.DL., A discrete numerical model for granular assemblies, *Geotechnique* vol 29, pp. 47-65, 1979
- [Cundall 1997] Cundall P. A., Distinct Element Model of Rock and Soil Structure, in *Analytical and Computational Methods in Engineering Rock Mechanics*, Ch. 4, pp. 129-163, E.T.brown, Ed. London: Allen & Unwin
- [Cundall 1992] Cundall P., Hart R. D., Numerical modeling of discontinua. *Engineering computations* 9, 101-113, 1992
- [Delhomme 2005] Delhomme Fabien, Etude du comportement sous impact d'une structure pare-blocs en béton armé, Thèse de l'université de Savoie, 2005, 234p.



- [Delhomme 2005] Delhomme F., Mommessin M., Mouglin J.P; Perrotin P., Behavior of a structurally dissipating rock-shed : experimental analysis and study of punching effects, International journal of solids and structures, p4204-4219, 2005
- [Descoeudres 1997] Descoeudres F, Aspects géomécaniques des instabilités de falaises rocheuses et des chutes de bloc, publi. SSMSR, 135, PP. 3-11, 1997
- [Descoeudres 1999] Descoeudres F., Montani-Dtoffel S., Boll A., Gerber W. & Labiouse V. (1999). Rockfalls. Disaster Resilient Infrastructure. Minor, H. E. (Ed.) Internat. Decade Natural Disaster Reduction (IDNDR), 37-47.
- [Donzé 2001a] Donzé, F. V., S.-A. Magnier, S. Montani & F. Descoeudres, Numerical simulation of rock block impacts on soil-covered sheds by a discrete element method, ISRN GEONUM-NST--2001-02--FR+ENG, 2001
- [Donzé 2001b] Donzé F. V., SDEC (Spherical Discret Element Code), Version 2.00, isrn geonum-nst-2001-03-fr edn. [www.geonum.com](http://www.geonum.com), France, 2001
- [Dragon 2000] Dragon A., Hild F., Rota L., Trumel H., Modélisation du comportement et de la rupture des matériaux sous sollicitations dynamiques, Mec Ind, 1, pp. 521-537, 2000
- [EMPA 1966] EMPA-Untersuchungsbericht Nr. 24'040 vom 30. Dezember 1966, Fallversuche an Elementen für Steinschlaggalerien, Strassenbauamt des Kantons Schwyz, Laboratoire fédéral d'essais des matériaux et Institut de recherches, Industrie, Génie Civil, Arts et Métiers – Dübendorf
- [Eurocode 1 1998] Eurocode 1, Base de calcul et actions sur les structures-Partie 2-7 : Action sur les structures-Actions accidentelles dues aux chocs et explosions, Août 1998
- [Geradin 1994] Geradin M., Dixen M., Mechanical Vibrations, chap 7, Direct Time Integration Methods. John Wiley, 1994
- [Gerber 2001] Gerber W., Directive sur l'homologation de filets de protection contre les chutes de pierres, office fédéral de l'environnement, des forêts et du paysage (OFEPF), L'environnement pratique, Berne, 2001
- [Gervois 1993] Gervois A., Bideau D., Some geometrical properties of two-dimensional hard disk packings, Disorder and Granular media, ed. par D. Bideau et A. Hansen, Elsevier, p. 1631, 1993
- [Heidenreich 2004] HEINDENREICH Barbara, Small and half scale experimental studies of rockfall impact on sandy slopes, 2004, 231p.
- [Heierli 1981] Heierli W., Merk A., Temperli A., «Schutz gegen Steinschlag. Forschungsarbeit 6/80 auf Antrag der Vereinigung Schweizerischer Straßenfachleute (VSS)» Bundesamt fuer Straßenbau, Bern. 138 S, 1981.
- [Goldsmith 1960] Goldsmith W., Impact, Edward Arnold LTD, 1960

- [Hentz 2003] HENTZ S., DAUDEVILLE D., DONZE F., modelling of reinforced concrete structure subjected to impact by the discret element method, 16<sup>th</sup>ASCE Engineering Mechanics Conference, 2003
- [Hertz 1881] Hertz H., *Angewandte Mathematik*, 92, 1881
- [Huang 1999] Huang H., Discrete element modelling of tool-rock interaction. Phd thesis, University of Minnesota, 1999
- [Interreg IIC 2001] Programme INTERREG II C « Falaises », *Prévention des mouvements de versants et des instabilités de falaises*, 2001, 239p.
- [IVOR 2001] IVOR (Innovations Validées sur Ouvrages de Références) Couverture pare-blocs structurellement dissipante, direction de la recherche et des affaires scientifiques et techniques, 2001
- [Iwashita 2003] Iwashita K., Oda M., Numerical simulation of granular materials flow in silo by modified distinct element method. In *Numerical Modeling in Micromechanics Via Particle Methods* (ed. H. Konietzky), pp. 53-60. Germany : Balkema
- [Jean 1992] Jean M., Moreau J. J., Unilaterality and granular friction in the dynamics of rigid body collections, A. Curniers Eds – Proc. Of the contact mechanics international symposium, Lausanne, 1992
- [Jean 1999] Jean M., Non Smooth contact dynamics method, *Computer methods in applied mechanics and engineering*, 177, 235-257, 1999
- [Jodrey 1985] Jodrey W. S., Tory E. M., Computer simulation of close random packing of equal spheres. *Physical review A* 32 (4), 2347-2351, 1985
- [Kawase 2001] Kawase R, Kishi N, Konno H, Matsuoka KG, Falling-weight impact tests and impact response analyses of two-layered absorbing system, 4<sup>th</sup> Asia-Pacific Conference on SHOCK & IMPACT LOADS ON STRUCTURES : November 21 – 23, Singapore, 2001
- [Kert 1995] Kert C., Les techniques de prévision et de prévention des risques naturels: Les séismes et mouvement de terrains, Rapport de l'Office Parlementaire d'Evaluation des choix Scientifiques et Technologiques ([www.assemblee-nat.fr](http://www.assemblee-nat.fr)), 1995
- [Kishi 1999] Kishi N., Absorbing performance of sand cushion and three-layered absorbing system, 3<sup>th</sup> Asia-Pacific Conference on SHOCK & IMPACT LOADS ON STRUCTURES: November 24-26, Singapore, 1999
- [Kishi 2002a] Kishi N., Konno H., Ikeda K, Matsuoka K. G., Prototype impact tests on ultimate impact resistance of PC rock-sheds, *International Journal of Impact Engineering* 27, 969-985, 2002
- [Kishi 2002b] Kishi N., Mikanmi H., Matsuoka K. G., Anado T., Impact behavior of shear-failure-type RC beams without shear rebar, *International Journal of Impact Engineering* 27, 955-968, 2002

