COMPORTEMENT D'OUVRAGES DE PROTECTION EN BÉTON ARMÉ SOUS IMPACTS SÉVÈRES ANALYSES ET PROPOSITIONS

Pascal Perrotin

▶ **To cite this version:**

Pascal Perrotin. COMPORTEMENT D'OUVRAGES DE PROTECTION EN BÉTON ARMÉ SOUS IMPACTS SÉVÈRES ANALYSES ET PROPOSITIONS. Sciences de l'ingénieur [physics]. Université de Savoie, 2011. tel-00565402

HAL Id: tel-00565402

https://theses.hal.science/tel-00565402

Submitted on 12 Feb 2011

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

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

CNRS UMR 5271

UNIVERSITÉ DE SAVOIE

LABORATOIRE OPTIMISATION DE LA CONCEPTION ET INGÉNIERIE DE L'ENVIRONNEMENT

HABILITATION À DIRIGER DES RECHERCHES

Spécialité :
Génie civil et sciences de l'habitat

PASCAL PERROTIN

Docteur de l'Université de Savoie,
Maître de conférences – Polytech Annecy-Chambéry – Université de Savoie

---

COMPORTEMENT D'OUVRAGES DE PROTECTION EN BÉTON ARMÉ SOUS IMPACTS SÉVÈRES
ANALYSES ET PROPOSITIONS

Soutenue publiquement le 13 décembre 2010

Rapporteurs :

Daniel BOISSIER	Professeur des Universités	LAMI – Polytech Clermont – Université Blaise Pascal Clermont Ferrand
Marco di PRISCO	Professeur des Universités	Politecnico di Milano
Franck SCHOEFS	Professeur des Universités	GeM - UMR CNRS 6183 – Université de Nantes

Examinateurs :

Jean-Claude MANGIN	Professeur des Universités	LOCIE – UMR CNRS 5271 Polytech Annecy-Chambéry-Université de Savoie
Jacky MAZARS	Professeur des Universités	Institut Polytechnique de Grenoble – Laboratoire 3S-R
Jean TONELLO	Ingénieur	Bureau d'études TONELLO IC BG Bonnard & Gardel

SOMMAIRE

I Introduction et contexte 3
II Étude de la capacité de dissipation d'une structure de protection multicouche contre les chutes de blocs rocheux 7
II.1 Objectifs 7
II.2 Expérimentation sur modèle réduit 9
II.2.1 Le choix des différents matériaux 9
II.2.2 L'expérimentation à petite échelle 12
II.2.3 Analyse 14
II.3 L'expérimentation quasiment en vraie grandeur 14
II.3.1 Présentation des matériaux 15
II.3.2 Description du dispositif d'essai 15
II.3.3 Analyse de la campagne I 17
II.4 Étude des systèmes complexes de dissipation 18
II.4.1 Introduction 18
II.4.2 Principaux résultats de la campagne II 19
II.4.2.1 Comportement statique 19
II.4.2.2 Comportement dynamique 21
II.5 Études numériques 27
II.5.1 Modèle et calage 27
II.5.2 Simulation d'un impact 30
II.6 Conclusion 32
III Impact sur une dalle en béton armé 35
III.1 Description des expériences effectuées 35
III.1.1 Description des maquettes 37
III.1.1.1 Dalles d'essai 37
III.1.1.2 Blocs d'impact 39
III.1.1.3 Appuis et fondations 40
III.1.2 Description des essais 43
III.1.2.1 Essais dynamiques 43
III.1.2.2 Essais statiques 44
III.1.3 Instrumentation 45
III.1.3.1 Essais dynamiques 45
III.2 Analyse des résultats expérimentaux 47
III.2.1 Vitesse de déformation 47
III.2.2 Analyse par ultrasons 49
III.2.3 Analyse des courbes des différents capteurs 51
III.2.3.1 Analyse des courbes de déformation et de déplacement 51
III.2.3.2 Intérêt d'une dalle inclinée 57
III.2.3.3 Analyse de la plastification des jauges de déformation 58
III.2.4 Phénomène de poinçonnement 59
III.3 Modélisation numérique et simplifiée des essais 63
III.3.1 Modèle numérique avec ANSYS 63
III.3.2 Résultats des simulations avec ANSYS 64
III.3.3 Modèle simplifié 66
III.3.3.1 Modèle de Jean Tonello 66

III.3.3.2 Modèle de Fabien Delhomme 68
III.4 Effet de la position de l'impacteur sur les paramètres de dimensionnement 76
III.4.1 Présentation du modèle 76
III.4.2 Analyse des résultats 78
III.4.2.1 Impact en partie centrale de la dalle 78
III.4.2.2 Autres impacts 80
III.5 Conclusion 84
IV Caractérisation des efforts d'un impacteur sur une dalle en béton armé 85
IV.1 Introduction 85
IV.2 Localisation de l'effort à partir de mesures sur un élément de structure 87
IV.2.1 Méthode par triangulation 87
IV.2.2 Autres approches 88
IV.2.2.1 Identification 88
IV.2.2.2 Caractérisation 89
IV.2.2.3 Analyse 91
IV.3 Les problèmes inverses 92
IV.3.1 Exemple d'un problème "mal posé" [HAN, 07] 92
IV.3.2 Les méthodes de régularisation 93
IV.3.2.1 SVD 93
IV.3.2.2 La démarche de régularisation 94
IV.3.2.3 Choix du paramètre de régularisation 94
IV.4 Les expérimentations menées 95
IV.4.1 Résultats pour la plaque en aluminium 96
IV.4.2 Résultats obtenus pour la dalle en béton armé 101
IV.4.2.1 Le montage expérimental 101
IV.4.2.2 Résultats concernant la caractérisation 102
IV.4.2.3 Modèle numérique 104
IV.5 Conclusion 105
V Conclusion et perspectives 107

I INTRODUCTION ET CONTEXTE

Le corps principal de ce document représente dix années de travail dans le domaine des risques et plus particulièrement des ouvrages de protection. Je vais me focaliser sur les ouvrages soumis à des impacts de blocs rocheux, les autres travaux que j'ai pu faire en parallèle ainsi qu'un curriculum vitae sont succinctement présentés en annexe 1.

À l'origine de tout ce qui suit, il y a un homme, Jean TONELLO, qui a toujours souhaité faire évoluer les techniques concernant son cœur de métier, le Génie Civil. Jusqu'en 2009, Jean TONELLO a été dirigeant de Tonello Ingénieurs Conseils (groupe BG), société fondée en 1939 et qui fait référence en France en matière de ponts et d'ouvrages d'art. Les premières expérimentations concernaient une dissipation de l'énergie d'impact sur des structures de bois empilé.

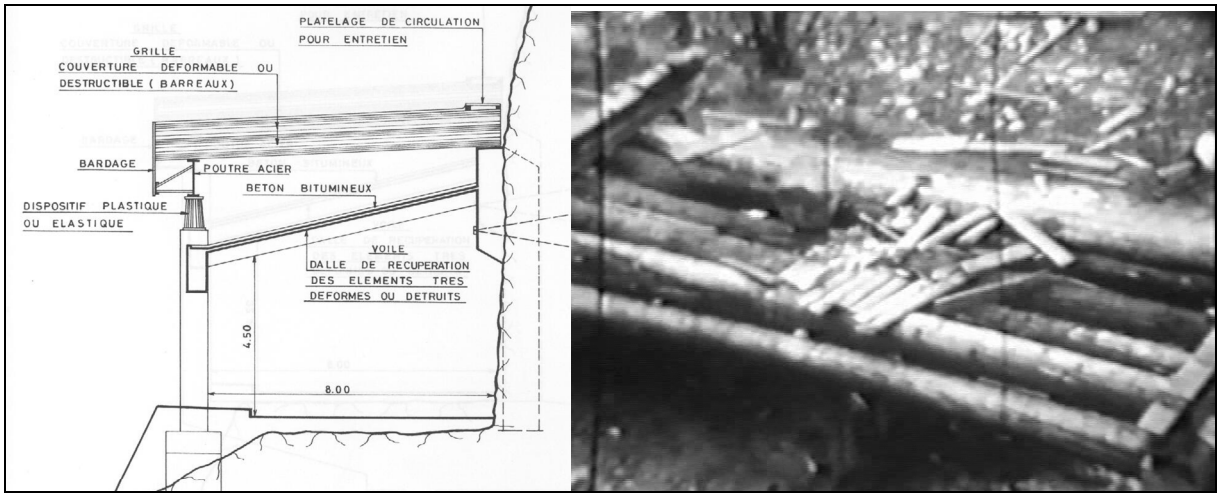


Figure I.1 : essais sur des structures de bois empilé

En ce qui concerne les ouvrages de protection en béton armé sans couverture dissipante, l'approche consistait à vouloir comprendre les phénomènes apparaissant lors de l'impact direct d'un bloc rocheux. Effectivement il semble que le fait de retirer la couche granulaire permette de dissiper des niveaux d'énergie très élevés. Ces ouvrages innovants sont appelés PSD pour Pare-blocs Structurellement Dissipant (cf. figure I.2).

Au départ, la problématique visée ne correspondait pas complètement à celle défendue par le LOCIE dans le cadre de son contrat quadriennal ; néanmoins le projet a été retenu et une équipe de travail s'est constituée sur ce thème. Au total, près de 10 personnes se sont investies sur le sujet pendant pratiquement 10 années. De cette dynamique, nous avons retiré des collaborations très intéressantes avec d'autres laboratoires français et étrangers et nous avons fait partie des premiers laboratoires membres de la structure fédérative "Vulnérabilité des ouvrages aux risques". La production des travaux expérimentaux mis en place par le laboratoire et des modèles simplifiés mis au point a permis une reconnaissance nationale mais aussi internationale dans ce domaine. Attention, le terme "simplifié" ne doit pas être pris au sens péjoratif du terme, les modèles reposent sur la compréhension de phénomènes complexes observés soit lors d'expériences, soit lors d'études numériques conduites par le laboratoire seul ou en collaboration avec d'autres laboratoires. Dans ces modèles, nous avons intégré le plus possible de paramètres s'appuyant sur des phénomènes physiques réels, d'où leur richesse. Cette approche est souvent méconnue en France alors qu'elle est à la base d'études très poussées dans d'autres pays comme la Suisse ou le Japon pour ne citer que les pays très dynamiques dans ce secteur d'activité.

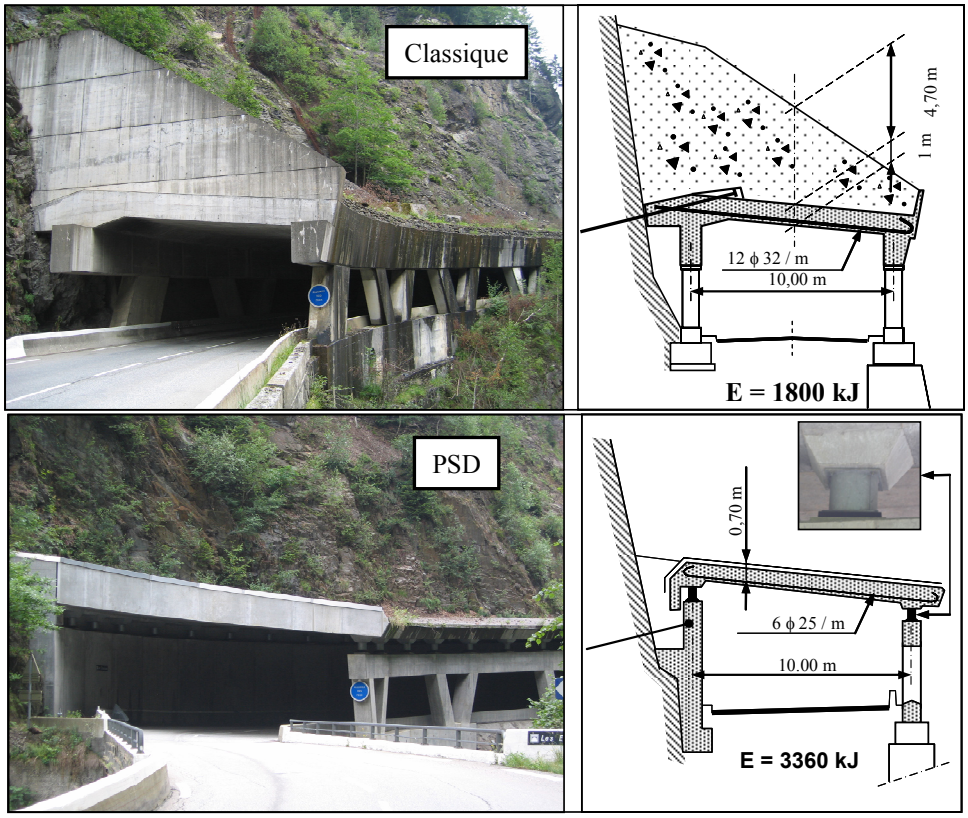


Figure I.2 : les pare-blocs classique et PSD

Dans tout ce document comme dans toutes les recherches qui y sont associées, la compréhension des phénomènes associés aux impacts est très présente. Ainsi beaucoup de travaux reposent-ils sur des expérimentations lourdes aussi bien au sens de leur mise en œuvre que pour

leur interprétation. Enfin pour explorer des parties non accessibles par l'expérimentation, nous avons aussi utilisé des approches numériques et la diversité des outils utilisés a été dictée par la grande diversité des phénomènes que nous avons pu observer.

Le présent document intitulé "Comportement d'ouvrages de protection en béton armé sous impacts sévères" va s'articuler autour des trois thèses que j'ai codirigées sur le sujet. La progression dans le document ne suit pas une suite chronologique des travaux, mais plutôt une augmentation du niveau d'énergie dissipée pour se terminer par une approche de type suivi d'ouvrage.

La première partie est consacrée à des ouvrages innovants prenant en compte certains concepts développés dans la seconde partie mais en les adaptant à un niveau d'énergie plus faible et à un contexte différent car il s'agit de protection de bâtiment contre des chutes de blocs pour des énergies inférieures au mégajoule. Cette partie est issue d'une collaboration fructueuse entre un bureau d'études sur les risques naturels (IMS-RN, Grenoble) et un groupe de chercheur du GIS VOR ("Vulnérabilité des ouvrages aux risques") dont je fais partie. Nous abordons également une approche numérique fondée sur la méthode aux éléments discrets. Les travaux qui sont présentés dans cette partie correspondent à ceux de la thèse de Julien Lorentz.

La deuxième partie est consacrée à la thèse de Fabien Delhomme mais également à tous les contrats de recherche dans lesquels j'étais impliqué et qui ont traité du sujet. Elle concerne les ouvrages de protection de type PSD pour des voies de circulation (routes, voies ferrées,…) soumis à des impacts de chutes de blocs rocheux pouvant aller jusqu'à 20 000 kJ. L'intérêt que nous pouvons trouver ici est que la dissipation n'est pas effectuée dans un élément ajouté sur l'ouvrage (type matériau granulaire : figure I.2) mais va se faire directement dans le matériau utilisé pour la structure (le béton armé) et également dans le comportement dynamique de l'ouvrage. Pour compléter cette partie, j'ai intégré une étude qui n'a jamais été publiée sur le mode de fonctionnement des PSD comportant une dalle inclinée.

Enfin la dernière partie concerne l'étude que nous avons menée dans le cadre de la thèse de Zoheir Boukria et qui concerne le suivi des ouvrages PSD. Effectivement, comme cela est évoqué dans la deuxième partie, les PSD peuvent être endommagés lors d'impacts exceptionnels et il semble important de pouvoir effectuer un suivi de ces ouvrages en caractérisant les endroits où les impacts ont eu lieu mais aussi le niveau de sollicitation. Pour cela nous avons utilisé une approche fondée sur l'analyse inverse et les premiers résultats obtenus sont présentés.

Dans ce document il m'arrivera d'employer le "je" mais il ne correspond pas à une appropriation personnelle des différents travaux car ils n'auraient jamais pu voir le jour sans les collaborations fructueuses aussi bien au sein du laboratoire qu'à l'extérieur.

II ÉTUDE DE LA CAPACITÉ DE DISSIPATION D'UNE STRUCTURE DE PROTECTION MULTICOUCHE CONTRE LES CHUTES DE BLOCS ROCHEUX

II.1 OBJECTIFS

Objectifs : dans cette étude, la recherche devait permettre de mettre au point un système passif de protection contre les chutes de blocs de faible énergie d'impact (quelques centaines de kilojoules). Ce système repose sur :

- une structure multicouche permettant la dissipation d'énergie d'impact, un endommagement de cet élément est envisagé,
- une structure d'appuis dont le comportement doit toujours rester dans le domaine élastique afin de ne pas s'endommager et de permettre de conserver la pérennité globale de l'ouvrage (cf. figure II.1).