- [Kusano 1992] Kusano N., Aoyagi T., Aizawa J., Ueno H., Morikawa H, Kobayashi N., Impulsive local damage analyses of concrete structure by distinct element method 138, 105-110, 1992
- [Labiouse 1994] LABIOUSE V., DESCOEUDRES F., MONTANI S., SCHMIDHALTER C.A., Etude expérimentale de la chute de blocs rocheux sur une dalle de béton armé recouverte par des matériaux amortissants, Revue française de géotechnique, 69, pp. 41-61, 1994.
- [Lal 1983] Lal K. M. Low velocity transverse impact behaviour of 8-ply graphite-epoxy laminates. Journal of reinforced Plastic Component, vol 2, p. 216-225, 1983
- [LCPC 2001] LCPC, Parades contre les instabilités rocheuses : chute de pierres, chute de blocs, éboulements, Collection environnement, Les risques naturels, Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, 2001
- [Lee 1940] Lee E. H. The impact of a mass striking a beam. Journal of applied Mechanics A, p. 129-88, 1940
- [Li 2003] LI QM, CHEN XW, Dimensionless formulae for penetration depth of concrete target by non deformable projectile, International journal of impact engineering 28, 93-116, 2003
- [Lorentz 2005a] LORENTZ J., DONZE F., PLOTTO P., Etude de la capacité de dissipation d'une structure de protection multicouche contre les chutes de blocs rocheux, XXIII<sup>èmes</sup> Rencontres Universitaires de Génie Civil 2005 – Risque & Environnement, 8p., 2005
- [Lorentz 2005b] LORENTZ J., DONZE F., PERROTIN P., PLOTTO P., Experimental study of the dissipative efficiency against rockfall impact, Revue européenne de génie civil, Volume 10/3 – 2006, p. 295-308, 2006
- [Lorentz 2006a] LORENTZ J., DONZE F., PERROTIN P., PLOTTO P., Etude de la capacité de dissipation d'une structure de protection multicouche contre les chutes de blocs rocheux, Journées Nationales de Géotechnique et de Géologie de l'ingénieur 2006, 8 p., 2006
- [Lorentz 2006b] LORENTZ J., DONZE F., PERROTIN P., PLOTTO P., Experimental study of rockfall impacts on multilayer protective structures, OTAN, 4 p., Croatia, 2006
- [Masuya 1994] Masuya H., Kajikawa Y., Nakata Y., Application of the distinct element method to the analysis of the concrete members under impact, Nuclear engineering and design, vol. 150, pp.367-377, 1994
- [Manche 2000] MANCHE Yannick, Analyse spatiale et mise en place de systèmes d'information pour l'évaluation de la vulnérabilité des territoires de montagne face aux risques naturels, Thèse de l'Université Joseph Fourier, 2000, 171p.

- [Meguro 1989] Meguro K., Hakuno M., fracture analyses of concrete structures by the modified distinct element method. *Structural engineering/earthquake engineering* 6 (2), 283-294, 1989
- [Mestat 1999] Mestat P., Prat M, *Ouvrages en interaction*, Hermes Science Publications, Paris, ISBN 2-7462-0048-1, p. 709-74, 1999
- [Montani 1996] MONTANI S, DESCOEUDRES F. Etude expérimentale de la chute de blocs impactant une dalle en béton armé recouverte par des matériaux amortissant, département fédéral des transports, des communications et de l'énergie, Office fédéral des routes, p-93, 1996.
- [Montani 1998] MONTANI S, sollicitation dynamique de la couverture des galeries de protection lors de chute de blocs, Thèse EPFL, Lausanne, Suisse, 1998
- [Montani 1999] MONTANI S., LABIOUSE V., DESCOEUDRES F., Vertical and inclined impacts of rock blocks on a rock shed model, *Compte rendu du 9e Congrès international de mécanique des roches*, Paris, vol.1, pp. 549-553, 1999
- [Mougin 2005] Mougin JP, Perrotin P., Mommessin M., Tonnelo J., Agbossou A., Rock fall impact on reinforced concrete slab: an experimental approach, *International journal of impact engineering* 31, 169-183, 2005
- [NF 1996] Norme Française P 95-308 (1996), Equipements de protection contre les éboulements rocheux – Ecrans de filets
- [O'Connor 1996] O'Connor R. M., A distributed discrete element modelling environment – algorithms, implementation and applications. Phd thesis, Massachusetts institute of technology, Cambridge, Massachusetts, 1996
- [Oda 1997] Oda M., Iwashita K., Kakiuchi T., Importance of particle rotation in the mechanics of granular materials, *Powders and Grains*, Behringer et Jenkins (dir.), Balkema, Rotterdam, p. 207-210, 1997
- [Peila 1998] PEILA D, PELIZZA S, SASSUDELI F, Evaluation of behaviour of rockfall restraining nets by full-scale tests, *Rock Mechanics and Rock Engineering*, 31 (1), 1-24, 1998
- [Perrotin 2002] Perrotin P., Mommessin M., Mougin JP, Tonnelo J., Etude expérimentale du comportement d'une dalle pare-bloc, *revue française de génie civil* volume 6, 2002
- [Plassiard 2004] Plassiard J., Donzé F., Plotto P., High energy impact on embankments – a numerical discrete approach, *Poc. 9<sup>th</sup> Int. Congr. on NUMerical Model in Geomechanics Rock Mech Ottawa (Canada)*, pp. 609-614, 2004
- [Plassiard 2007] Plassiard J. P., Modélisation par la méthode des éléments discrets de l'impact de blocs rocheux sur des merlons de protection, Thèse de doctorat, Université Joseph Fourier, Grenoble, à paraître

- [Potyondy 1996] Potyondy D. O., Cundall P. A., Lee C. A., Modelling rock using bonded assemblies of circular particles. *Rock Mechanics* pp. 1937-1944, 1996
- [Prat 1995] Prat M., Bisch P., Milliard A., Mestat P., Pijaudier-Cabot G., *La modélisation des ouvrages*, Ed. Hermes, 1995
- [Rajamani 2002] Rajamani R. K., Mishra B. K., Joshi A., Park J., Two and three dimensional simulation of ball and rock charge motion in large tumbling mills. In *discrete Element Method Numerical Modeling of Discontinua* (ed. B Cook & R. Jensen), pp. 409-414. ASCE, Santa-Fe, NM, USA, 2002
- [Rapin 2001] RAPIN François, *Récapitulatif des techniques françaises de protection collective paravalanche*, *Revue Neige et Avalanches*, n°55 juin 1991 réactualisé en novembre 2001.
- [Ruan 2003] Ruan H. H., Yu T. X. Collision between mass spring systems. *International Journal of impact engineering*, 2003
- [Sawamoto 1999] Sawamoto Y., Tsubota H., Kasai Y., Koshiha N., Morikawa H., Analytical studies on local damage to reinforced concrete structures under impact loading by discrete element method. *Nuclear Engineering and Design* 179, 157-177, 1999
- [Sibille 2006] Sibille L., *Modélisation discrètes de la rupture dans les milieux granulaires*, Thèse de doctorat, INPG, Grenoble, 2006
- [Suaris 1981] Suaris W., Shah S. P. Inertial effects in the instrumented impact testing of cementitious composites *Journal of Cement Concrete Aggregates*, ASTM, vol. 3, p. 77-83, 1982
- [Sheng 2002] Sheng Y., Lawrence C., Briscoe B. J., Thornton C., 3D discrete element method (DEM) simulations of powder compaction. In *Discrete Element Method, Numerical Modeling of Discontinua* (ed. B. Cook & R. Jensen), pp. 305-310. ASCE, Santa-Fe, NM, USA, 2002
- [Shi 1989] Shi G, *Discontinuous deformation analysis - A new numerical model for the statics and dynamics of deformable block structures*, 16pp. In 1st U.S. Conf. on Discrete Element Methods, Golden. CSM Press: Golden, CO, 1989
- [Shivakumar 1985] Shivakumar K. N., Elber W., Illg W. Prediction of impact and duration due to low-velocity impact on circular composite laminates. *Journal of Applied Mechanics*, vol. 52, p. 674-680, 1985.
- [Tabor 1951] Tabor D., *The Hardness of Metals*. Clarendon Press, Oxford, 1951
- [Thomas 1990] Thomas G. Beckwith, ROY D. Marangoni, *Mechanical measurements*, fourth edition, pp 779, 1990,
- [Timoshenko 1951] Timoshenko S., Goodier J. N., *Theory of elasticity*, Asian Students Edition, McGraw-Hill Kogakusha, 1951

- [Tonello 1988] Tonello J., Généralité et approche de modèles simples. Cours Polytech'Grenoble « ouvrage paravalanches », Grenoble, 1988
- [Tonello 2001] Tonello J., Couverture pare bloc structurellement dissipante, label ivor, 01.1. mission génie civil, ministère de l'équipement, France, 2001
- [Toutlemonde 1995] TOUTLEMONDE F., Résistance au choc des structures en béton, du comportement du matériau au calcul des ouvrages, Thèses de doctorat de l'ENPC, 1995.
- [UND 1992] Glossaire international multilingue agréé de termes relatifs à la gestion des catastrophes. Nations Unies, Département des affaires humanitaires, Genève, décembre 1992
- [van Mier 1991] van Mier J. G. M., Puijssers A. F., Reinhardt H. W., Monnier T., Load-Time Response of Colliding Concrete Bodies. Journal of Structure Engineering, vol.117, n°2, p.354-374, February 1991
- [Varnes 1984] Varnes D. J., Commission on Landslides and other Mass-Movements – IAEG, Landslide hazard zonation : a review of principles and practice. The UNESCO Press, 63 p., 1984
- [Vietor 2003] Vietor T., Numerical simulation of collisiona orogeny using the distinct element technique. In Numerical Modeling in Micromechanics Via Particles Methods (ed. H. Konietzky), pp. 295-302, Germany: Balkema, 2003
- [Wanne 2003] Wanne T., PFC3D simulation procedure for compressive strength testing of anisotropic hard rock. In Numerical modelling in Micromechanics Via Particles Methods (ed H. Konietzky), pp. 241-250, Germany: Balkema, 2003
- [Williams 1985] Williams J.R., Hocking G., Mustoe G.G.W., The Theoretical Basis of the Discrete Element Method, NUMETA 1985, Numerical Methods of Engineering, Theory and Applications, A.A. Balkema, Rotterdam, January 1985
- [Yankelevsky 1997] Yankelevsky D., Local response of concrete slabs to low velocity missile impact, International journal of impact engineering 4, 331-343, 1997
- [Yoshida 1999] YOSHIDA H., Recent studies in rockfall control in Japan, Joint Japan-Swiss seminar on Impact loads by rockfall and design of protection structures (Kanazawa) Japan, pp.69-78, 1999
- [Zienkiewicz 2000] Zienkiewicz O. C., Taylor R. L., The finite element method, Oxford, MA: Butterworth Heinemann, 2000

Site Internet:

[IRM 2003] <http://www.irma-grenoble.com>

codes de calcul utilisant la méthode des éléments discrets :

SDEC: [http://geo.hmg.inpg.fr/frederic/Research\\_project\\_Discrete\\_Element\\_Software.html](http://geo.hmg.inpg.fr/frederic/Research_project_Discrete_Element_Software.html)

YADE : <http://yade.berlios.de/>

PFC2D, 3D : <http://www.itascacg.com/pfc.html>

EDEM: <http://www.dem-solutions.com/introduction.html>

GROMOS 96: <http://www.igc.ethz.ch/gromos/>

ELFEN: <http://www.rockfield.co.uk/elfen.htm>

MIMES: <http://cee.mit.edu/index.pl?id=2393&isa=Category&op=show>

PASSAGE®/DEM : [http://www.technalysis.us/dem\\_software.htm](http://www.technalysis.us/dem_software.htm)





# LISTE DES FIGURES

## Chapitre I

FIGURE I 1 : SENSIBILITÉ DES COMMUNES DE L'ISÈRE AUX CHUTES DE BLOCS ROCHEUX [IRM 2003]	16
FIGURE I 2 : EXEMPLE DE PROTECTION NATURELLE EN OISANS (CEMAGREF, BPR)	20
FIGURE I 3 : PURGE AU PETIT TRAIN DE LA MURE (IMS-RN).	21
FIGURE I 4 : CLOUAGE, FILETS PLAQUÉS (IMS-RN)	22
FIGURE I 5 : CLASSIFICATION ÉNERGÉTIQUE DES OUVRAGES PARE-BLOCS [DESCOEUDRES 1997]	23
FIGURE I 6 : FILETS PENDUS, FILETS DE PROTECTION ASM (IMS-RN)	25
FIGURE I 7 : DISPOSITIF AMORTISSANT COMPOSÉ DE PILES DE PNEUS ACCROCHÉES À UN CÂBLE [CRS 1991]	26
FIGURE I 8 : MERLON DE PROTECTION RENFORCÉ PAR DES PNEUS (IMS-RN)	27
FIGURE I 9 : MERLON DE PROTECTION, GEOROCK WALL [YOSHIDA 1999]	28
FIGURE I 10 : PARE-BLOCS DE CONCEPTION CLASSIQUE (LOCIE)	29
FIGURE I 11 : PARE-BLOCS STRUCTURELLEMENT DISSIPANT (LOCIE)	30
FIGURE I 12 : MERLON DE TYPE GABION (IMS-RN)	31
FIGURE I 13 : CLASSIFICATION DES SOLlicitATIONS DYNAMIQUES ET MOYENS D'ESSAIS ASSOCIÉS [TOUTLEMONDE 1995]	33
FIGURE I 14 : INTERPÉNÉTRATION D'UN BLOC SPHÉRIQUE INDÉFORMABLE DANS UN PLAN	36
FIGURE I 15 : LE MODÈLE TONELLO [TONELLO 1988]	37
FIGURE I 16 : SYSTÈME MASSE RESSORT À DEUX DÉGRÉS DE LIBERTÉ OÙ M2 IMPACTE M1 [CEB, 1988]	39
FIGURE I 17 : MODÈLES MASSE RESSORT MODÉLISANT DES IMPACTS [RUAN 2003]	39
FIGURE I 18 : REPRÉSENTATION SIMPLIFIÉE DE L'EFFORT EN FONCTION DU TEMPS D'IMPACT	41
FIGURE I 19 : VUE DU SITE D'ESSAI ITALIEN	43
FIGURE I 20 : VUE SUR L'EXPÉRIMENTATION [MONTANI 1998]	44
FIGURE I 21 : VUE DE LA TOUR DE LARGAGE	46
FIGURE I 22 : VUE GÉNÉRALE DE L'EXPÉRIMENTATION SUR LE SYSTÈME 3 COUCHES	47
FIGURE I 23 : VUE D'UN ESSAI D'IMPACT	49