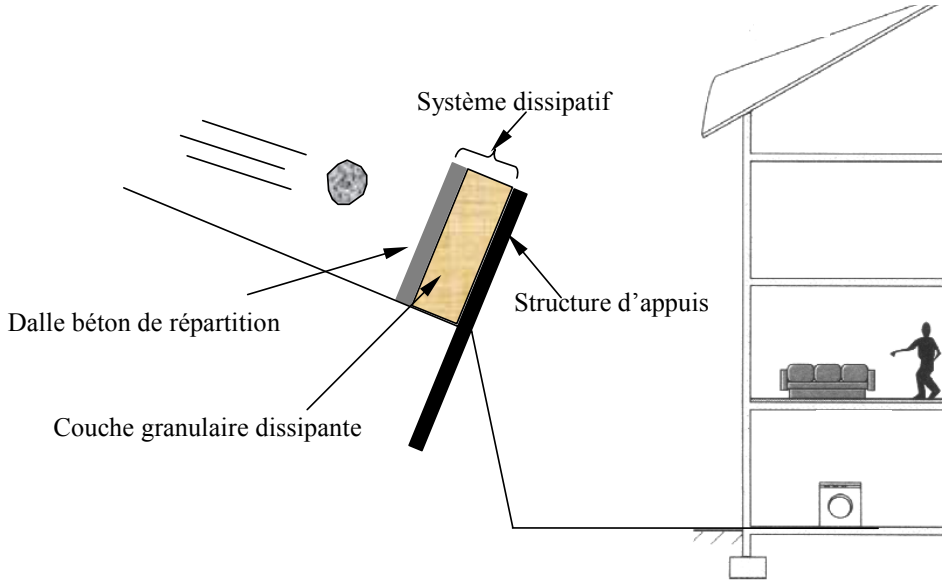


Figure II.1 : principe du système de protection

Parmi les objectifs nous retrouvons :

- une limitation des efforts transmis à la structure support afin de ne pas l'endommager. Ce point a également retenu toute notre attention dans le cadre des études effectuées pour la thèse de Fabien Delhomme,
- l'épaisseur du matériau dissipant doit rester faible afin de ne pas trop empiéter sur la zone de terrain "utilisable",

- une facilité de mise en œuvre doit guider également le choix car le remplacement de la partie dissipative doit pouvoir se faire facilement,
- la recherche de matériaux à faible valeur ajoutée et peu valorisables en dehors de ce contexte,
- la pérennité des différents éléments présentant des variations de caractéristiques modérées pour des périodes de 20 à 50 ans d'utilisation,
- enfin un des éléments importants du cahier des charges était d'obtenir un système qui présentait une étanchéité totale vis à vis d'un éboulement.

Ce travail a été mené dans le cadre d'une collaboration entre IMS-RN (bureau d'études sur les risques) et le laboratoire 3S-R associés au LOCIE. Un certain nombre d'objectifs nous ont été dictés par cette collaboration étroite avec le bureau d'études mais nous verrons qu'une réelle problématique scientifique a pu émerger et ainsi constituer une base pour le travail de thèse de Julien Lorentz. Cette thèse a débuté en 2004 pour se terminer en 2007. Des études similaires à la nôtre ont été faites depuis par Yamaguchi et Kishi [YAM, 10] ; nous retrouvons le même type d'expériences mais en revanche le matériau dissipant est un polystyrène expansé en bloc. Les niveaux d'énergie pour le test sont très proches de ce nous avons fait. Dans notre cas nous avons recherché à caractériser les dissipations élément par élément comme nous le verrons dans le paragraphe II.4, ce qui n'est pas forcément le cas des autres études.

Parmi les verrous scientifiques qui peuvent être retenus dans le cadre de cette étude, nous avons :

- la connaissance des mécanismes de dissipation de l'énergie pour les différentes couches que nous retiendrons,
- la quantification des efforts transmis : ce point est utilisé comme élément de dimensionnement de la structure arrière et il est primordial d'y accéder,
- enfin le calage d'un outil numérique permettant d'explorer d'autres voies difficilement accessible par l'expérimentation.

Pour l'approche expérimentale, une première partie a consisté à rechercher un matériau ou un complexe qui pouvait conduire à une dissipation de l'énergie d'impact maximale. À partir de cette analyse qui nous a permis d'éliminer certains matériaux mais également de bousculer certaines idées reçues, nous avons construit une expérimentation quasiment en vraie grandeur afin d'obtenir une approche globale.

Pour l'approche numérique, le choix a été fait de réaliser une modélisation aux éléments discrets qui semblait la mieux adaptée à notre problème. Elle permet effectivement de prendre en compte, lors de l'impact, des phénomènes d'éjection de l'impacteur mais aussi des matériaux utilisés pour dissiper l'énergie incidente. Enfin les matériaux retenus étant des matériaux granulaires sollicités en grands déplacements, cette démarche est toute naturelle.

Lors de ce travail, j'ai pu rencontrer différentes compétences :

- des ingénieurs de la société IMS-RN, qui ont une vision très pragmatique du problème de conception d'un système de protection,

- un doctorant, Julien Lorentz, qui avait une capacité d'organisation et de prise en charge rapide des problèmes qui lui étaient posés,
- Frédéric Donzé du laboratoire 3S-R, qui associe une approche numérique des problèmes tout en conservant un lien important avec le monde réel et est toujours prêt à mettre le doctorant en avant pour faciliter sa prise d'autonomie.

Pour ma part, j'ai pris en charge la partie expérimentale tout en faisant l'analyse des phénomènes en accompagnement de Julien Lorentz.

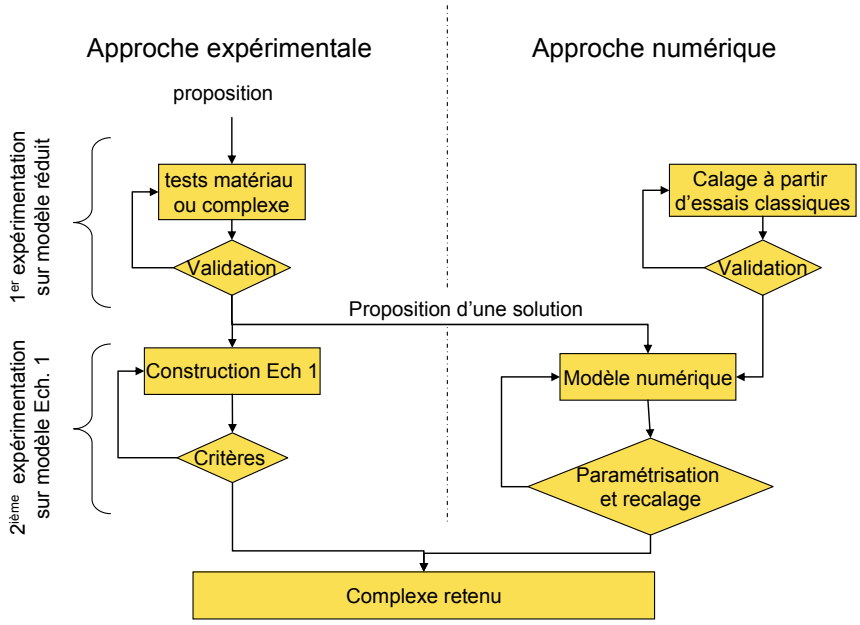


Figure II.2 : schéma fonctionnel de la thèse de Julien Lorentz

La figure II.2 montre l'organisation du travail effectué dans le cadre de la thèse de Julien Lorentz : entre autres il est aisé de comprendre que la première phase d'expérimentation sert de validation à une deuxième étape beaucoup plus importante qui comprend une expérimentation sur modèle à l'échelle 1 avec, en parallèle, des tests numériques.

II.2 EXPÉRIMENTATION SUR MODÈLE RÉDUIT

Cette expérimentation nous a permis de faire un rapide choix quant aux différentes possibilités qui se présentaient à nous. Entre les deux expérimentations décrites sur la figure II.2, il y a une étape de propositions de solutions qui est effectuée par validation et consensus de tout le groupe de travail.

II.2.1 Le choix des différents matériaux

Ces dernières décennies ont été très prolifiques concernant le niveau de dissipation d'énergie présenté par les matériaux, qu'ils soient simples ou complexes ; nous présenterons ici ceux qui nous ont paru les plus représentatifs.

Chikatamarla [CHI, 07] fait un bilan, qu'il a souhaité le plus exhaustif possible, sur les différents matériaux et systèmes utilisés pour dissiper de l'énergie dans le cadre d'un impact rocheux. L'analyse recense un nombre important de paramètres qui influent sur la dissipation d'énergie et présente les modèles numériques ou analytiques qui permettent de quantifier cette dissipation. Il y est expliqué, tout comme dans la directive suisse de 2008 [DIR, 08], que

"L'effet de la couverture est d'amortir les chocs et de diminuer les sollicitations sur la structure. Il est ainsi possible de prévenir les perforations et les éclatements en face inférieure de la dalle. L'épaisseur de couverture nécessaire dépend de la masse et de la vitesse des blocs, ainsi que du type de matériau de remblai utilisé". Le matériau servant uniquement pour la dissipation d'énergie, il existe des formules empiriques pour évaluer l'effort dynamique dû à l'impact et la déduction de la charge surfacique équivalente statique qui permet de dimensionner la structure support.

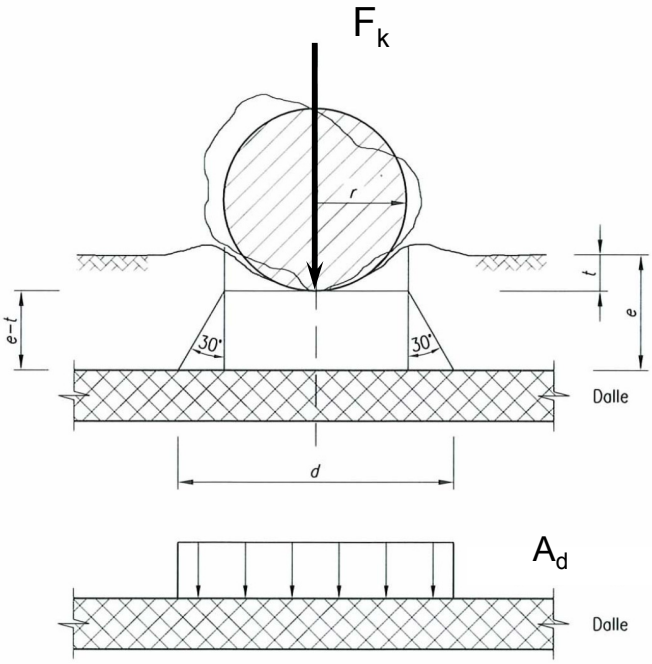


Figure II.3 : effort d'impact et charge équivalente statique [DIR, 08]

Dans cette même directive, il est possible de retrouver les formules empiriques fournissant F_k et la force statique de remplacement A_d.

$$F_k = 2{,}8e^{-0{,}5} r^{0{,}7} M_{E,k}^{0{,}4} \tan\varphi_k \left(\frac{m_k v_k^2}{2} \right)^{0{,}6} \qquad \text{II.1}$$

$$t = \left(\frac{m_k v_k^2}{F_k} \right) \qquad \text{II.2}$$

Avec

t : profondeur de pénétration (m)
F_k : valeur caractéristique de la force au point d'impact (kN)
m_k : valeur caractéristique de la masse du bloc (t)
r : rayon de la sphère idéale équivalente (m)
v_k : valeur caractéristique de la vitesse d'impact (m/s)
e : épaisseur de la couche de couverture (m)
$M_{E,k}$: valeur caractéristique du module statique M_E de compressibilité du matériau de couverture (kN/m²)
φ_k : valeur caractéristique de l'angle de frottement interne du matériau de couverture

$$A_d = C \times F_k \qquad \text{II.3}$$

La force statique de remplacement A_d résulte du produit de l'action dynamique F_k par un coefficient de construction C qui prend en compte les modes de rupture de l'élément support (rupture ductile ou fragile) ; ce coefficient varie de 0,4 à 1,2.

Même si cette approche semble très intéressante, à aucun moment la dynamique globale du système sous impact n'est abordée, ni même une approche phénoménologique du problème.

Dans la suite, nous aborderons rapidement les différentes pistes explorées par certains auteurs :

M. F. ASHBY [ASH, 05] est certainement celui qui a étudié de la façon la plus précise les comportements des matériaux au sens général et c'est pour cette raison qu'il est le plus cité dans les travaux en cours. La figure II.4 est très représentative de ses travaux : elle fournit, pour chaque type de matériau, son coefficient de déperdition d'énergie et son module d'Young. Ces études sont très intéressantes car elles permettent d'avoir une idée générale sur des niveaux de dissipation mais également d'avoir une vision globale et comparative des matériaux. Les matériaux que nous utilisons sont plutôt situés sur la partie droite de la figure mais ils balayent en revanche une grande plage de valeurs du coefficient de déperdition.

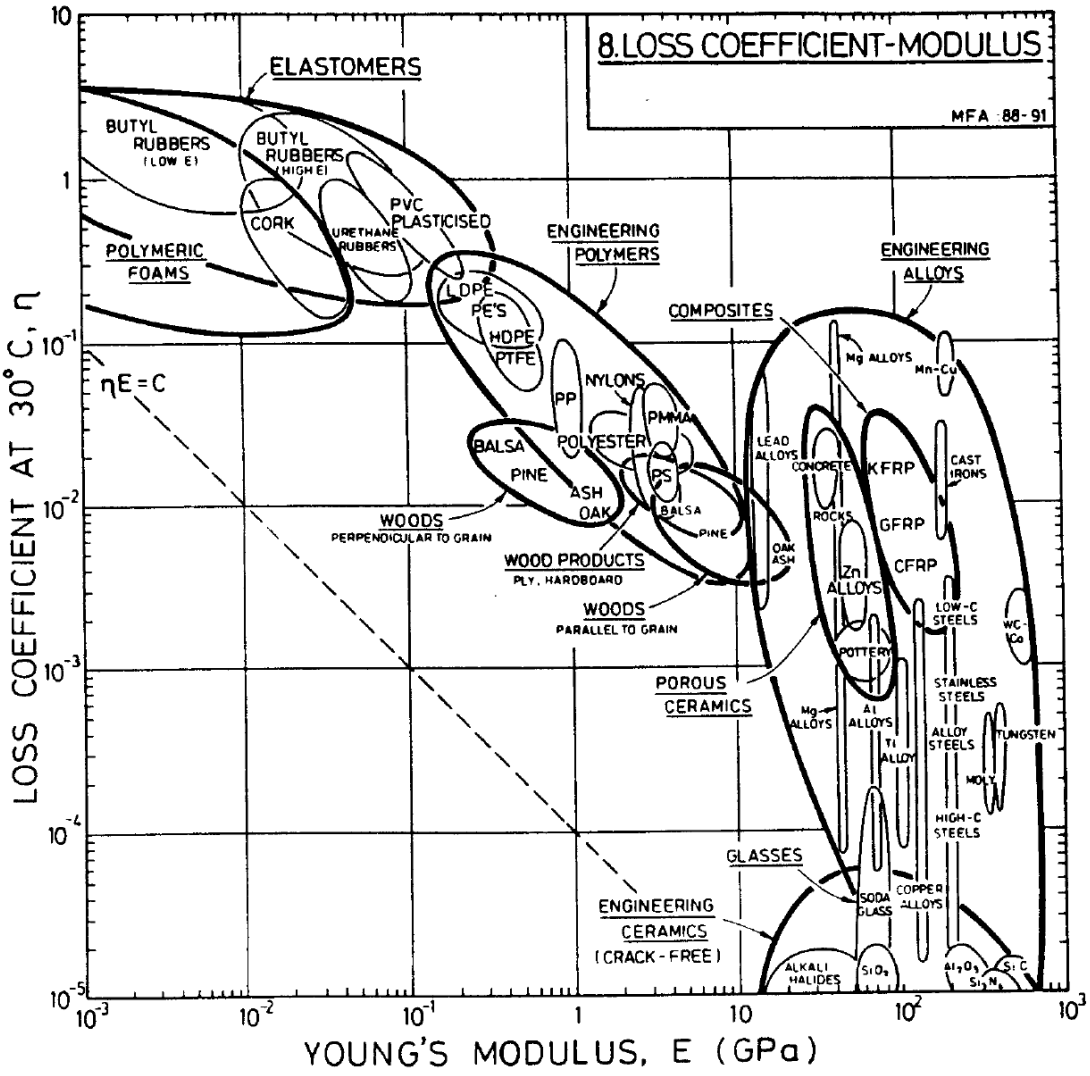


Figure II.4 : coefficient de déperdition d'énergie η et module d'Young E selon les matériaux [ASH, 05]

Il est ensuite possible de trouver des études particulières sur un type de matériau comme par exemple I. H. P. Mamaghani [MAM, 99] dont l'étude a porté sur le matériau polystyrène. Les résultats sont très prometteurs mais ils conduisent à la constatation que ce type de matériau nécessite un entretien très important. Dans le cadre de la démarche choisie nous avons essayé d'éviter ces matériaux pour rester sur des matériaux granulaires classiques.