## Chapitre II

FIGURE II 1 : SCHÉMA DU DISPOSITIF D'IMPACT	59
FIGURE II 2 : SYSTÈME DE LARGAGE ET DÉCLENCHEMENT	60
FIGURE II 3 : COURBE TYPE D'EFFORT D'IMPACT TRANSMIS PAR UNE COUCHE DE 10 CM DE SABLE POUR UNE HAUTEUR DE CHUTE DE 2 M EN FONCTION DU TEMPS	61
FIGURE II 4 : COMPARAISON DE L'EFFORT MAXIMUM ENTRE LE SABLE ET LA POUZZOLANE POUR DIFFÉRENTS HAUTEURS DE CHUTE	62
FIGURE II 5 : COMPARAISON DE L'EFFORT MAXIMUM ENTRE LE SABLE ET LE GRAVIER POUR DIFFÉRENTS HAUTEURS DE CHUTE	63
FIGURE II 6 : VUE SUR LE CÔNE RÉSULTANT DE L'IMPACT	64
FIGURE II 7 : VUE DE DESSUS DES 4 COUCHES DE GÉOTEXTILES REMPLIS PAR DU SABLE, DALLE BÉTON IMPACTÉE	65
FIGURE II 8 : EFFET DE LA DALLE ET DES GÉOTEXTILES POUR UNE HAUTEUR DE CHUTE DE 1 M	66
FIGURE II 9 : VUE D'ENSEMBLE DU SITE DE LARGAGE	68
FIGURE II 10 : COURBE GRANULOMÉTRIQUE DE LA GRAVE	69
FIGURE II 11 : EVOLUTION DE L'EFFORT LINÉIQUE EN FONCTION DE LA DÉFORMATION DU GÉOTEXTILE EXTENSIBLE, VUE DE L'ESSAI DE TRACTION SUR 1 M DE LONGUEUR DE CHAUSSETTE	70
FIGURE II 12 : PLAN DE FERRAILLAGE DES DALLES BÉTON ARMÉ	71
FIGURE II 13 : IMPACTEUR EN BÉTON DUCTAL®	72
FIGURE II 14 : SOCLE SUPPORT EN BÉTON ARMÉ, COFFRAGE EN CONTRE PLAQUÉ	73
FIGURE II 15 : SYSTÈME DE LARGAGE DE L'IMPACTEUR	74
FIGURE II 16 : (1) ACCÉLÉROMÈTRE SUR L'IMPACTEUR, (2) ACCÉLÉROMÈTRE SOUS LE SOCLE, (3) CAPTEUR DE FORCE SOUS LE SOCLE, (4) CAMÉRA RAPIDE	75
FIGURE II 17 : DISPOSITION DES CAPTEURS SOUS LE SOCLE SUPPORT	76
FIGURE II 18 : DÉTERMINATION DU TEMPS DE SOLlicitATION, MESURE DE LA PROFONDEUR DE PÉNÉTRATION	77
FIGURE II 19 : CAMPAGNE I : GRAVE, CAMPAGNE II : SANDWICH (PNEUS COMPLÈTEMENT REMPLIS)	78
FIGURE II 20 : CAMPAGNE III : STRUCTURE SANDWICH, CAMPAGNE IV : COLONNES DE PNEUS	78
FIGURE II 21 : CAMPAGNE V : ESSAI À 100 KJ, STRUCTURE DOUBLE SANDWICH	79
FIGURE II 22 : MESURE DES EFFORTS LORS D'UN IMPACT D'UNE HAUTEUR DE CHUTE DE 5 M (32 KJ) DANS UNE COUCHE DE GRAVE	81
FIGURE II 23 : ESSAI TRIAXIAL CD SUR DE LA GRAVE À 100 KPA DE PRESSION DE CONFINEMENT	85
FIGURE II 24 : DÉFORMATION VOLUMIQUE EN FONCTION DE LA DÉFORMATION AXIALE DE LA GRAVE	86
FIGURE II 25 : EVOLUTION DES EFFORTS MESURÉS ET CALCULÉS EN FONCTION DE LA HAUTEUR DE CHUTE POUR DES IMPACTS SUR UNE ÉPAISSEUR DE GRAVE DE 40 CM	88
FIGURE II 26 : SCHÉMA DE PRINCIPE DU SYSTÈME DE MESURE DE L'EFFORT TRANSMIS	89
FIGURE II 27 : COMPARAISON DE L'ÉVOLUTION TEMPORELLE DES SIGNAUX DE L'ACCÉLÉROMÈTRE ET DU CAPTEUR DE FORCE, RAPPEL DE LA DISPOSITION DES CAPTEURS SOUS LE SOCLE	90
FIGURE II 28 : EVOLUTION DE LA VALEUR DES 3 CAPTEURS DE FORCE SOUS LE SOCLE EN FONCTION DU TEMPS (STRUCTURE COMPOSITE)	91

## Chapitre III

FIGURE III 1 : VUE DE DESSOUS SUR LE DISQUE EN BOIS ET LES 4 SANGLES PRISES ENTRE LE PNEU ET LE DISQUE, ASSEMBLAGE DES PNEUS DE LA COLONNE	98
FIGURE III 2 : REMPLISSAGE DES CHAUSSETTES DE GÉOTEXTILE DE GRAVE	98
FIGURE III 3 : MISE EN PLACE DE LA COLONNE DE PNEUS SUR LE SOCLE, MISE EN PLACE DE LA DALLE EN BÉTON ARMÉ SUR LES 3 COLONNES DE PNEUS	99
FIGURE III 4 : EVOLUTION DES EFFORTS EN FONCTION DU TEMPS LORS D'UN IMPACT D'UNE HAUTEUR DE CHUTE DE 5 M (32 KJ) SUR LA STRUCTURE SANDWICH	101
FIGURE III 5 : VISUALISATION DES PHASES CARACTÉRISTIQUES D'UN IMPACT SUR L'OUVRAGE SANDWICH 1	102
FIGURE III 6 : ESSAI D'IMPACT DIRECT SUR LES COLONNES DE PNEUS (OUVRAGE 2)	103
FIGURE III 7 : EVOLUTION DE L'EFFORT TRANSMIS EN FONCTION DU TEMPS, POUR UN ESSAI À 32 KJ, PAR LA STRUCTURE SANDWICH ET À 20 KJ, PAR LES COLONNES DE PNEUS	104
FIGURE III 8 : TECHNIQUE DE REMPLISSAGE DU PNEU DE VOITURE, STRUCTURE IMPACTÉE	106
FIGURE III 9 : COMPARAISON DE L'ÉVOLUTION DE L'EFFORT TRANSMIS À UNE ÉNERGIE DE 13 KJ (2 M) POUR LA STRUCTURE SANDWICH (1) ET UNE STRUCTURE COMPOSÉE D'UNE DALLE ET DE PNEUS COMPLÈTEMENT REMPLIS (3)	107
FIGURE III 10 : EVOLUTION DE L'EFFORT MAXIMUM TRANSMIS EN FONCTION DE L'ÉNERGIE CINÉTIQUE	108
FIGURE III 11 : DISPOSITIF D'ESSAIS DE COMPRESSION SIMPLE SUR COLONNE DE PNEUS	110
FIGURE III 12 : EVOLUTION DE L'EFFORT EN FONCTION DU DÉPLACEMENT POUR UNE COLONNE DE PNEUS	111
FIGURE III 13 : DISPOSITIF D'ESSAI DE COMPRESSION SIMPLE SUR LA STRUCTURE SANDWICH	112
FIGURE III 14 : VUE DE DESSUS DE LA DALLE EN BÉTON ARMÉ ET DE LA POSITION DES CIBLES	113
FIGURE III 15 : EFFORT DU VÉRIN EN FONCTION DES DÉPLACEMENTS DES CIBLES COLLÉES SUR LA DALLE EN BÉTON	114
FIGURE III 16 : ESSAI AVEC COFFRAGE DANS LA LONGUEUR DE LA DALLE, ESSAI SANS COFFRAGE DANS LA LONGUEUR	115
FIGURE III 17 : EVOLUTION DE L'EFFORT TRANSMIS EN FONCTION DU TEMPS POUR DIFFÉRENTES ÉNERGIES CINÉTIQUES	116
FIGURE III 18 : EVOLUTION DE L'EFFORT MAXIMUM TRANSMIS EN FONCTION DE L'ÉNERGIE CINÉTIQUE	116
FIGURE III 19 : DÉPLACEMENTS EN FONCTION DU TEMPS POUR 13 ET 32 KJ (2 ET 5 M)	119
FIGURE III 20 : DÉPLACEMENTS EN FONCTION DU TEMPS POUR 45 ET 64 KJ (7 ET 10 M)	119
FIGURE III 21 : POSITION DE L'IMPACTEUR EN FONCTION DU TEMPS POUR DES ÉNERGIES DE 13, 32, 45, 64 ET 90 KJ	121
FIGURE III 22 : MISE EN FLEXION DE LA DALLE AU MAXIMUM DE COMPRESSION POUR DES ÉNERGIES DE 13, 32, 45, 64 ET 90 KJ (HAUTEURS DE CHUTE DE 2, 5, 7, 10 ET 14 M)	122
FIGURE III 23 : EFFORT TRANSMIS EN FONCTION DU DÉPLACEMENT DE LA DALLE EN BÉTON ARMÉ À MI-LONGUEUR (CIBLE C2)	123
FIGURE III 24 : EFFORT EN FONCTION DU DÉPLACEMENT DE LA DALLE : COMPARAISON ESSAI STATIQUE-DYNAMIQUE	124
FIGURE III 25 : FISSURES DE TRACTION POUR UN ESSAI D'IMPACT À 13 KJ	126
FIGURE III 26 : VUE DE DESSOUS DE LA ZONE IMPACTÉE, VUE DE DESSUS DU RÉSEAU DE FISSURES POUR UNE ÉNERGIE D'IMPACT DE 64 KJ	127
FIGURE III 27 : ETAT DU FERRAILLAGE APRÈS UN IMPACT À 45 KJ ET 90 KJ	128
FIGURE III 28 : ENDOMMAGEMENT DE LA DALLE APRÈS DEUX IMPACTS CONSÉCUTIFS À 32 KJ	128
FIGURE III 29 : EFFORT TRANSMIS EN FONCTION DU TEMPS POUR UNE STRUCTURE SANDWICH IMPACTÉE PLUSIEURS FOIS À 32 KJ (5 M)	129
FIGURE III 30 : VUE DE FACE DU DOUBLE SANDWICH	131

FIGURE III 31 : EVOLUTION DU DÉPLACEMENT DE L'IMPACTEUR, DES CIBLES 2 ET 6 EN FONCTION DU TEMPS	132
FIGURE III 32 : EVOLUTION DU DÉPLACEMENT DES CIBLES 1 À 6 EN FONCTION DU TEMPS	132
FIGURE III 33 : PHASES CARACTÉRISTIQUES DE L'IMPACT SUR LE DOUBLE SANDWICH	133
FIGURE III 34 : VUE DE FACE DE LA STRUCTURE SANDWICH APRÈS UN IMPACT À 90 KJ (14M)	134
FIGURE III 35 : COMPARAISON DES EFFORTS TRANSMIS PAR LE SIMPLE ET LE DOUBLE SANDWICH POUR 90 KJ (14 M)	135
FIGURE III 36 : COMPARAISON DES EFFORTS TRANSMIS PAR UNE COUCHE DE GRAVE ET LE MUR SANDWICH	137

## Chapitre IV

FIGURE IV 1 : CYCLE DE CALCUL POUR UNE APPROCHE DEM	145
FIGURE IV 2 : INTERACTIONS ÉLASTIQUES, RAIDEURS NORMALE ET TANGENTIELLE	147
FIGURE IV 3 : EVOLUTION DE LA FORCE NORMALE EN FONCTION DU DÉPLACEMENT NORMAL	148
FIGURE IV 4 : EVOLUTION DE LA FORCE TANGENTIELLE EN FONCTION DU DÉPLACEMENT TANGENTIEL	148
FIGURE IV 5 : CRITÈRE DE MOHR-COULOMB	150
FIGURE IV 6 : EVOLUTION DU MOMENT EN FONCTION DE LA ROTATION RELATIVE ENTRE 2 ÉLÉMENTS	152
FIGURE IV 7 : ECHANTILLON CUBIQUE RÉALISÉ PAR UN ASSEMBLAGE RÉGULIER	154
FIGURE IV 8 : ECHANTILLON CUBIQUE OBTENU APRÈS DÉSORDRE (POROSITÉ 0,43)	156
FIGURE IV 9 : DÉVIATEUR ( $\Sigma 1-\Sigma 3$ ) EN FONCTION DE LA DÉFORMATION POUR DIFFÉRENTES VITESSES D'ÉCRASEMENT (MODÉLISATIONS NUMÉRIQUES)	158
FIGURE IV 10 : EVOLUTION DE LA CONTRAINTE AU PIC EN FONCTION DE LA VITESSE DE CHARGEMENT (MODÉLISATION NUMÉRIQUE)	159
FIGURE IV 11 : INFLUENCE DU FROTTEMENT LOCAL $\Phi$ SUR LE DÉVIATEUR	160
FIGURE IV 12 : INFLUENCE DU COEFFICIENT DE RAIDEUR EN ROULEMENT BR ET DE L'ANGLE DE FROTTEMENT LOCAL $\Phi$ SUR LE DEVIATEUR	161
FIGURE IV 13 : DÉFORMATION VOLUMIQUE EN FONCTION DE LA DÉFORMATION AXIALE	162
FIGURE IV 14 : MODÉLISATION DE LA COLONNE DE PNEUS REMPLIE DE GRAVE	164
FIGURE IV 15 : DÉPLACEMENT DU PLATEAU ET EFFORT EN FONCTION DU TEMPS LORS D'UNE PHASE DE COMPRESSION SUR LA COLONNE DE PNEUS ( $K_N=30\ 000\ N.M^{-1}$ )	164
FIGURE IV 16 : COMPORTEMENT NUMÉRIQUE ET EXPÉRIMENTAL DE LA COLONNE DE PNEUS SOUS COMPRESSION	165
FIGURE IV 17 : CALAGE NUMÉRIQUE DE LA RIGIDITÉ DE LA COLONNE DE PNEUS PAR UN ESSAI DE COMPRESSION	165
FIGURE IV 18 : VUE SUR LA REPRÉSENTATION NUMÉRIQUE DE LA DALLE EN BÉTON ARMÉ	167
FIGURE IV 19 : EFFORT EN FONCTION DU DÉPLACEMENT LORS DE L'ESSAI DE COMPRESSION ET DE TRACTION	168
FIGURE IV 20 : PHASE ÉLASTIQUE DE L'ESSAI DE FLEXION (DÉPLACEMENTS VERTICAUX*1 000)	169
FIGURE IV 21 : PHASE PLASTIQUE DE L'ESSAI DE FLEXION (DÉPLACEMENTS VERTICAUX*1000)	170
FIGURE IV 22 : EVOLUTION DE L'EFFORT VERTICAL EN FONCTION DE LA FLÈCHE (MI-LONGUEUR DE LA DALLE)	171
FIGURE IV 23 : VUE DE FACE DE LA MODÉLISATION DE L'OUVRAGE SANDWICH SOUS GRAVITÉ	172
FIGURE IV 24 : EVOLUTION DE LA POSITION VERTICALE DE LA DALLE ET ÉVOLUTION DE L'ÉNERGIE CINÉTIQUE EN FONCTION DU TEMPS PENDANT LA PHASE DE MISE SOUS GRAVITÉ DU SYSTÈME	173
FIGURE IV 25 : SANDWICH NUMÉRIQUE IMPACTÉ POUR DES HAUTEURS DE CHUTE DE 2, 7 ET 10 M (13, 45, 64 KJ) AU MAXIMUM DU CHARGEMENT	174
FIGURE IV 26 : COMPARAISON NUMÉRIQUE-EXPÉRIMENTAL POUR UNE HAUTEUR DE CHUTE DE 7 M (45 KJ)	176
FIGURE IV 27 : CHAMPS DE DÉPLACEMENT DE LA DALLE EN BÉTON ARMÉ AU MAXIMUM DU CHARGEMENT POUR DES HAUTEURS DE CHUTE DE 2, 7 ET 10 M, (13, 45 ET 64 KJ) SELON LES COUPES AA ET BB DE LA FIGURE IV 23	177
FIGURE IV 28 : EVOLUTION DE L'EFFORT NUMÉRIQUE TRANSMIS EN FONCTION DU TEMPS POUR UNE HAUTEUR DE CHUTE DE 2, 7 ET 10 M	179