Mais même avec des matériaux granulaires courants, il reste des questions comme l'influence du compactage ou de la granularité. Hardin et Drnevich [HAR, 72] ont déjà travaillé en 1972 sur l'énergie dissipée dans des matériaux granulaires et, entre autres, sur l'influence de la taille des granulats et de leur répartition granulaire sur cet effet de dissipation. Sarah Montani [MON, 98], trouve pour sa part que cette influence reste assez faible et qu'il n'est pas intéressant d'en tenir compte. Afin de caler notre démarche mais également de faire une première évaluation des grandeurs que nous souhaitions mesurer, nous avons commencé par faire une première étude sur un modèle de dimension réduite avec un nombre de points de mesure réduit.

II.2.2 L'expérimentation à petite échelle

Le choix de la géométrie de notre modèle a été guidé essentiellement par l'objectif de faire une étude comparative des matériaux ou des complexes de dissipation en termes d'effort transmis à la structure support.

La figure II.5 permet d'avoir une vue d'ensemble du dispositif mis en œuvre : il est constitué d'une partie inférieure (réceptacle) recevant les éléments ; un capteur d'effort, placé en partie inférieure, mesure l'effort transmis ; la partie supérieure (impacteur) est constituée d'une sphère métallique en acier de 15 cm de diamètre et d'une masse de 13,5 kg.

Les hauteurs de chute de l'impacteur varient entre 0 et 2,50 m soit une énergie d'impact maximale de 334 J.

L'épaisseur des couches de matériaux granulaires testées est comprise entre 10 et 15 cm.

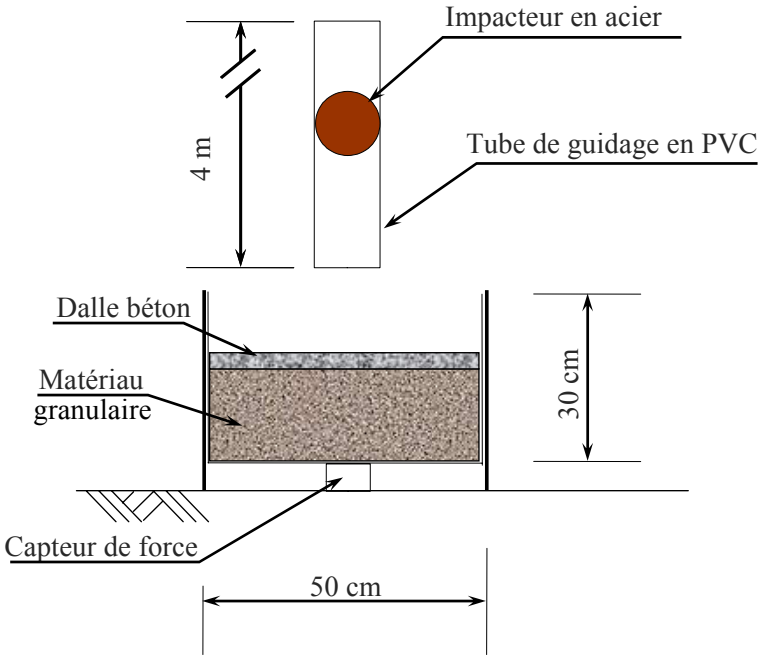


Figure II.5 : dispositif expérimental à petite échelle

Les différentes configurations testées sont :

- Sable d'Hoston dont le squelette granulaire s'étend de 0,1 à 1 mm,
- Gravier 5/15,
- Pouzzolane 7/12,
- Complexe constitué d'une chaussette de géotextile extensible remplie de sable dont le diamètre plein est de 12 cm.

Analyse des résultats à partir de ces premiers essais :

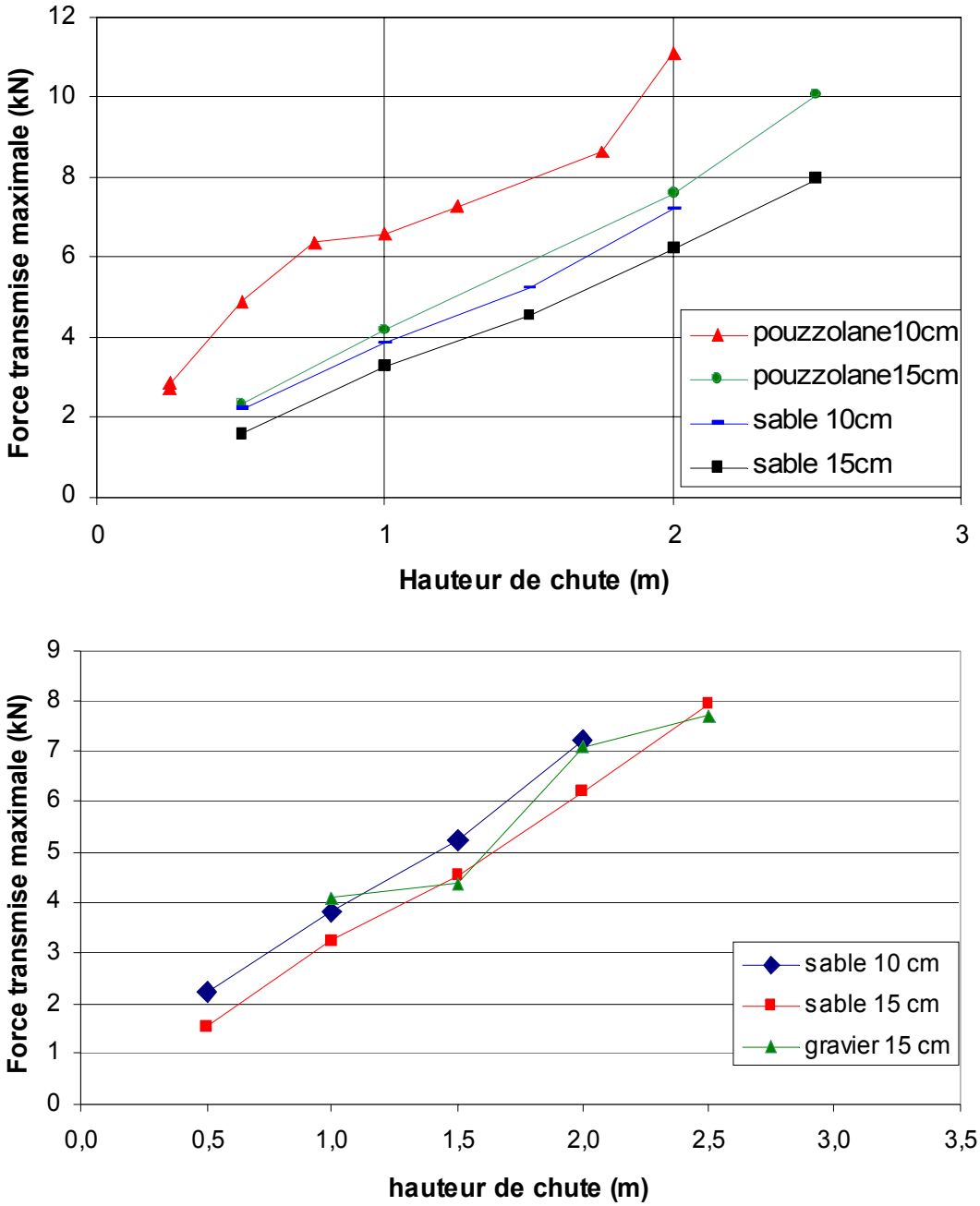


Figure II.6 : résultats des expérimentations à petite échelle

Sur la figure II.6, nous pouvons remarquer que l'augmentation de la hauteur de chute, donc de l'énergie d'impact, conduit bien à une augmentation de l'effort transmis, ce qui semble assez trivial. En revanche, ce qui l'est un peu moins, c'est le fait que l'utilisation de la pouzzolane ne

présente pas d'intérêt dans le cadre de notre étude au contraire, elle conduit à une force transmise plus importante que pour les autres matériaux. De plus l'analyse du matériau *a posteriori* a montré une très importante déstructuration de la pouzzolane, même pour des énergies aussi faibles que 300 J.

Sur le graphe du bas, la comparaison entre le sable et le gravier est possible. Il est à remarquer que les différences entre les deux matériaux sont très faibles vis à vis de l'effort transmis ce qui va dans le sens de ce qui a été observé par Sarah Montani [MON, 98].

	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

L'analyse s'est poursuivie par des tests sur des éléments complexes (Géotextile et ajout d'une dalle de répartition). Les résultats sont donnés dans le tableau II.1. L'exploitation de ces résultats devient très difficile et semble s'opposer aux résultats de l'expérimentation à l'échelle 1 : cela provient certainement du fait que cette expérimentation a été menée sur un petit volume, ce qui peut conduire à un effet de confinement qu'il va être difficile de caractériser, comme cela se retrouve sur l'essai "Dalle + 15 cm de sable". Les résultats obtenus ont néanmoins permis une bonne analyse relative pour des matériaux similaires (pouzzolane, sable ou gravier) mais ils ne pourront pas nous permettre une analyse plus poussée des systèmes complexes. Pour ces derniers des expériences quasiment en vraie grandeur s'imposent.

II.2.3 Analyse

À cette phase, nous avons conçu une expérimentation très simple et l'analyse qui en ressort n'a pas donné tous les résultats escomptés. Dans les approches expérimentales, il paraît primordial de rechercher *a priori* l'ensemble des tendances que l'on imagine et de le noter. *A posteriori* une analyse des résultats et un recalage par rapport aux attentes sont souvent très révélateurs. Néanmoins, dans le cas particulier cité ici, il faut se méfier des conclusions trop hâtives et conserver du recul quant aux expérimentations avec des modèles à échelle trop réduite comme c'est le cas ici. La partie expérimentale comprenant une dalle de répartition et des gaines géotextiles est trop contrainte et ne permet pas de tirer des conclusions sur l'apport de ce système. Nous verrons dans la suite que, lorsque nous changerons d'échelle d'expérimentation, les résultats obtenus sont complètement différents.

II.3 L'EXPÉRIMENTATION QUASIMENT EN VRAIE GRANDEUR

Dans l'étude précédente, nous avons pu voir les conséquences du confinement des matériaux lors d'un choc. Pour l'expérimentation à échelle 1, nous avons cherché à éviter le confinement dans les différentes campagnes afin de maximiser la dissipation de l'énergie dans le complexe dissipant mis en œuvre. D'où la solution technique consistant à utiliser :

- des matériaux granulaires qui peuvent dissiper de l'énergie par déplacement et frottement,
- des gaines en géotextiles qui permettent de maintenir le matériau dans une position bien définie,
- des pneus qui maintiennent des espaces de vide favorables aux déplacements sous choc,
- et enfin une dalle en béton armé qui permet de mobiliser un nombre important d'éléments et ainsi de maximiser l'énergie dissipée.

II.3.1 Présentation des matériaux

- La grave : c'est un matériau granulaire concassé de désignation 0/31,5 mm ; elle est assez représentative de ce qui pourra être utilisé dans la phase d'exploitation du système.
- Les pneus : ce sont des pneus de voiture dont la taille est le mieux en adéquation avec les dimensions des différents constituants du système mais également avec les énergies d'impact mises en œuvre.
- La dalle : elle est en béton armé avec un ferraillage permettant une bonne transmission des efforts et dont l'endommagement et ne devrait pas compromettre cette fonctionnalité, d'où l'idée de positionner un treillis type ST10 coté impact et un ST40C coté transmission des efforts.

II.3.2 Description du dispositif d'essai

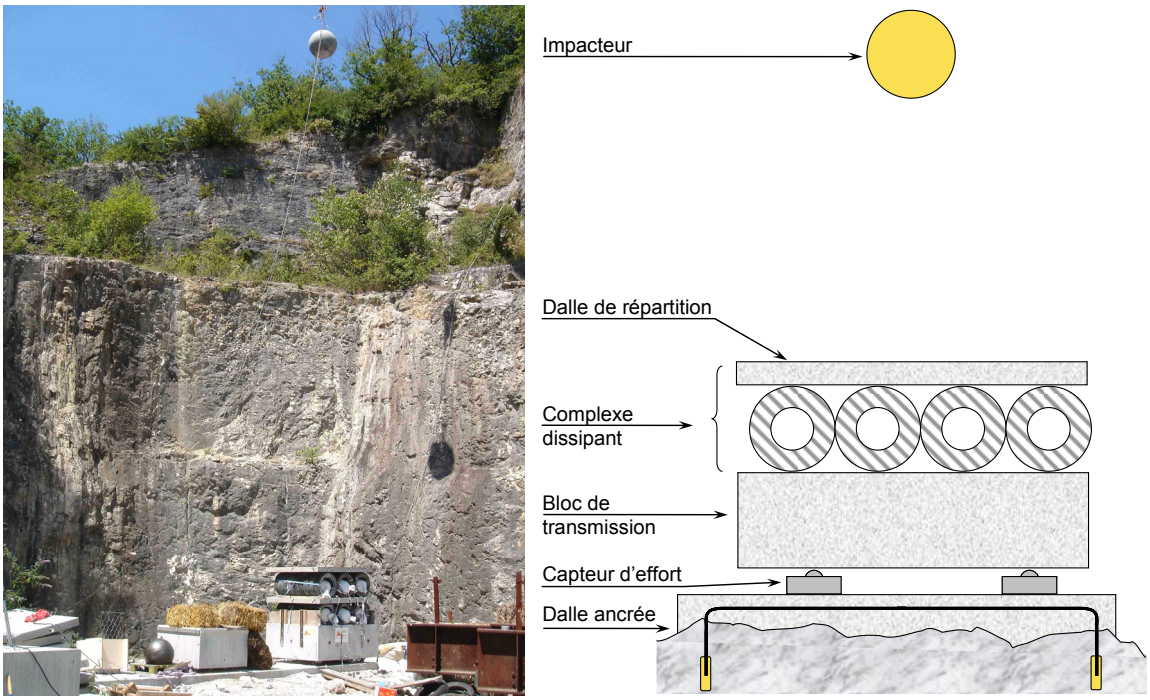


Figure II.7 : site de largage de Grésy sur Aix

Le dispositif complet est constitué :

- d'une dalle en béton armé coulée et ancrée sur le carreau de la carrière ; elle sert de référence à tous nos essais,
- des capteurs d'effort,
- d'un bloc en béton armé pour la transmission des efforts,
- d'un impacteur.

Description des différents éléments et justification des choix effectués :

- L'impacteur : en fonction des objectifs définis pour les études, il est possible de trouver dans la bibliographie des impacteurs de différentes formes mais aussi des matériaux de constitutions très diverses. Pour s'en convaincre il suffira de reprendre les études de [PEI, 98] et [KIS, 02] ou même ce qui a été fait dans le cadre de la thèse de Fabien Delhomme [DEL, 05]. Nos objectifs étaient d'avoir un impacteur ne présentant pas de risque de fracturation, ayant une surface d'impact suffisamment importante, ce qui permettait d'assurer une certaine répétabilité des essais en ce qui concerne la forme et la surface de contact. Cela nous a conduit à choisir un impacteur fabriqué en béton DUCTAL®, d'une masse totale de 650 kg et d'un diamètre de 80 cm. Sur l'axe du centre de gravité est placé un boîtier contenant un accéléromètre.
- Le socle en béton : un des impératifs principaux de notre étude est la mesure de l'effort transmis à la structure support. Le point de mesure se situe juste après les empilements des différents matériaux mais il est difficilement accessible directement : pour cette raison, nous avons choisi de créer un socle très rigide par rapport aux autres éléments mis en place, d'où les dimensions retenues : 2,00 m x 1,50 m x 0,70 m.

Les mesures effectuées :

- accélération et décélération de l'impacteur : nous utilisons un accéléromètre unidirectionnel ± 5 000 *g*, précision de 0,1 % permettant de connaître les accélérations en jeu et également de caler les temps de début d'impact ;
- effort en partie inférieure du bloc : nous avons disposé trois capteurs d'efforts de 1 000 kN ± 0,02 %, ce qui constitue un système d'appuis isostatique et facilite l'interprétation des données.
- déplacements de la dalle de transmission et de l'impacteur : ils sont obtenus à l'aide de caméras rapides à 1 000 images par seconde sur un champ de 2,00 m x 2,13 m pour une précision de positionnement de 0,8 cm.