# LISTE DES TABLEAUX

## Chapitre I

TABLEAU I 1 : CLASSIFICATION DE VARNES	18
TABLEAU I 2 : RÉCAPITULATIF DES AUTEURS PROPOSANT DES FORMULES DE FORCE D'IMPACT [D'APRÈS MONTANI 1998]	38

## Chapitre II

TABLEAU II 1 : RÉCAPITULATIF DES EFFORTS TRANSMIS POUR LES DIFFÉRENTES CONFIGURATIONS POUR UNE HAUTEUR DE CHUTE D'UN MÈTRE	66
TABLEAU II 2 : RÉCAPITULATIF DES ESSAIS EXPÉRIMENTAUX RÉALISÉS	80
TABLEAU II 3 : RÉCAPITULATIF DES PRINCIPAUX RÉSULTATS D'IMPACTS DANS UNE COUCHE DE GRAVE	81
TABLEAU II 4 : RÉCAPITULATIF DES ESSAIS TRIAXIAUX SUR LA GRAVE	84
TABLEAU II 5 : RÉCAPITULATIF DES PROPRIÉTÉS RETENUES DE LA GRAVE	86

## Chapitre III

TABLEAU III 1 : RÉCAPITULATIF DES MASSES COMPOSANT LA STRUCTURE SANDWICH	99
TABLEAU III 2 : RÉCAPITULATIF DE L'EFFORT TRANSMIS ET DU TEMPS DE SOLlicitATION POUR LES COLONNES DE PNEUS IMPACTÉES À 20 KJ (3 M) ET LA STRUCTURE SANDWICH IMPACTÉE À 32 KJ (5 M)	105
TABLEAU III 3 : RÉCAPITULATIF DES EFFORTS TRANSMIS ET TEMPS DE SOLlicitATION POUR LES DEUX CONFIGURATIONS	107
TABLEAU III 4 : RÉCAPITULATIF DES VALEURS CARACTÉRISTIQUES DES EFFORTS TRANSMIS EN FONCTION DU TEMPS	117
TABLEAU III 5 : RÉCAPITULATIF DES DÉPLACEMENTS VERTICAUX MESURÉS POUR UNE HAUTEUR DE CHUTE DE 2, 5, 7 ET 10 M	120
TABLEAU III 6 : PROFONDEUR DE PÉNÉTRATION DU CRATÈRE DES DALLES EN BÉTON ARMÉ	126
TABLEAU III 7 : RÉCAPITULATIF DES EFFORTS TRANSMIS ET DES TEMPS DE SOLlicitATION POUR 3 IMPACTS SUCCESSIFS DE 32 KJ SUR LA STRUCTURE SANDWICH ET POUR LA CONFIGURATION 2 À 20 KJ	130

## Chapitre IV

TABLEAU IV 1 : RÉCAPITULATIF DES VALEURS CHOISIES POUR LA PROCÉDURE DE DÉSORDRE	156
TABLEAU IV 2 : RÉCAPITULATIF DES PARAMÈTRES MACROSCOPIQUES ET LOCAUX DE LA GRAVE	163
TABLEAU IV 3 : RÉCAPITULATIF DES PARAMÈTRES DE LA COLONNE DE PNEUS	166
TABLEAU IV 4 : RÉCAPITULATIF DES PARAMÈTRES LOCAUX DE LA DALLE EN BÉTON ARMÉ	171

TABLEAU IV 5 : RÉCAPITULATIF DES DÉPLACEMENTS MAXIMUMS NUMÉRIQUES ET EXPÉRIMENTAUX DES CIBLES DE LA DALLE POUR LES IMPACTS À 2, 7 ET 10 M DE HAUTEUR DE CHUTE.	178
TABLEAU IV 6 : COMPARAISON DES EFFORTS ET TEMPS DE SOLLICITATION EXPÉRIMENTAUX ET NUMÉRIQUES	179

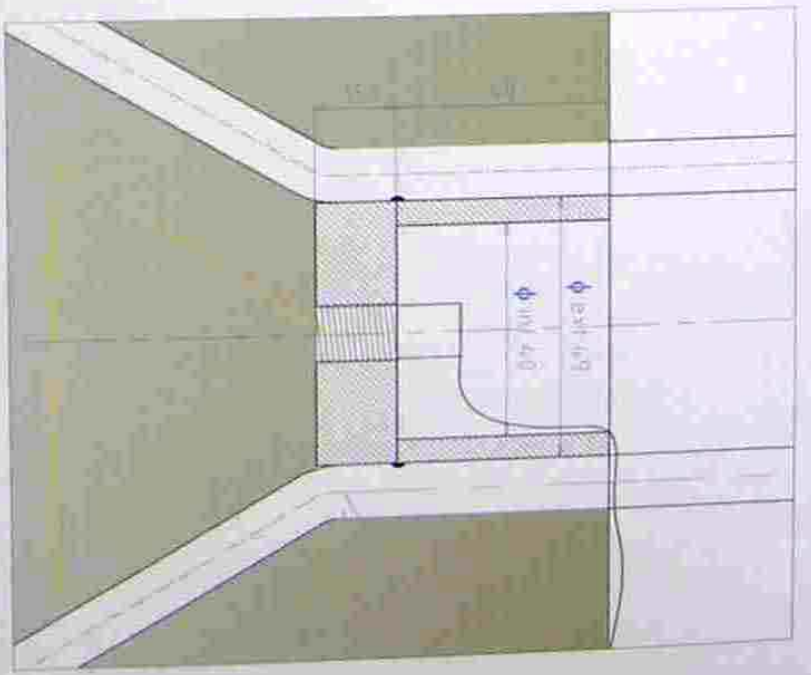
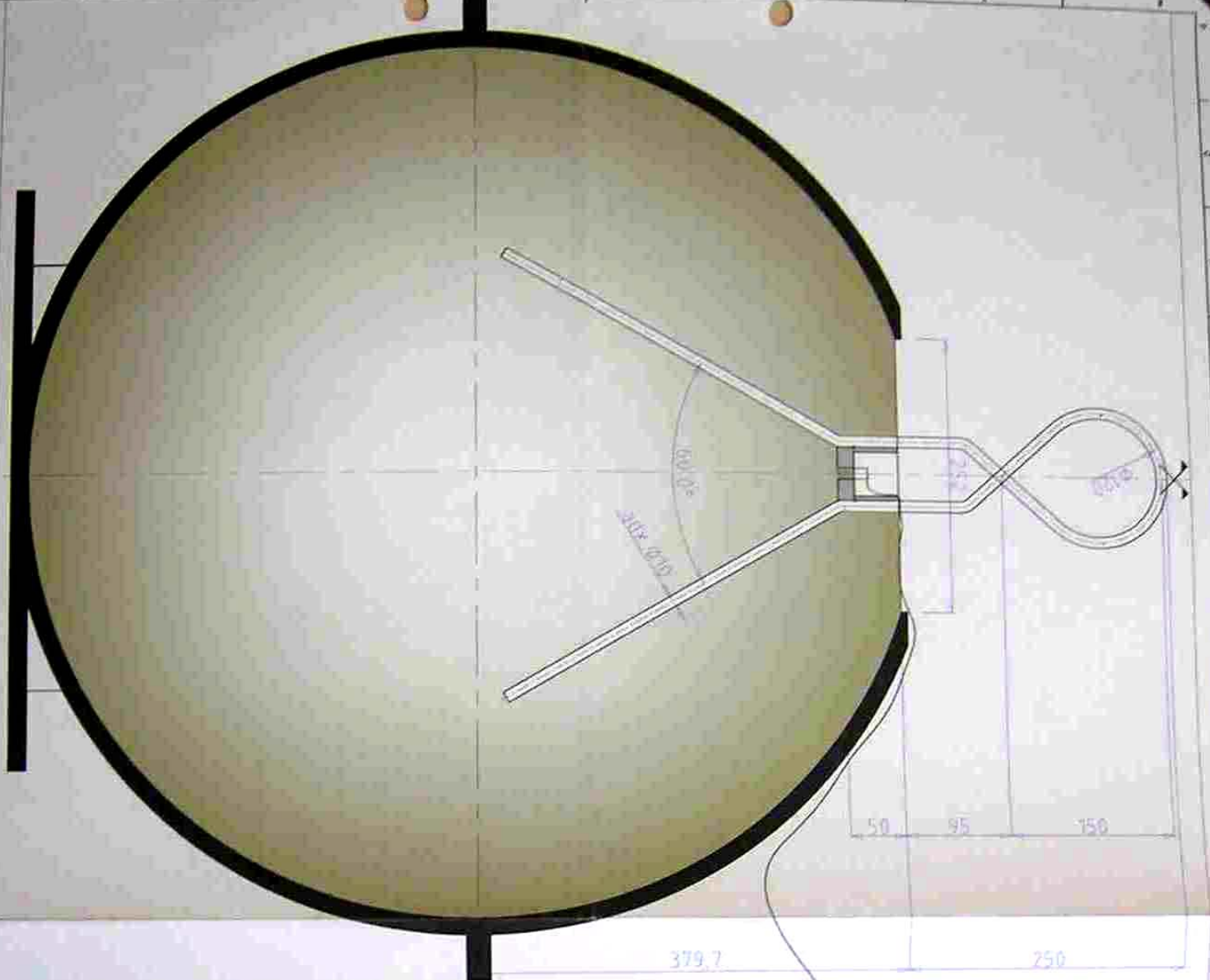


## **ANNEXES**



**Annexe 1 : Schéma de l'impacteur sphérique en béton  
ductal®**





0	03/06/05	origine	A.P	P.P
Ind	Date	Objet de la modification	Des.	Vérif.

Ce plan étant propriété **BONNA SABLE** ne peut être communiqué à des tiers sans votre autorisation

## SPHERE DUCTAL

plan produit



**BONNA SABLE**

DIRECTION TRAVAUX & PRODUITS SPECIAUX

Site local BONNA - 43114  
 ZIJA COCHONS Saint-Hippolyte CEDEX  
 Tél : 03 48 99 22 34 Fax : 03 48 99 44 29  
 Email : [bonna@sabla.com](mailto:bonna@sabla.com)

Echelle : 1:1  
 Affaire :  
 Planche :

Format : A3

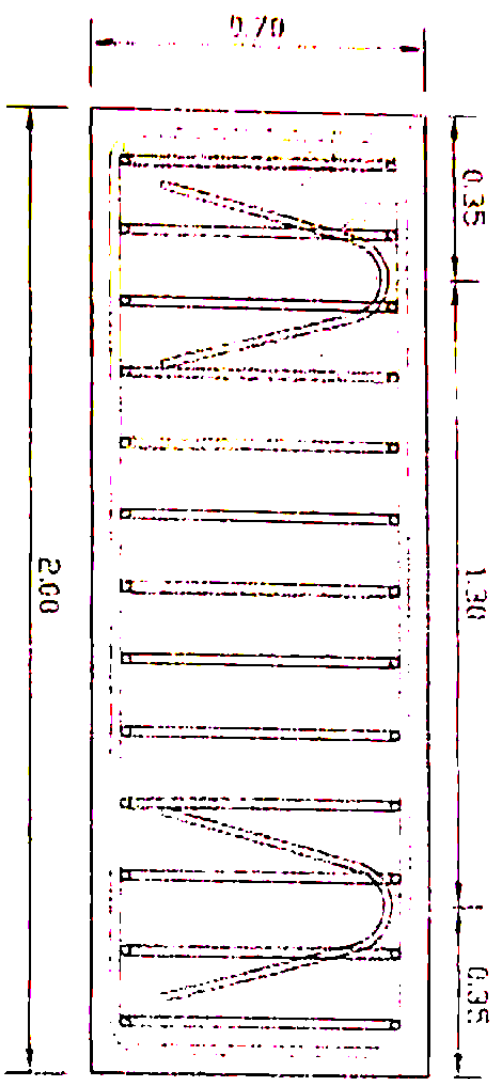
Plan réalisé en DAO sous AUTOCAD 2004



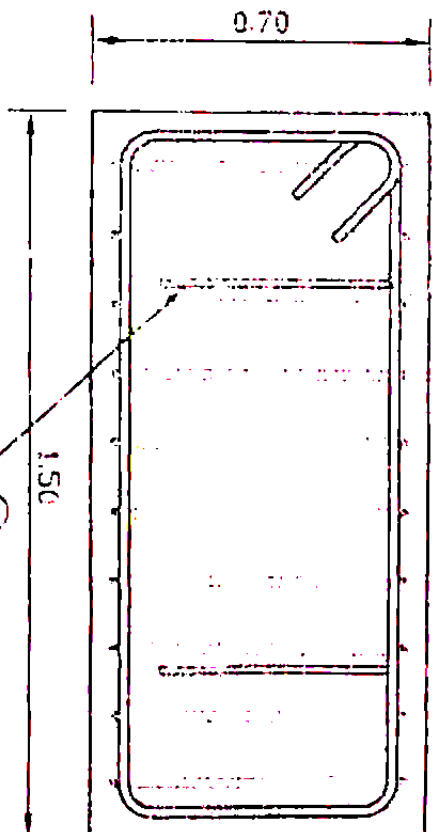
## **Annexe 2 : Schéma du ferrailage du socle en béton**