Les essais d'impact réalisés ont été répartis en 5 campagnes dont les objectifs sont décrits ci-après. Ces essais dynamiques ont été complétés par des essais statiques de caractérisation des matériaux. Ces derniers essais ont eu une grande importance dans la compréhension des phénomènes mis en œuvre en dynamique mais aussi pour toutes les phases de calage numérique.

Les campagnes :

I. Essais d'impact direct sur une couche de grave de 40 cm d'épaisseur. Ces essais étaient destinés à valider la chaîne de mesure et à tenter de retrouver les résultats de la thèse de Sarah Montani [MON, 98]. Ils serviront de référence pour les essais suivants.

II. Impact sur un sandwich dissipateur constitué de gaines géotextiles remplies de grave et placées au sein des pneus avec une dalle de répartition.

III. Impact sur des pneus totalement remplis de grave et supportant une dalle de répartition.

IV. Même structure que la campagne II mais sans dalle afin de vérifier l'intérêt de cet élément dans la démarche de dissipation.

II.3.3 Analyse de la campagne I

Cette campagne devant servir de référence pour l'ensemble de nos essais, nous l'avons comparée à l'étude effectuée par S. Montani [MON, 98] lors de sa thèse. En revanche, tout ne pourra pas être comparé car les conditions aux limites ne sont pas tout à fait les mêmes du fait que le matériau dissipant est supporté par une dalle de 20 cm chez S. Montani alors que notre dalle support fait 70 cm d'épaisseur.

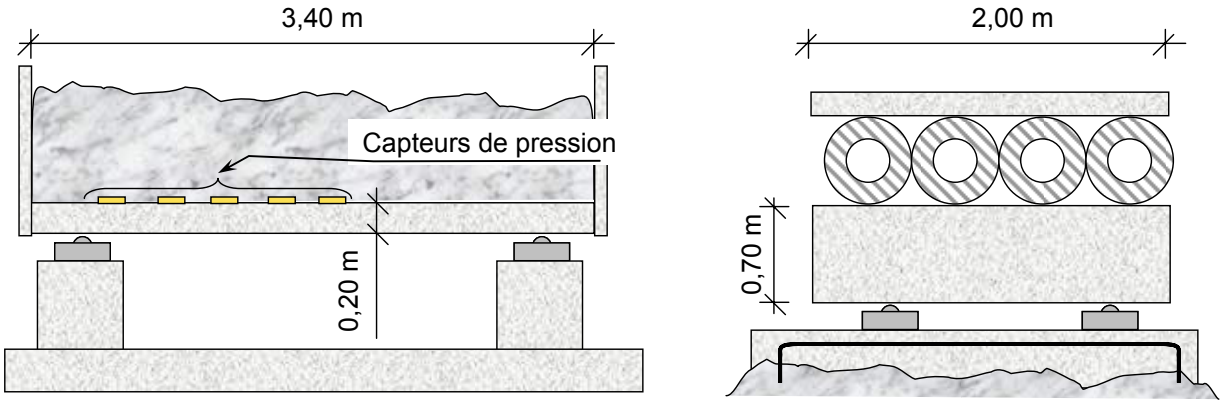


Figure II.8 : expérimentations S. Montani [MON, 98] et J. Lorentz [LOR, 07]

Sur la figure II.9, nous pouvons comparer les résultats obtenus dans le cadre de la thèse de Julien Lorentz avec les courbes empiriques de la thèse de S. Montani. Les résultats correspondant à la force de décélération présentent une très bonne corrélation.

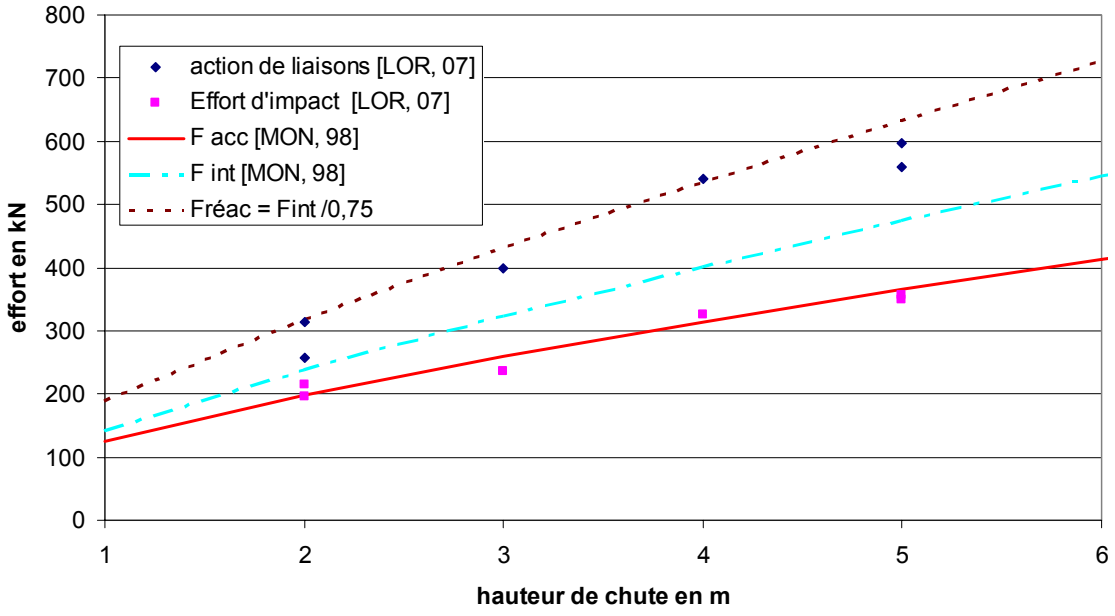


Figure II.9 : comparaison des efforts obtenus par J. Lorentz et les courbes empiriques de S. Montani

Les courbes empiriques ont été obtenues [MOM, 98] en utilisant les équations :

$$F_{acc} = 1{,}33 \exp\left(\frac{R}{1{,}5\,e}\right) M_E^{1/3} (\tan\varphi)^{0{,}2} E_{pot}^{2/3}$$
$$F_{int} = 2{,}6\, R^{-0{,}24}\, e^{-0{,}01} \exp\left(\frac{R}{2{,}5\,e}\right) M_E^{0{,}25} E_{pot}^{0{,}75} \qquad \text{II.4}$$

La courbe F_{int} représente la force obtenue par S. Montani en intégrant les valeurs des capteurs de pression sur l'ensemble de la surface ; elle est très influencée par la flexibilité de la dalle qui ne peut pas être négligée dans son cas. Nous avons ajouté une courbe $F_{réac}$ qui correspond à F_{int}/0,75 comme on peut le retrouver dans la thèse [MON, 98]. D'autre part dans sa démarche, S. Montani a effectué une correction pour linéariser le comportement de la dalle alors qu'à partir de 2,50 m de chute il est possible dans son cas d'observer un comportement plastique de la dalle. Nous ne retrouverons pas ce type de phénomène dans notre approche.

L'expérience que nous avons conçue permet de bien découpler les phénomènes de dissipation dans le complexe et l'influence de flexion de la dalle. De plus elle nous a permis de valider la chaîne de mesure et les données obtenues.

H. chute (m)/ Énergie (kJ)/Essai n°	Effort transmis (kN) ±0,02%	Effort d'impact (kN) ±0,1%	Temps d'impact (ms) ±1 ms
2 / 13 / 1	258	196	39
2 / 13 / 2	315	214	33
3 / 19 / 3	400	236	32
4 / 26 / 7	540	326	28
5 / 32 / 4	560	356	27
5 / 32 / 5	596	350	27

Tableau II.2 : récapitulatif des efforts et temps d'impact pour une couche de grave

II.4 ÉTUDE DES SYSTÈMES COMPLEXES DE DISSIPATION

II.4.1 Introduction

La démarche utilisée pour valider le complexe de dissipation s'appuie dans un premier temps sur une approche expérimentale qui permettra ensuite le calage d'un outil numérique fondé sur la méthode des éléments discrets. Nous verrons que, dans cette recherche, nous avons recherché le complexe le plus dissipant possible mais surtout celui qui permettait de limiter au maximum les efforts transmis à la structure arrière. Cette étude repose sur les campagnes II, III et IV.

Depuis 2005, avec le soutien du GIS VOR, nous avons construit un site de largage vertical de blocs dans la carrière de Grésy-sur-Aix (Savoie), avec la mise en place d'un dispositif qui permet de lâcher des blocs d'une masse pouvant aller jusqu'à 1 000 kg. Les hauteurs de largage peuvent aller jusqu'à 12 m, ce qui représente une énergie de 120 kJ. Les structures réceptrices sont posée sur une dalle en béton armé ancrée dans le rocher constituant le substratum

du site (dimensions de la dalle réceptrice : 10 m x 2 m ²). C'est ce site qui a été utilisé pour la totalité des essais.

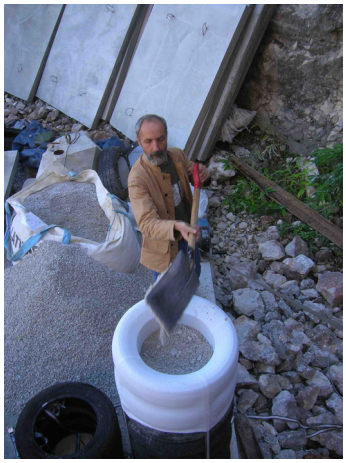


Figure II.10 : mise en place du système à tester sur le site de largage de Grésy sur Aix

II.4.2 Principaux résultats de la campagne II

Le complexe dissipant choisi pour cette campagne, et décrit ci-après, a été le plus performant et les études dynamiques ont été complétées par des études statiques dont je vais donner les principaux résultats ici.

II.4.2.1 Comportement statique

Il est assez évident que le comportement du système dissipant est très complexe de par sa constitution ce qui peut poser des problèmes pour l'analyse de son comportement : c'est pourquoi nous avons choisi de découpler le problème en faisant d'abord un essai avec une seule colonne de pneus puis en passant à une approche plus globale comprenant la dalle et les trois colonnes comme cela est fait en dynamique.

- essai d'une colonne de pneus :

Figure II.11 : dispositif d'essai de compression simple sur colonne de pneus

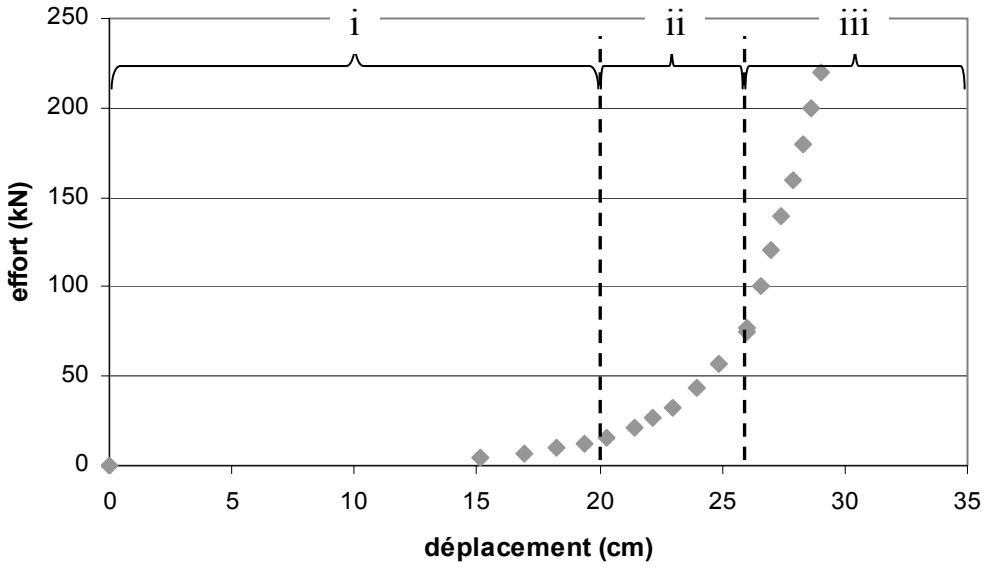


Figure II.12 : courbe effort-déplacement pour une colonne de pneus

L'analyse des différentes phases de chargement observées sur la figure II.12 s'appuie également sur des observations visuelles. La phase "i" correspond à la déformation des pneus uniquement ; en considérant que le comportement est linéaire, nous obtenons une raideur de 100 kN/m. La phase "iii" correspond à un écrasement de la partie granulaire contenue dans la gaine géotextile, l'influence du comportement des pneus étant alors négligeable. La phase "ii" représente un comportement de transition entre les deux phases décrites précédemment.

On peut critiquer ici le fait que les conditions d'appuis ne reproduisent pas exactement celle du système complet : il conviendra d'en tenir compte lors de la modélisation numérique.

- essai sur le complexe :

Figure II.13 : dispositif d'essai de compression simple sur le complexe

Le dispositif de chargement est constitué de deux poutres métalliques maintenues par des tirants qui viennent prendre en sandwich le complexe à tester. L'effort est appliqué par l'intermédiaire d'un vérin hydraulique. La mesure des déplacements se fait par suivi de trois mires avec un théodolite. La mesure des trois mires nous a permis de valider que la dalle avait un déplacement uniforme même si nous avons pu observer une légère rotation.

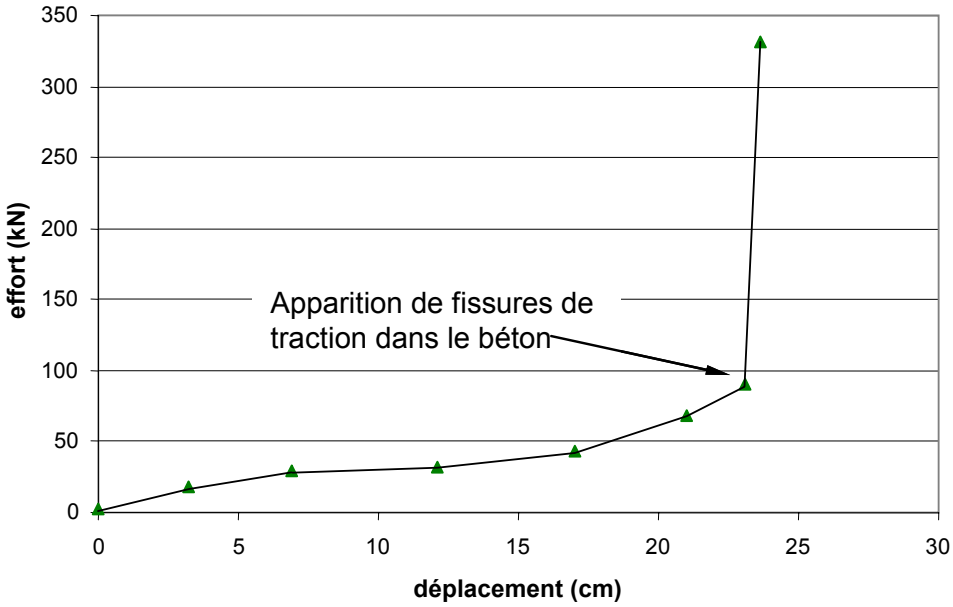


Figure II.14 : effort fonction du déplacement moyen de la dalle

Pour cet essai, nous avons pu observer les mêmes phases "i" et "iii" que sur l'essai précédent ; en revanche, la phase intermédiaire est difficilement décelable. Pour la phase "i", nous retrouvons une rigidité trois fois plus importante que lors de l'essai sur une seule colonne, ce qui est tout à fait normal. En revanche, la fissuration de la dalle béton nous a conduits très rapidement à retrouver le comportement obtenu lors de la phase "iii" sur une colonne de pneus. La rigidité obtenue dans cette phase "iii" sera difficilement exploitable dans la suite du fait du basculement des colonnes de pneus que nous ne voyons pas en dynamique.

II.4.2.2 Comportement dynamique

Lors des essais dynamiques, nous avons pu obtenir :

- les efforts de l'impacteur sur les éléments essayés à partir de l'accélération,
- le déplacement de la dalle par suivi des mires à partir des caméras rapides,
- la valeur de l'effort transmis avec les indications fournies par les capteurs d'effort.

Analyse des efforts :

Les énergies d'impact varient de 13 kJ à 90 kJ. Sur la figure II.15, il est possible de voir la force de l'impacteur et la force obtenue au niveau des capteurs d'effort (force transmise). Un rapport de 12,3 peut être observé entre ces deux forces.