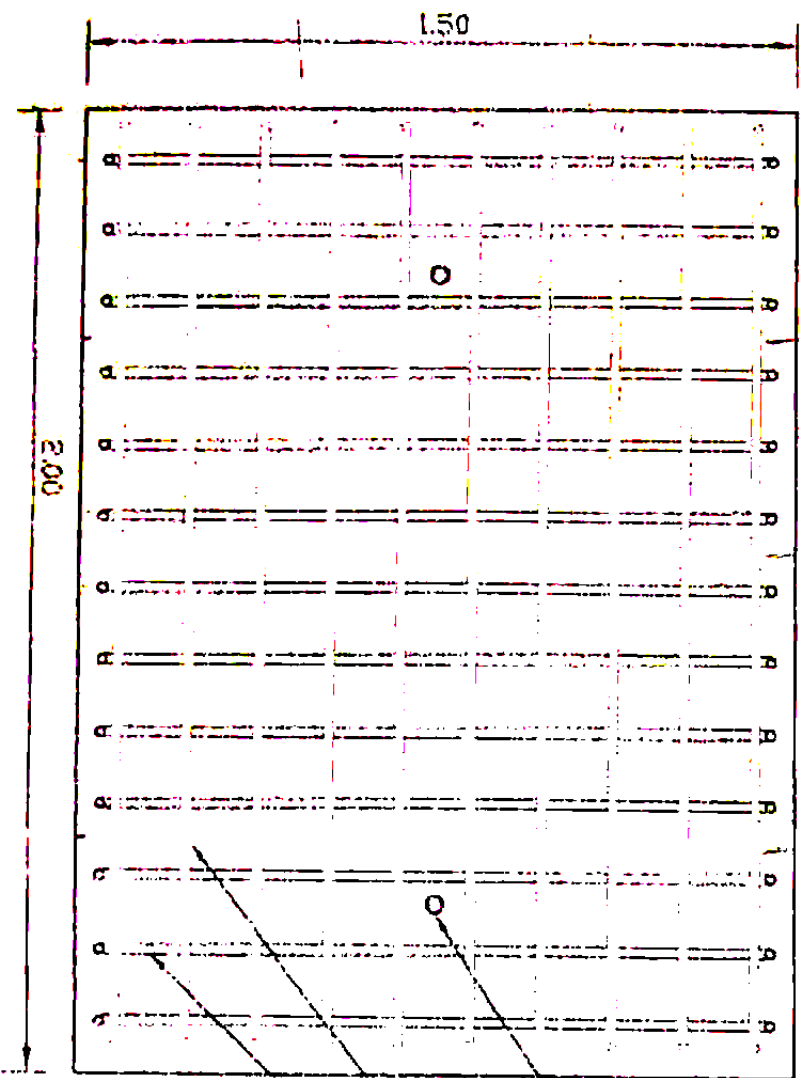
VUE DE DESSUS



⑦ 2 Ancres HA16  
lg 1.20m

Enrobage 4cm Béton C30/37

Nota: Prévoir 2 douilles de levage sur 4 faces



② 2 Douilles 4to  
ref orléon 6572-4.0

⑤ 10 Cod HA16

⑥ 13 Cod HA 16

**BLOC B.A 2.00x1.50x0.70ht**

**Nbre 1 unité - poids 5.3to**





# **Etude de la capacité de dissipation sous impact d'une structure sandwich de protection contre les chutes de blocs**

## **Résumé**

Cette thèse aborde le domaine de la protection passive contre les chutes de blocs rocheux. L'objectif est d'étudier un ouvrage composite dissipatif de protection : l'ouvrage sandwich. Il est composé d'une dalle en béton armé qui a pour rôle de répartir l'effort d'impact sur une deuxième couche composée de grave insérée dans des chaussettes de géotextile extensible contenues dans des colonnes de pneus de voitures usagés. Une campagne expérimentale de lâchers de blocs à l'échelle de l'ouvrage est réalisée dans le but de mesurer les efforts transmis par l'ouvrage pour des énergies cinétiques allant jusqu'à 90 kJ. L'ouvrage sandwich est bien adapté pour des énergies de 50 à 100 kJ. Pour des énergies supérieures, le double sandwich (superposition de 2 sandwichs simples) paraît mieux adapté pour diminuer l'intensité de la force transmise en améliorant l'effet de dissipation par une meilleure répartition de la charge d'impact. En parallèle, des simulations numériques grâce à la méthode des éléments discrets, et plus particulièrement le code SDEC, sont menées. Une procédure de calage des paramètres locaux est proposée pour simuler le comportement de l'ouvrage sandwich sous impact. Les paramètres élastiques et plastiques sont calés à partir d'essais quasi-statiques triaxiaux ou de compression simple. De plus, une loi de transfert de moment est ajoutée pour augmenter le frottement entre les grains ou pour modéliser la flexion de la dalle en béton armé ce qui permet de représenter le comportement de l'ouvrage pour une gamme d'énergie allant jusqu'à 45 kJ.

**Mots clés :** ouvrage de protection, chute de blocs rocheux, expérimentation, impact, dynamique, dissipation, éléments discrets, calage des paramètres

## **Study of the dissipation efficiency under impact of a sandwich protective structure against rockfall impact**

### **Abstract**

This thesis approaches the field of passive protection against the rockfalls. The aim is to study a dissipative composite protective structure: the sandwich structure. It is composed of a reinforced concrete slab which spreads the impact load on a second layer made up of gravel inserted in extensible geotextile socks contents in a pile of tires. An experimental investigation of impact tests is carried out to measure the transmitted impact force for kinetic energies going up to 90 kJ. The sandwich structure is well adapted for energies from 50 to 100 kJ. For higher energies, the double sandwich (superposition of 2 simple sandwiches) appears better adapted to decrease the intensity of the transmitted impact force by improving the dissipation effect by a better spreading of the impact force. In parallel, numerical simulations thanks to the method of the discrete elements, and more particularly SDEC code, are carried out. A calibration set up of the local parameters is proposed to simulate the sandwich structure behavior under impact. The elastic and plastic parameters are fixed thanks to triaxial or simple compression quasi-static tests. Moreover, a law with moment transfer is added to increase friction between grains or to simulate reinforced concrete slab flexion. It allows representing the structure deformation for an energy range going up to 45 kJ.

**Keywords:** protective structure, rockfall, experimentation, impact, dynamic, dissipation, discrete elements method, parameters calibration