Nous observons un déphasage important (environ 70 ms sur la figure) entre le pic d'effort induit par l'impacteur (A) et le pic d'effort transmis à la structure (B) : cela semble assez logique car ce déphasage correspond au temps de réponse de la structure complète ; ainsi plus la structure dissipatrice est rigide, plus ce temps est faible.

Sur la figure II.16 sont regroupés tous les efforts transmis en fonction de l'énergie d'impact.

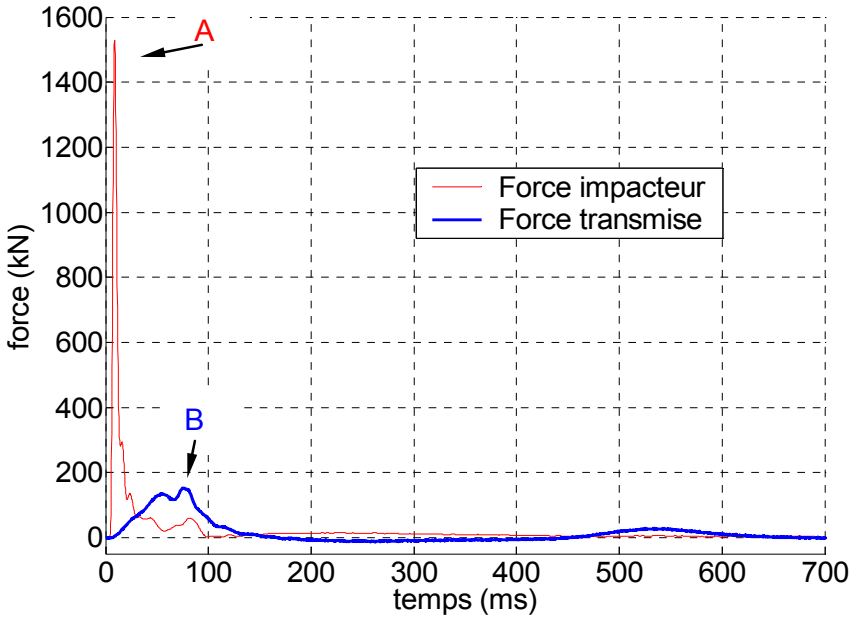


Figure II.15 : évolution des efforts en fonction du temps lors d'un impact d'une hauteur de chute de 5 m (32 kJ) sur la structure sandwich

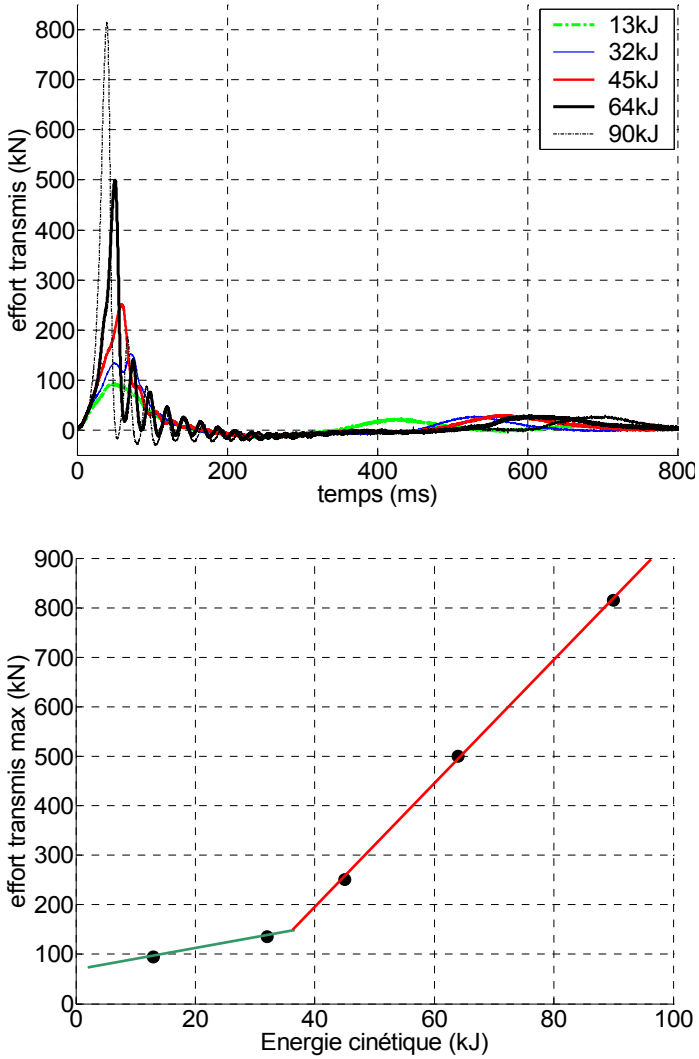


Figure II.16 : évolution de l'effort transmis en fonction du temps pour différentes énergies cinétiques

Nous observons deux phases de fonctionnement différentes :

- la première jusqu'à 35 kJ pour laquelle nous avons une faible transmission d'effort du fait de la mise en mouvement de la dalle et de l'écrasement de la partie non remplie des pneus,
- la seconde qui correspond à la mise en compression des gaines de géotextile remplies d'un matériau granulaire : la rigidité est beaucoup plus importante et donc l'effort transmis augmente plus rapidement.

Ce point de bifurcation peut aussi se retrouver en utilisant les courbes de chargement statique du complexe et en considérant que le choc est de type mou (hypothèse vérifiée lors de l'expérimentation). L'énergie qu'il reste à dissiper après l'impact peut-être obtenue avec la formule suivante (théorie des chocs mous) :

$$E_2 = E_1 . \frac{1}{1 + \frac{M}{m}} \qquad \text{II.5}$$

avec M : masse de la dalle (760 kg) et m masse de l'impacteur (650 kg)

d'où : l'énergie de l'ensemble "dalle + impacteur" à transmettre au complexe qui est, pour le cas limite de 35 kJ, de E_2 = 16,1 kJ ± 1,4 kJ.

Cette valeur est à comparer avec :

- l'énergie de déformation du complexe dissipant : à partir des courbes de chargement statique et en considérant un comportement linéaire jusqu'à 0,23 m, on obtient 11,8 kJ ± 1,2 kJ avant le changement de pente ;

⊕

- l'énergie de déplacement de l'ensemble dalle + impacteur (qui correspond à une masse totale de 1 410 kg) déplacé de 23 cm, ce qui donne 3,2 kJ ;

soit un total de 15,0 kJ ± 1,2 kJ qui est à comparer aux 16,1 kJ ± 1,4 kJ, ce qui est tout à fait cohérent et montre que le point de bifurcation sur la figure II.16 correspond effectivement à l'écrasement complet de la partie non remplie des pneus.

- Analyse des différents modes de rupture

Nous avons pu remarquer, lors des différents essais, des modes de rupture qui diffèrent de façon importante en fonction de l'énergie incidente.

Dans le tableau II.3, nous retrouvons les modes de rupture classiques que l'on peut avoir sur une dalle. Les modes de flexion de la dalle peuvent être également retrouvés à partir du suivi des déplacements. En revanche, il semble important de pouvoir quantifier l'énergie dissipée par ces différents modes mais cela n'est pas possible avec la démarche choisie.

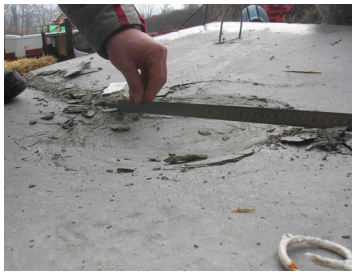
Essais		13 kJ / 2 m	32 kJ / 5 m	45 kJ / 7 m
Mode de rupture	Poinçonnement	Peu visible	Faible	Moyen
	Flexion	Faible	Fissuration dans 1 sens	Fissuration dans 1 sens
	Compaction	Négligeable	2 cm	4 cm
Vue de la zone d'impact				
Essais		64 kJ / 10 m		90 kJ / 14 m
Mode de rupture	Poinçonnement	Important		Très important
	Flexion	Fissuration importante, 2 sens		Très importante
	Compaction	5 cm		Très importante
Vue de la zone d'impact				

Tableau II.3 : modes de rupture obtenus

- *Déplacement de cible sur la dalle*

Sur la face latérale de la dalle nous avons positionné des cibles qui ont permis de faire un suivi des déplacements (voir figure II.17 et figure II.18).

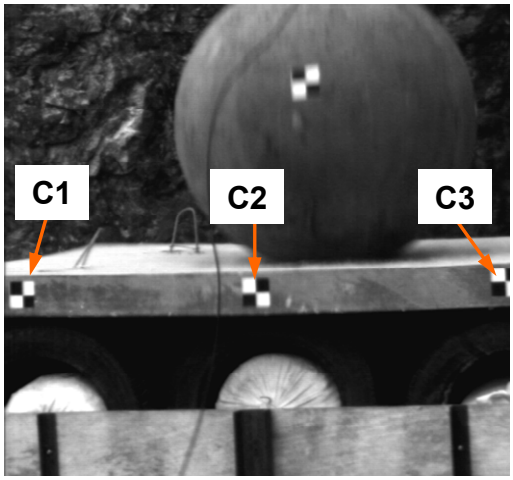


Figure II.17 : positionnement des cibles sur la dalle

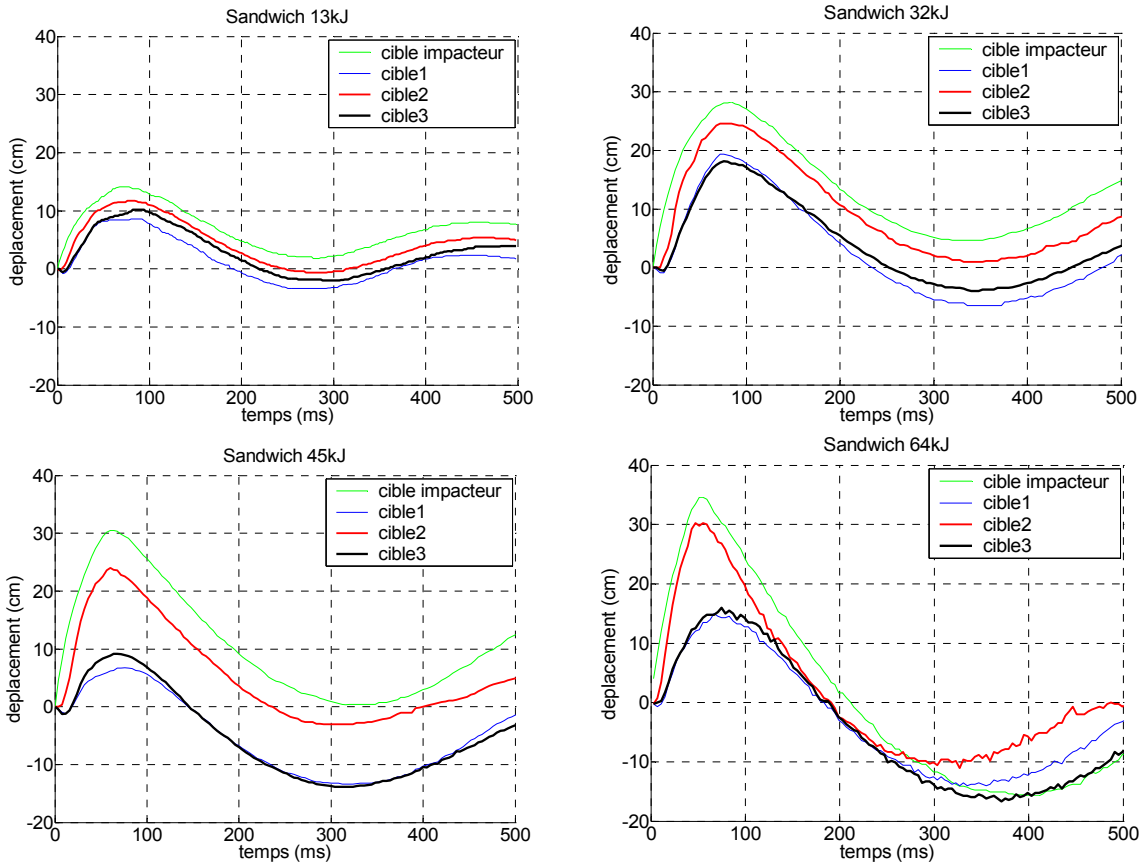


Figure II.18 : déplacements en fonction du temps pour 13, 32, 45 et 64 kJ

Sur la figure II.18, nous pouvons remarquer, conformément au paragraphe précédent, que la cible 2 suit de façon assez proche la cible de l'impacteur et qu'une différence notable peut-être observée à partir de 32 kJ entre la moyenne des cibles 1 et 3 et la cible 2. Ceci provient simplement du mode de rupture par flexion de la dalle en béton armé.

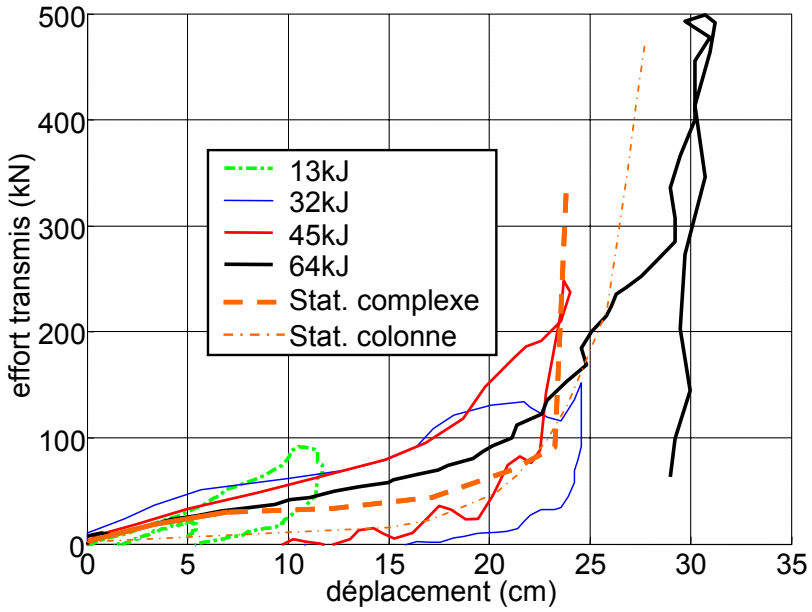


Figure II.19 : effort transmis en fonction du déplacement de la dalle

Pour terminer cette analyse, nous avons réussi à tracer les courbes effort transmis - déplacement pour le chargement dynamique. Les résultats correspondants sont présentés sur la figure II.19.

Nous avons ajouté sur cette figure en pointillé orange la courbe obtenue en statique sur le système complet. Jusqu'à 45 kJ, les résultats semblent bons mais pour 64 kJ un décalage peut être observé. Cela peut s'expliquer par le basculement des pneus lors de l'essai statique ; en revanche, l'augmentation de raideur à partir de 20 cm de déplacement se retrouve aussi sur les essais dynamiques. En reprenant la courbe obtenue en laboratoire sur une colonne de pneus, il semble que la partie plus "rigide" (après 20 cm de déplacement) soit plus proche de celle obtenue en dynamique.

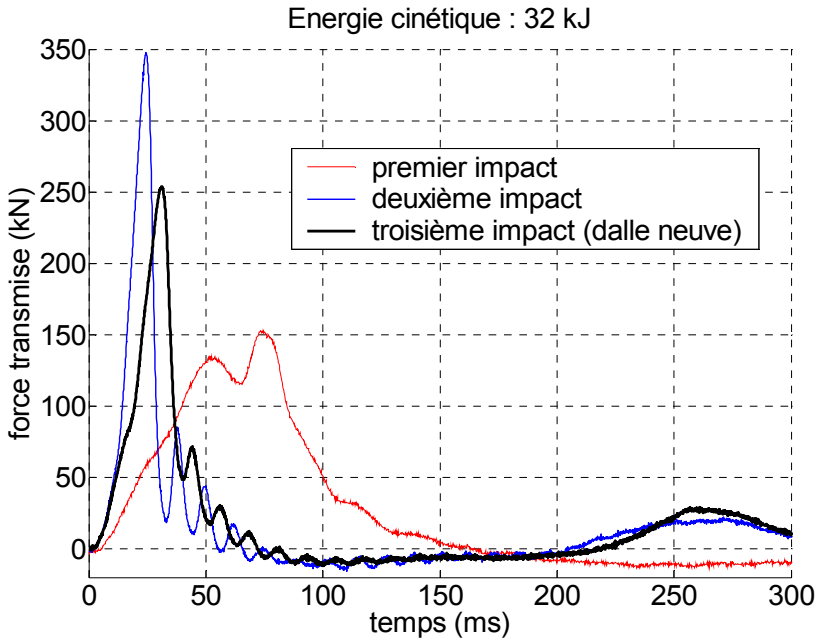


Figure II.20 : effort transmis en fonction des impacts successifs

Nous voyons ici toutes les limites d'un système expérimental pour lequel nous n'avons pas pu contraindre les conditions aux limites. Ainsi les résultats ne sont-ils pas toujours comparables et ils peuvent poser des problèmes lors de l'interprétation. Ce qui semble important, c'est de faire des protocoles très précis mais également de bien noter toutes les remarques lors des phases d'essais, même si celles-ci paraissent anodines, car elles pourront être reprises lors des interprétations ultérieures. Dans l'interprétation que nous venons de faire, il conviendrait aussi de tenir compte du temps de réponse de la structure pour faciliter les comparaisons avec les essais statiques.

- Influence des impacts successifs (figure II.20)

Un phénomène important qui a pu être mis en évidence concerne l'évolution du complexe de dissipation en fonction des impacts successifs

Cette évolution est tout à fait logique mais elle conduit malheureusement à une augmentation importante de l'effort, ce qui est préjudiciable. Pour cette raison, il faudra prévoir une maintenance de ces systèmes de protection afin d'en optimiser l'utilisation.

Il convient quand même de relativiser ce phénomène car la probabilité pour que trois impacts se produisent avec les mêmes niveaux d'énergies au même endroit semble très faible.

II.5 ÉTUDES NUMÉRIQUES

Les simulations numériques ont été réalisées avec le code SDEC (Spherical Discrete Element Code) développé par Frédéric-Victor Donzé [DON, 01]. Outre la phase de calage de paramètres inhérente à ce type de calcul, la collaboration avec le L3S-R a permis d'avoir de très bons résultats qualitatifs comme il est possible de le voir sur la figure II.21.

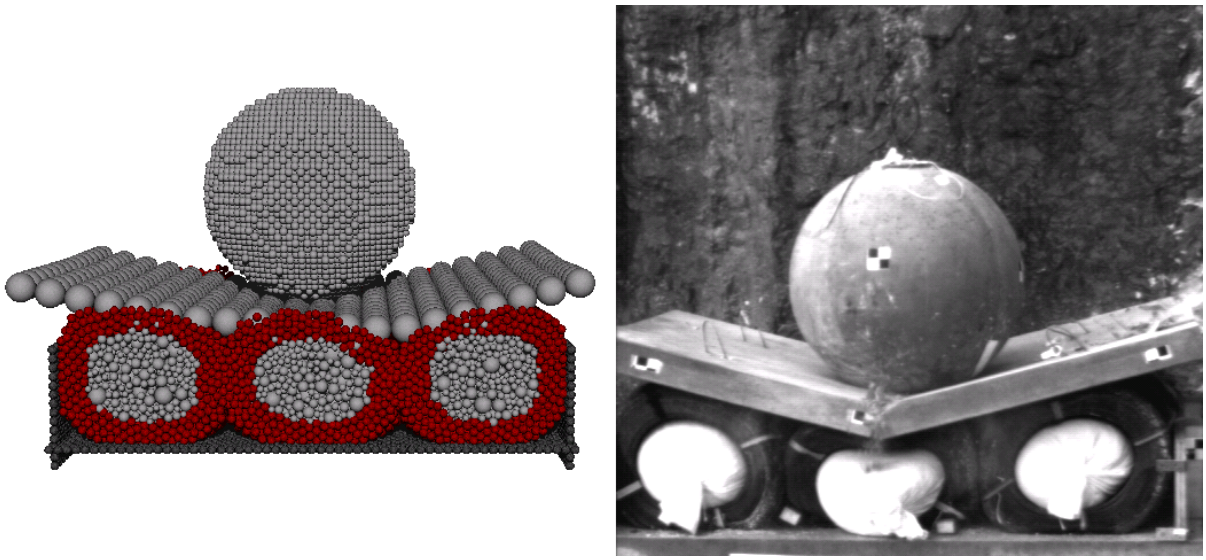


Figure II.21 : comparaison de la simulation numérique et d'un essai

Je ne m'attarderai pas sur la description du modèle, dont je ne suis pas un spécialiste, mais plutôt sur les paramètres de calage et les choix effectués pour la modélisation.

II.5.1 Modèle et calage

Le code SDEC repose sur des éléments sphériques entre lesquels les interactions sont de type lien ou contact.

L'interaction de type lien permet de modéliser la cohésion ou la résistance à la traction : ce type de lien sera utilisé pour modéliser le matériau béton.

L'interaction de type contact permet de décrire des interactions purement frictionnelles sans cohésion ni traction : cette interaction sera utilisée pour le matériau grave.

En ce qui concerne la gestion des rotations des éléments sphériques, une loi de transfert de moment avec deux variantes est implémentée dans SDEC et permet de caler les modèles de comportement pour le béton ou pour la grave.

La sphère, géométrie de base pour les modèles dans SDEC, est une représentation macroscopique des matériaux ; la représentation microscopique n'est pas possible pour l'instant car elle nécessiterait une puissance de calcul beaucoup trop importante.

Les trois matériaux utilisés dans le modèle ont nécessité un calage de paramètres macroscopiques ; il s'agit de la grave, des pneus et du béton. Les procédures de mise au point de ces modèles ont été élaborées au sein du L3S-R à Grenoble sous la direction de F. Donzé.

- *La grave :*

Le modèle est un modèle de sphère poly-disperse. Le calage des paramètres a été fait à partir d'essais triaxiaux. Le diamètre moyen des sphères est de 30 mm mais elles sont très éloignées de la granulométrie réelle. Sur la figure suivante, le calage des paramètres Φ et β_r est représenté.

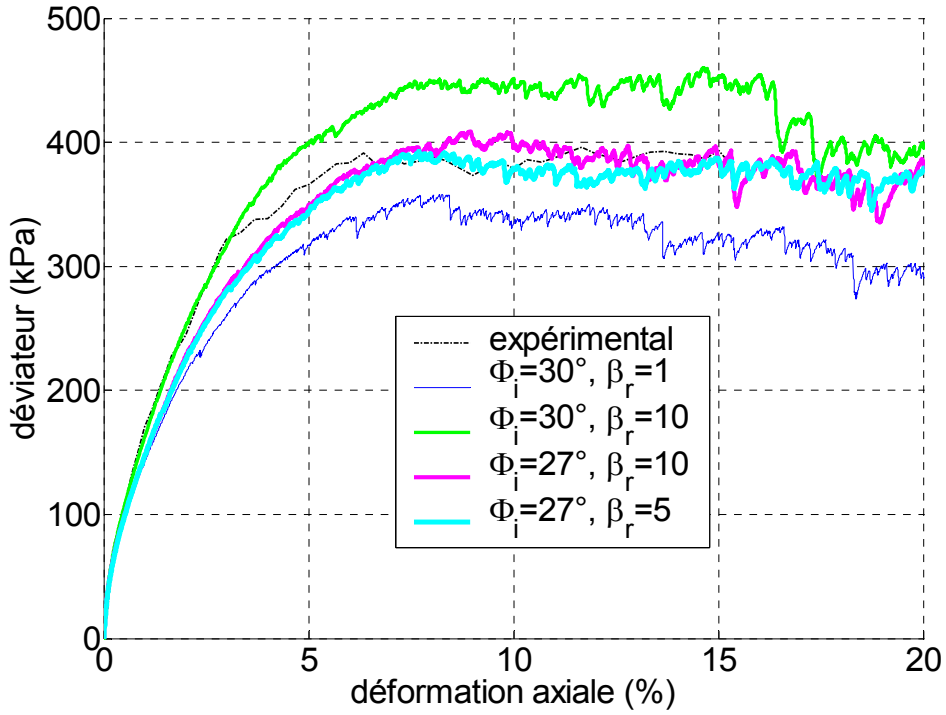


Figure II.22 : influence du coefficient de raideur en roulement β_r et de l'angle de frottement local Φ_i sur le déviateur - comparaison de la simulation numérique et d'un essai

L'ensemble des paramètres retenus est résumé dans le tableau suivant :

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 ($N.m^{-1}$)	25.10^7
Coefficient de Poisson	0,25	Rigidité tangentielle ($N.m^{-1}$)	5.10^7
Angle de frottement pic	41°	Angle de frottement de l'interaction	27°
Angle de frottement palier	41°	β_r	5
		η	1

Tableau II.4 : Récapitulatif des paramètres macroscopiques et locaux de la grave

- *Les colonnes de pneus :*

Elles ont été modélisées par des cylindres creux constitués de sphères mono-disperses. Le calage des paramètres du modèle s'est fait sur la base de l'expérience menée en laboratoire sur une colonne en essayant de respecter au mieux les conditions aux limites imposées lors de l'expérimentation. Pour cette raison, nous pouvons observer sur le modèle numérique les frontières infiniment rigides mises en place.

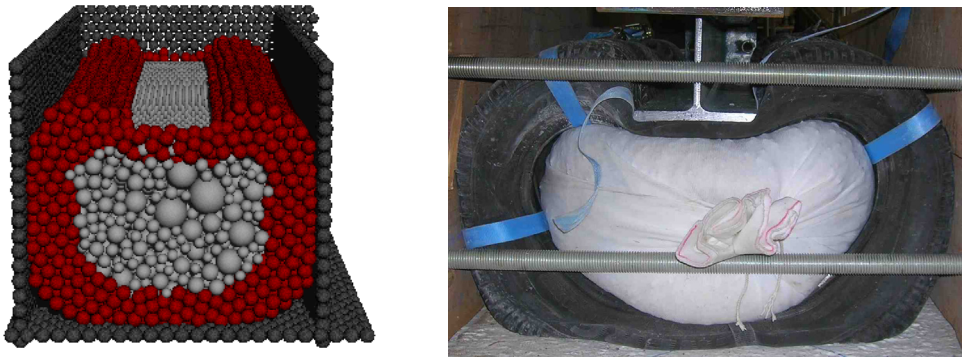


Figure II.23 : comportement numérique et expérimental de la colonne de pneus sous compression

Un des paramètres importants à caler ici est la rigidité normale locale comme cela peut se voir sur la figure suivante.

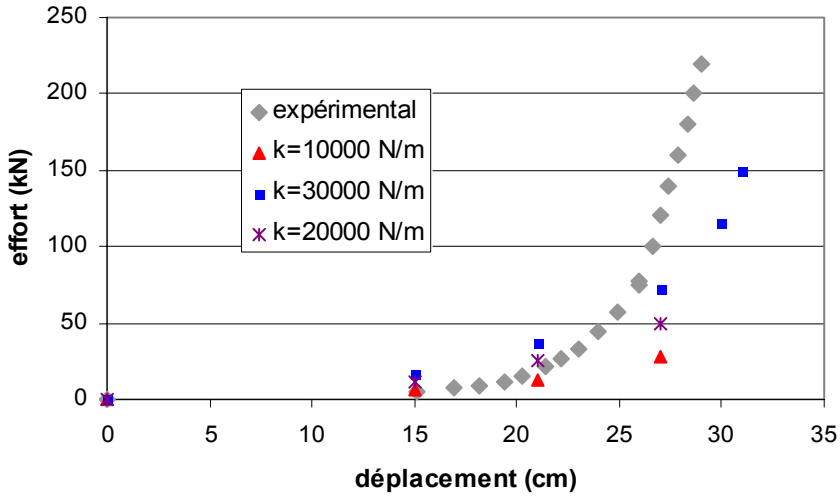


Figure II.24 : calage numérique de la rigidité de la colonne de pneus par un essai de compression

Pour le calage sont associés les comportements des pneus mais aussi du matériau granulaire ce qui ne simplifie pas la démarche. Le modèle choisi ici est une représentation grossière des éléments réels et ne pourra que nous conduire à des résultats quantitatifs qu'il conviendra de relativiser.

- La dalle :

La dalle en béton armé est représentée par une couche mono-disperse de sphères ; ici encore, ce choix a été guidé par le souhait de limiter les temps de calcul qui seraient devenus prohibitif si nous étions allés vers des représentations plus fines.

Les rigidités normale et tangentielle ont été calées par rapport aux lois de comportement de l'acier et du béton. La loi de transfert de moment est calée à partir d'une simulation d'un essai de flexion sur la dalle en béton armé, ce qui nous conduit à un comportement élasto-plastique parfait de la dalle.

II.5.2 Simulation d'un impact

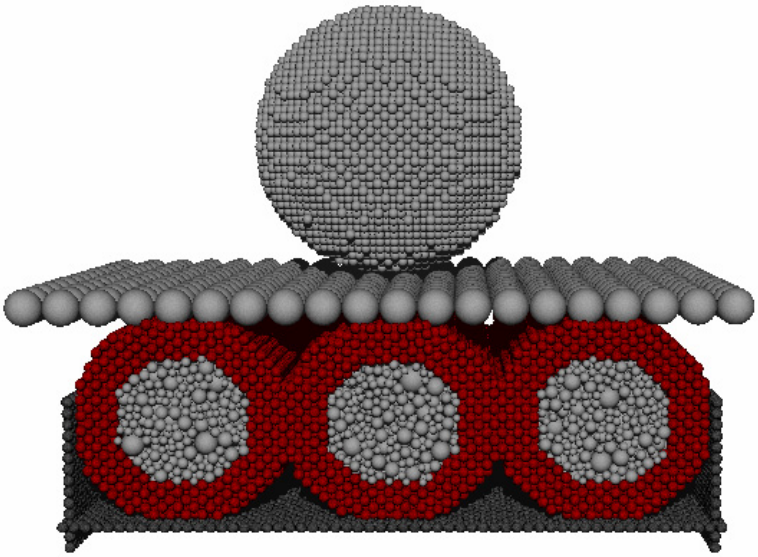


Figure II.25 : modèle complet de l'expérimentation

Pour les simulations numériques de l'expérience complète telle que celle mise en œuvre sur le site de Grésy sur Aix, nous avons repris les différents éléments calés précédemment. Les conditions aux limites sont quatre parois verticales infiniment rigides ainsi qu'une surface inférieure ne permettant aucun déplacement.

Seuls les résultats correspondant à la simulation pour 64 kJ sont présentés car ils permettent de comprendre les limites d'utilisation de ce qui a été mis en œuvre. Pour des énergies plus faibles, l'ensemble des résultats peut être retrouvé dans la thèse de Julien Lorentz et semble assez proche de ce qui a pu être observé lors des expérimentations. J'apporte simplement une autre analyse en allant rechercher les raisons de non concordance entre les différentes approches.

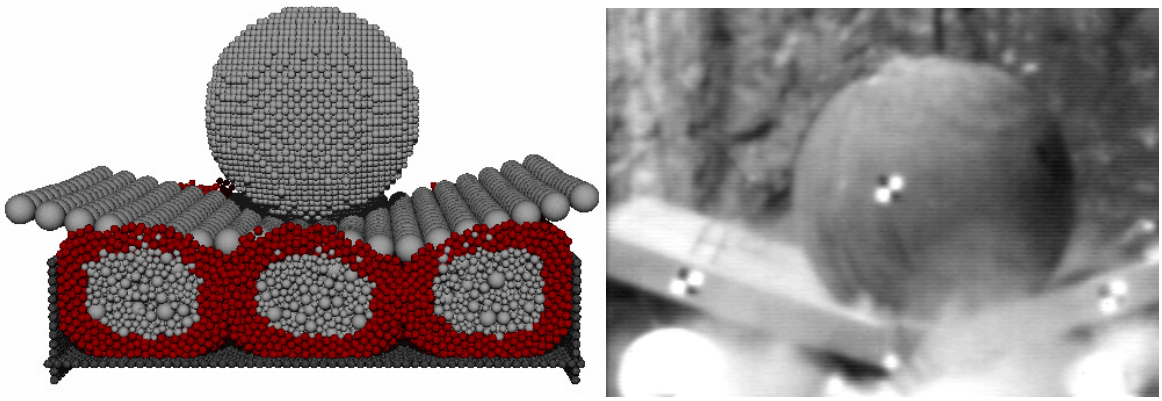


Figure II.26 : modèle numérique et expérimentation pour 64 kJ, déplacement maximal

En se limitant à une analyse qualitative, il est possible de remarquer que le modèle de dalle choisi ne permet pas de représenter correctement la rotule plastique créée lors de l'expérimentation. Dans le cas du modèle numérique, nous sommes davantage sur un phénomène de flexion avec un matériau granulaire très rigide qui conduit à obtenir un déplacement identique pour les éléments centraux du modèle (cf. figure II.27 sur la coupe transversale).

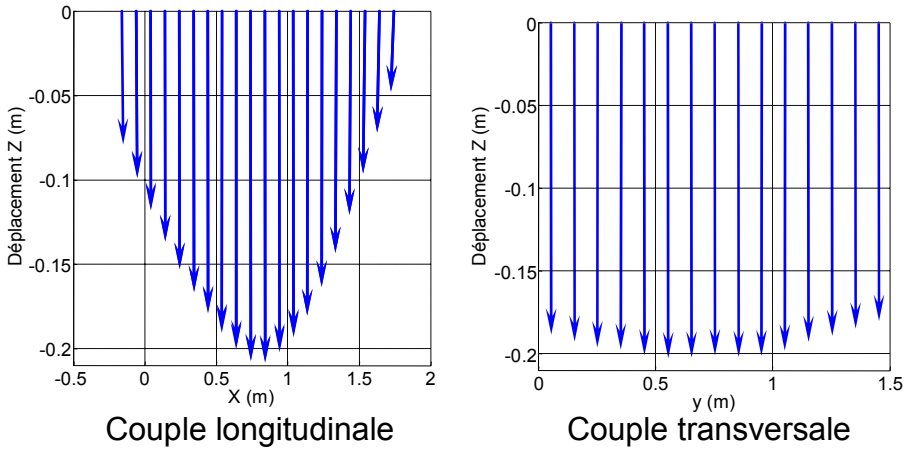


Figure II.27 : modèle numérique, déplacement maximal pour 64 kJ

Les conséquences de cette différence de fonctionnement permettent d'expliquer les grands écarts que nous obtenons sur la comparaison des efforts transmis pour une énergie de 64 kJ.

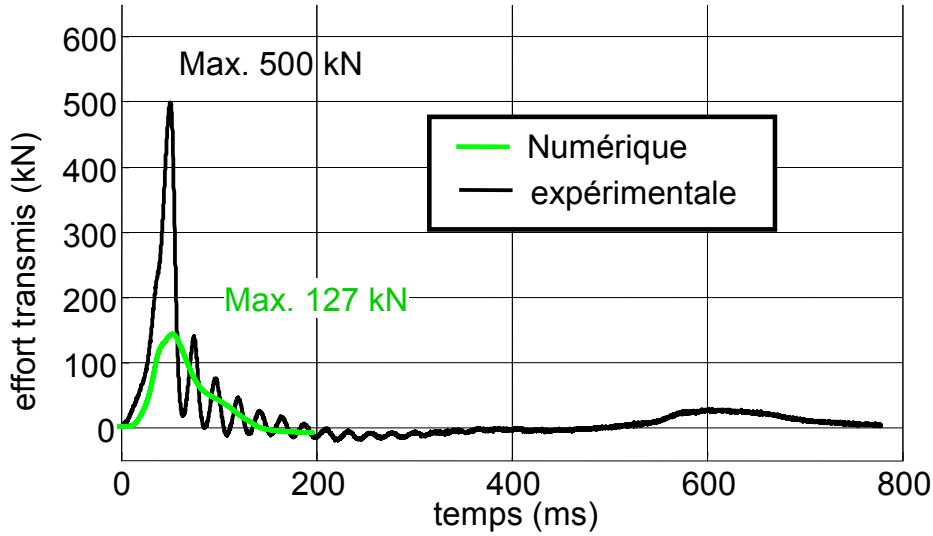


Figure II.28 : modèle numérique et expérimentation pour 64 kJ, effort transmis

Sur la figure II.28, nous pouvons voir que les valeurs maximales pour la simulation numérique et l'expérimentation sont totalement différentes et présentent entre elles un rapport de 3,94. Il semble que la rigidité beaucoup plus importante du modèle numérique a conduit à dissiper une part plus importante de l'énergie dans la déformation des pneus et par conséquence a abouti à diminuer l'effort transmis.

Figure II.29 : vue de dessous de la zone impactée, vue de dessus du réseau de fissures pour une énergie d'impact de 64 kJ

Sur la figure II.29, nous observons les endommagements créés par un impact à 64 kJ. Sur la photographie de gauche, il est possible d'observer les déformations des armatures provoquées par le poinçonnement et la compaction du béton (entre les deux photos le béton a été retiré). De plus, sur la photo de droite, outre la fissure de flexion transversale, on peut voir une autre fissure apparaître longitudinalement. Avec le modèle numérique aucun de ces aspects n'a pu être observé, en dehors de la "fissure" transversale, ce qui pose d'importants problèmes d'interprétation des résultats.

Bilan : il reste encore beaucoup de travail pour espérer obtenir des résultats quantitatifs comparables aux résultats expérimentaux. La simulation de tels essais par les éléments discrets semble une voie néanmoins très prometteuse. Les limites sont encore pour l'instant matérielles car il y a des temps de calcul très important mais qui ne sont pas forcément corrélés avec le nombre d'éléments.

II.6 CONCLUSION

Le travail effectué dans le cadre de la thèse de Julien Lorentz nous a permis d'associer des expérimentations lourdes à des simulations numériques complexes. Comme cela a été évoqué dans la partie numérique, tout n'a pas pu aboutir faute de temps, néanmoins un certain nombre de points sont à signaler :

- nous avons toujours conservé comme objectif de comprendre les phénomènes physiques qui conduisent à la dissipation d'énergie lors d'un impact. Nous nous sommes rapidement dissociés des approches qui consistaient à modifier des coefficients de modèles de comportement pour se rapprocher des points de mesures réels. De ce fait même, un travail important reste encore à faire sur la quantification des énergies dissipées lors de phénomènes courants en mécanique des chocs comme le poinçonnement et la compaction. Une tentative de réponse est néanmoins apportée lors du travail effectué sur les PSD et décrit ci-après.
- La question de la pertinence de l'outil numérique reste posée car le choix d'un modèle aux éléments discrets conduit souvent à des temps de calcul très importants et, si la dimension des éléments choisis n'est pas adaptée aux phénomènes que l'on souhaite décrire, l'interprétation peut devenir difficile comme cela a été observé sur le "modèle" de la dalle en béton armé. Dans ce cas précis, notre souhait a été de privilégier la simplicité au détriment de la finesse des résultats pour éviter des temps de calcul rédhibitoires.

- Faute de temps, nous n'avons pas pu mettre en place un modèle analytique de comportement du complexe dans le cadre de la thèse de Julien Lorentz, mais cela reste une voie à explorer dans le cadre d'une démarche de transfert.
- Ce travail a aussi permis d'ouvrir d'autres voies comme le remplacement des armatures classiques de la dalle par des armatures en acier inoxydable. Nous avons effectué des tests avec ce type de produit et il semble que l'apport d'une limite élastique très élevée (entre 600 à 800 MPa au lieu de 500 MPa) est très favorable pour limiter les effets de certains modes de rupture.

Enfin, en accompagnement de ce travail, il a été conçu et mis au point un site d'expérimentation pour des tests de largage vertical. C'est le site de Grésy-sur-Aix qui a été construit avec le soutien du GIS VOR et sur une zone prêtée par l'entreprise Léon Grosse. J'ai été le gestionnaire de cet équipement qui a permis d'alimenter en expériences cinq programmes de recherche depuis 2005.

III IMPACT SUR UNE DALLE EN BÉTON ARMÉ

Cette partie correspond au travail de thèse de Fabien Delhomme [DEL, 05] mais à cela nous avons ajouté une étude faite sur une dalle pare-blocs inclinée commandée par le ministère de l'Équipement.

L'objet de cette étude est de concevoir, de valider, mais aussi mettre au point, des méthodes de dimensionnement concernant un nouveau type d'ouvrage de protection passif : les pare-blocs structurellement dissipants. Pour avoir une description plus complète de ce nouveau type d'ouvrages de protection contre les impacts rocheux, il convient de se référer à la thèse de Fabien Delhomme qui a en a fait une très bonne description.

Pour les études de ces ouvrages, voici la démarche qui a été suivie :

- nous avons commencé par une évaluation de ce que l'on pouvait attendre de ce type d'ouvrage ; cela grâce à des approches simplifiées et à un calage des expérimentations ;
- une campagne d'expérimentation s'est ensuite déroulée sur des structures de test à échelle réduite ;
- les résultats obtenus ont fait l'objet d'une analyse très complète ;
- le travail s'est terminé par une phase de modélisation numérique et de mise au point de nouveaux modèles analytiques.

Dans ce document, nous allons commencer par présenter les essais effectués avec l'ensemble des principes de mesures des grandeurs physiques retenues. Ensuite les résultats les plus intéressants seront exploités avec les conclusions que nous avons pu en tirer. Enfin une présentation des différents modèles utilisés sera effectuée pour montrer la pertinence de ceux-ci et l'approche qui en a permis la construction.

III.1 DESCRIPTION DES EXPÉRIENCES EFFECTUÉES

Plusieurs séries de tests ont été effectuées sur des dalles pare-blocs soit horizontales soit inclinées.

Avec la dalle horizontale, nous avions comme objectif de valider le concept de dissipation de l'énergie d'un impact se produisant sur une structure en béton armé sans couche de matériau dissipant, contrairement à ce qui était fait jusqu' alors sur les pare-blocs classiques. L'ouvrage réel qui a été construit selon ce principe est l'ouvrage des Essariaux (Savoie) qui présente une inclinaison de dalle très faible, ce qui correspond exactement à la démarche que nous nous étions fixée.

En ce qui concerne les essais sur la dalle inclinée, la volonté était au départ de démontrer qu'il est possible de dimensionner un ouvrage de protection uniquement avec la composante normale de l'énergie d'impact et de considérer que le reste était repris par les appuis tangents à la dalle ou conservé par le bloc lors de sa fin de course. Pour un même dimensionnement initial, il est ainsi possible de dissiper des énergies beaucoup plus importantes. Le premier ouvrage qui a été réalisé à partir de ce concept est l'ouvrage de La Poniente, sur la route D1212 qui relie Ugine, donc la vallée de la Tarentaise, aux stations de ski de Saint Gervais et à Chamonix.

Comme nous l'avons dit dans l'introduction de ce document, les études sur ce type de phénomène ne peuvent pas se conduire uniquement avec des codes de calcul de type éléments finis. Ainsi une campagne expérimentale de grande envergure a-t-elle été menée par l'équipe et nous en présentons ici les différentes caractéristiques. Au total trois campagnes d'essais réparties sur quatre ans ont été effectuées avec des modèles à l'échelle 1/3 :

- ⇨ dalle horizontale de 12 m x 4,80 m x 0,28 m du pare-blocs des Essariaux,
- ⇨ dalle inclinée de 8 m x 4,80 m x 0,28 m du pare-blocs de La Poniente en Savoie.

Les essais d'impact ont été réalisés à l'aide d'un impacteur (bloc en béton armé) en chute libre. Ainsi est-il possible, avant le contact avec l'élément récepteur, de quantifier très précisément l'énergie incidente. À partir de là nous avons cherché à :

- o quantifier l'énergie transmise à la dalle,
- o déterminer les différents mécanismes de rupture ou de dissipation de cette énergie d'impact,
- o quantifier les énergies (les parts de l'énergie totale) correspondant à chacun de ces mécanismes,
- o localiser et quantifier les différents endommagements produits,
- o mettre au point des modèles de dimensionnement permettant d'encadrer correctement ces modes de rupture.

L'ensemble des campagnes effectuées sont résumées dans les deux tableaux ci-dessous mais un descriptif plus complet peut être trouvé dans l'annexe 2 du présent document.

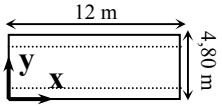
Essai	Énergie (kJ)	Bloc		Point d'impact	Surface d'impact	Essai statique	
		Masse (kg)	Hauteur (m)			Avant test	Après test
DH-T1[1]	66	450	15	En travée centrée x = 6 m ; y = 2,40 m	Neuve	-	-
DH-T2	132	450	30	En travée excentrée x = 9 m ; y = 2,60 m	Neuve	-	DH-S1
DH-T3	132	450	30	En rive x = 2,40 m ; y = 0,75 m	Neuve	-	-
DH-T4	138	470	30	En travée excentrée x = 9 m ; y = 2,64 m	Réparée après DH-T2 (135 kJ)	DH-S2	DH-S4
DH-T5	134	455	30	En travée centrée x = 6 m ; y = 2,60 m	Endommagée après DH-T1 (67 kJ)	DH-S3	DH-S5
DH-T6	294	810	37	En travée excentrée x = 9,10 m ; y = 2,68 m	Endommagée après DH-T4 (138 kJ)	DH-S4	DH-S6

Tableau III.1 : récapitulatif des essais expérimentaux effectués sur dalle horizontale

[1] Les abréviations DH et DI correspondent respectivement à la dalle horizontale et à la dalle inclinée. Elles sont complétées par T pour les tests en dynamique et S en statique.

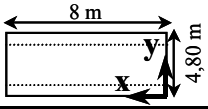
Essai	Énergie (kJ)	Bloc		Point d'impact	Surface d'impact	Essai statique	
		Masse (kg)	Hauteur (m)			Avant test	Après test
DI-T1	135	460	30	En travée excentrée x = 2,55 m ; y = 2,68 m	Neuve	DI-S2	DI-S3 DI-S5
DI-T2	132	450	30	En rive x = 5,80 m ; y = 4,12 m	Neuve	-	-
DI-T3	314	800	40	En travée centrée x = 2,40 m ; y = 4,15 m	Neuve	DI-S1	DI-S4

Tableau III.2 : récapitulatif des essais expérimentaux effectués sur dalle inclinée

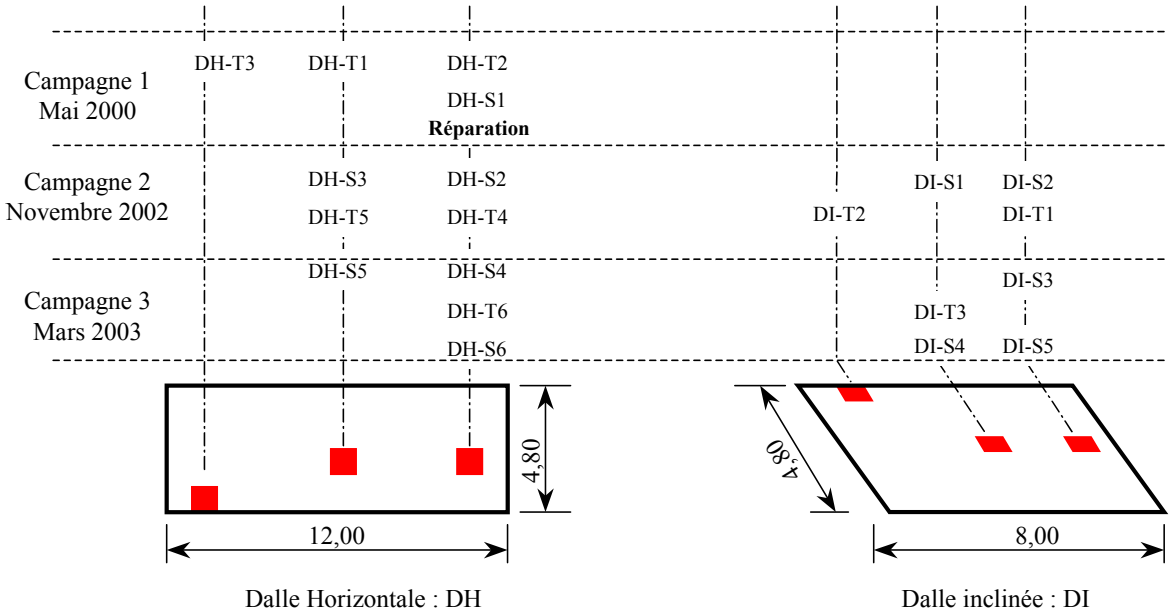


Figure III.1 : les différents essais effectués lors des campagnes

III.1.1 Description des maquettes

III.1.1.1 Dalles d'essai

Les structures testées (figure III.2) sont des dalles en béton armé. Les dimensions ainsi que quelques références bibliographiques sont listées dans le tableau III.3. Elles reposent sur deux lignes d'appuis "fusibles" qui empêchent le déplacement perpendiculaire au plan de la dalle et permettent la dissipation de l'énergie lors des impacts en rive. Pour la dalle inclinée, une série de 5 appuis dans son plan assure sa stabilité. La portée entre les lignes d'appuis est de 4 m pour les deux dalles.

Désignation	Longueur en m	Largeur en m	Épaisseur en cm	Appuis par ligne	Appuis en plan	Références
Dalle horizontale	12,00	4,80	28	11 (tous les 1,14 m)	Sans objet	[PER, 02]
Dalle inclinée	8,00	4,80	28	8 (tous les 1,06 m)	5 (tous les 1,50 m)	[BER, 02]

Tableau III.3 : caractéristiques des dalles

Figure III.2 : vue générale des dalles d'essai

Les armatures des deux dalles (figure III.3 et figure III.4) ont été dimensionnées par le bureau d'études Tonello IC afin que les dalles puissent reprendre un impact "exceptionnel" d'une énergie de 135 kJ. Les armatures sont des aciers FeE 500 représentant un ratio de 270 kg d'acier par mètre cube de béton pour la dalle horizontale et de 310 kg/m^3 pour la dalle inclinée ; la différence entre les deux dalles provient du fait que les armatures d'effort tranchant sont passées, entre les deux essais, d'un diamètre de 8 mm à un diamètre de 10 mm du fait des problèmes de poinçonnement rencontrés lors des premiers essais. Les dimensions et les quantités d'aciers sont récapitulées dans le tableau III.4.

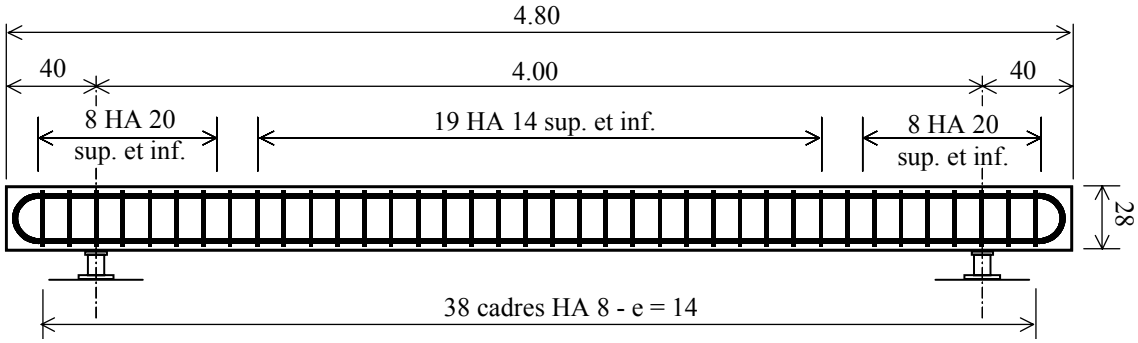


Figure III.3 : coupe dans le sens transversal de la dalle d'essai horizontale

Position	Direction	Armatures	Espacements (cm)	Taux d'armatures (%)	Taux d'armatures moyen (%)
Inférieure Partie centrale	Transversale	HA 16	10	0,71	0,53 *
	Longitudinale	HA 14	14	0,39	
Supérieure Partie centrale	Transversale	HA 16	10	0,71	0,53 *
	Longitudinale	HA 14	14	0,39	
Effort tranchant Dalle horizontale	Verticale	Cadres HA 8	Trans. = 14 Long. = 10	0,36	0,36
Effort tranchant Dalle inclinée	Verticale	Cadres HA 10	Trans. = 14 Long. = 10	0,56	0,56

(*) $\rho = \sqrt{\rho_{long} \times \rho_{trans}}$

Tableau III.4 : armatures des dalles d'essai

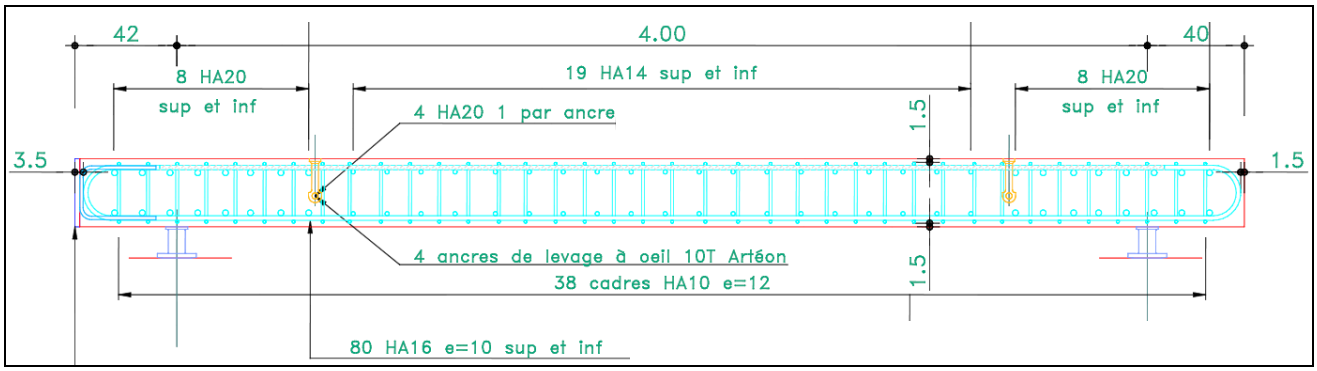


Figure III.4 : coupe dans le sens transversal de la dalle d'essai inclinée

Les bétons ont été confectionnés avec un ciment portland CEM 32,5 R. Le rapport teneur en eau/teneur en ciment "w/c" est de l'ordre de 0,5 et le diamètre du plus gros granulat est d'environ 3 cm. Les essais en laboratoire ont donné une résistance moyenne de 30 MPa (dalle horizontale) et de 35 MPa (réparation de la dalle horizontale et dalle inclinée) et un module d'Young de 30 700 MPa (dalle horizontale) et de 25 000 MPa (réparation et dalle inclinée).

Attention : la différence entre ces deux valeurs peut s'expliquer par plusieurs choses ; d'une part, dans le deuxième cas, nous avons utilisé un béton G+S pour limiter le retrait et donc la fissuration de la partie réparée et, d'autre part, les essais n'ont pas été effectués avec le même protocole. Le premier est obtenu avec trois extensomètres alors que le second est obtenu à partir de mesures avec des jauges de déformations.

La dalle inclinée est maintenue en position avec une équerre dont le principe est donné sur la figure III.5.

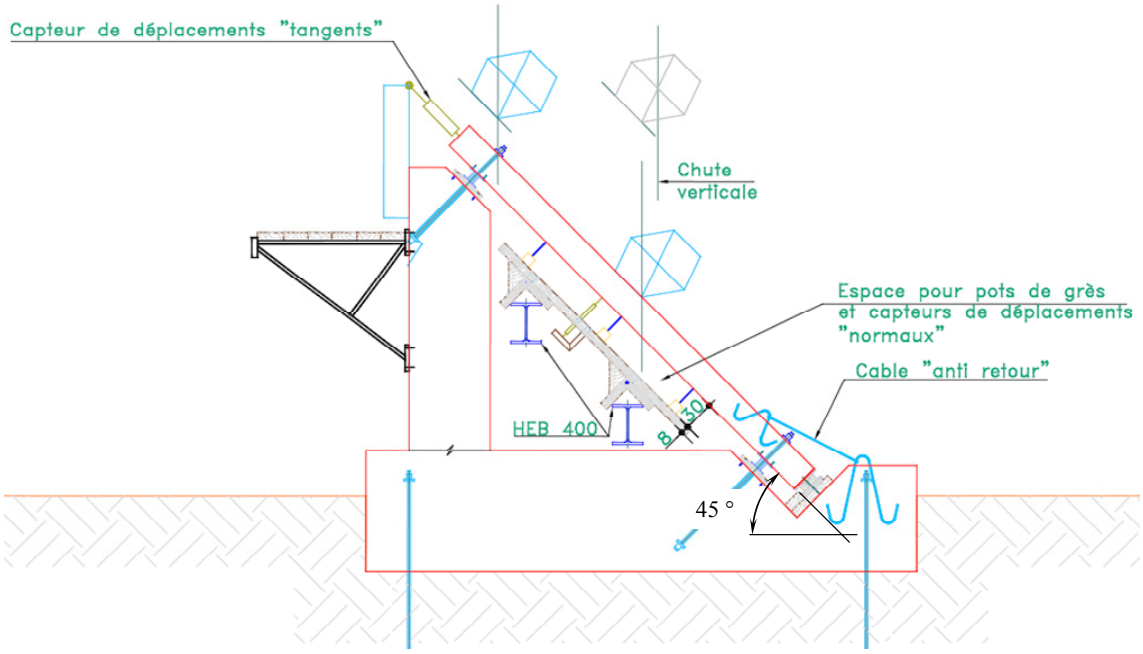


Figure III.5 : équerre support de la dalle inclinée

III.1.1.2 Blocs d'impact

Les blocs utilisés permettent un impact sur la dalle horizontale selon une surface plus importante qu'avec un bloc circulaire qui aurait favorisé le poinçonnement. De plus, la géométrie

des blocs est restée constante pour tous les essais, ce qui facilite les analyses et les comparaisons.

Pour la dalle inclinée, le choix de la forme l'impacteur s'est porté sur une géométrie en pointe de diamant ce qui permet de retrouver les mêmes surfaces de sollicitation que pour la dalle horizontale. Pour chaque essai nous avons utilisé un bloc neuf.

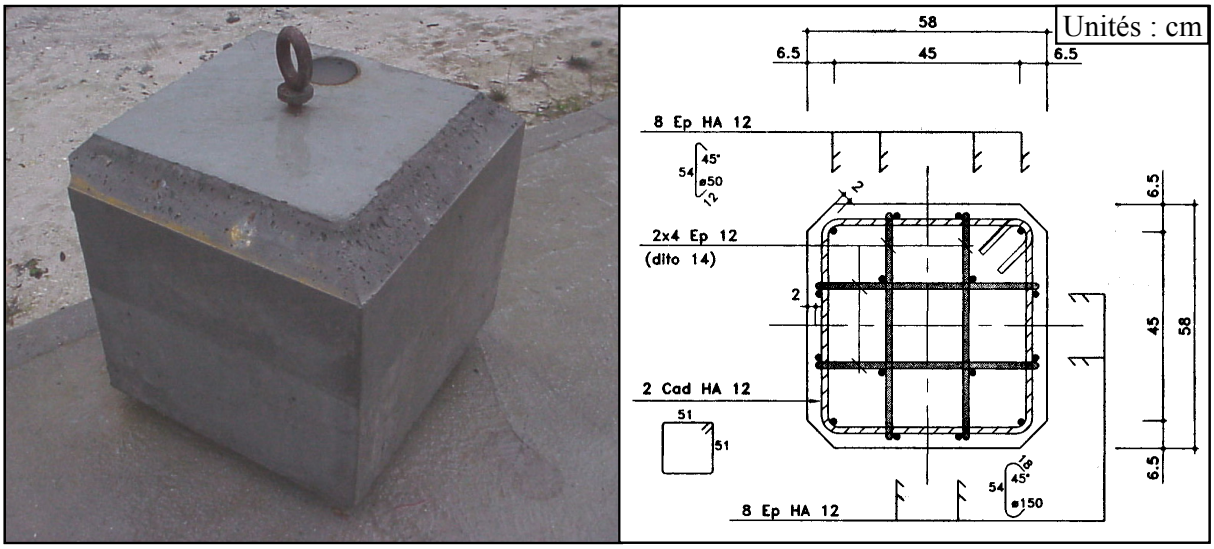


Figure III.6 : photographie et coupe du bloc d'impact cubique de 450 kg

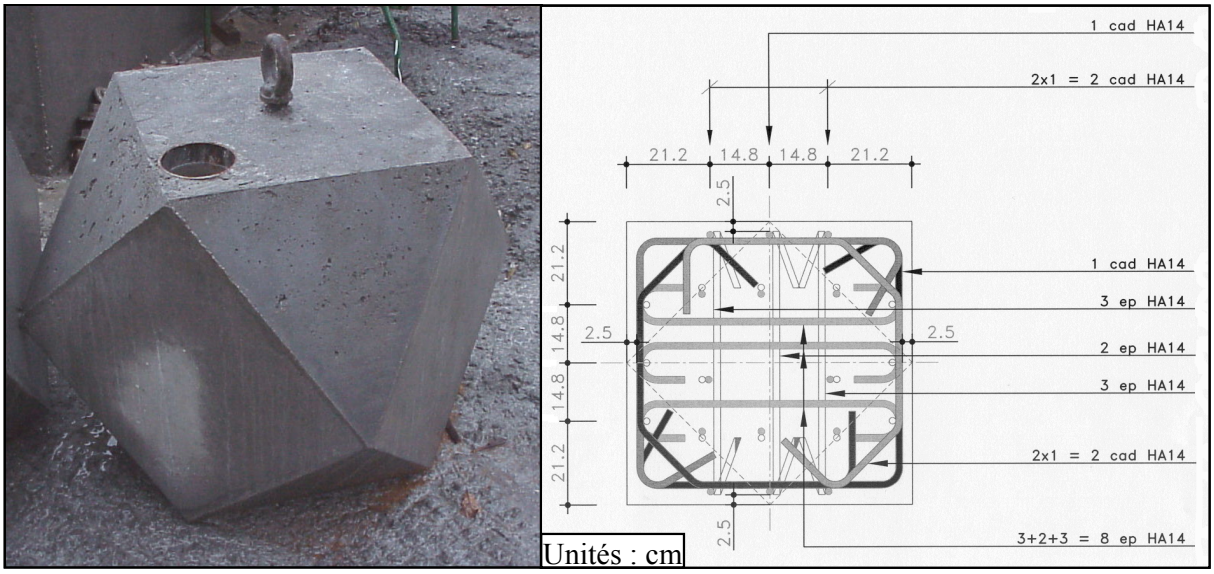


Figure III.7 : photographie et coupe horizontale du bloc d'impact à facettes de 810 kg

III.1.1.3 Appuis et fondations

Les dalles reposent sur des appuis dits "fusible" répartis en deux lignes d'appuis. Ces appuis sont constitués d'un tube métallique (TUE 220 A) de 70 mm de diamètre, 100 mm de hauteur et 2,9 mm d'épaisseur, soudé entre deux plaques métalliques carrées de 110 mm de côté et 8 mm d'épaisseur (figure III.8). La limite d'élasticité de l'acier est de 400 MPa. Le reste du système de fondation peut être considéré comme infiniment rigide et est constitué d'un empilement d'éléments reposant sur le carreau de l'ancienne carrière.

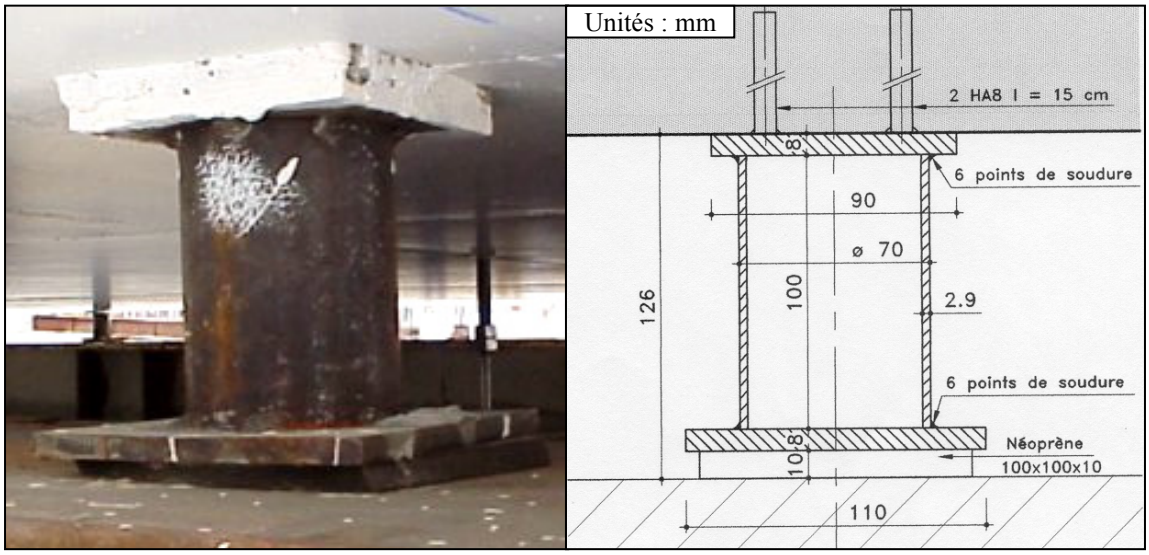


Figure III.8 : photographie et coupe verticale d'un appui fusible de la dalle d'essai horizontale

Pour la dalle inclinée les appuis ont été adaptés afin de permettre le glissement lors des essais. Pour cette raison, il est possible de voir sur la figure III.9 une dépouille sur la plaque inférieure et un graissage entre la plaque et une cale en chêne scellée dans l'équerre en béton. Une série de 5 appuis dans le plan de la dalle en assure la stabilité ; ils sont constitués d'appuis en néoprène en série avec des capteurs d'effort de 1 000 kN qui permettront d'obtenir l'effort tangentiel engendré par l'impact.

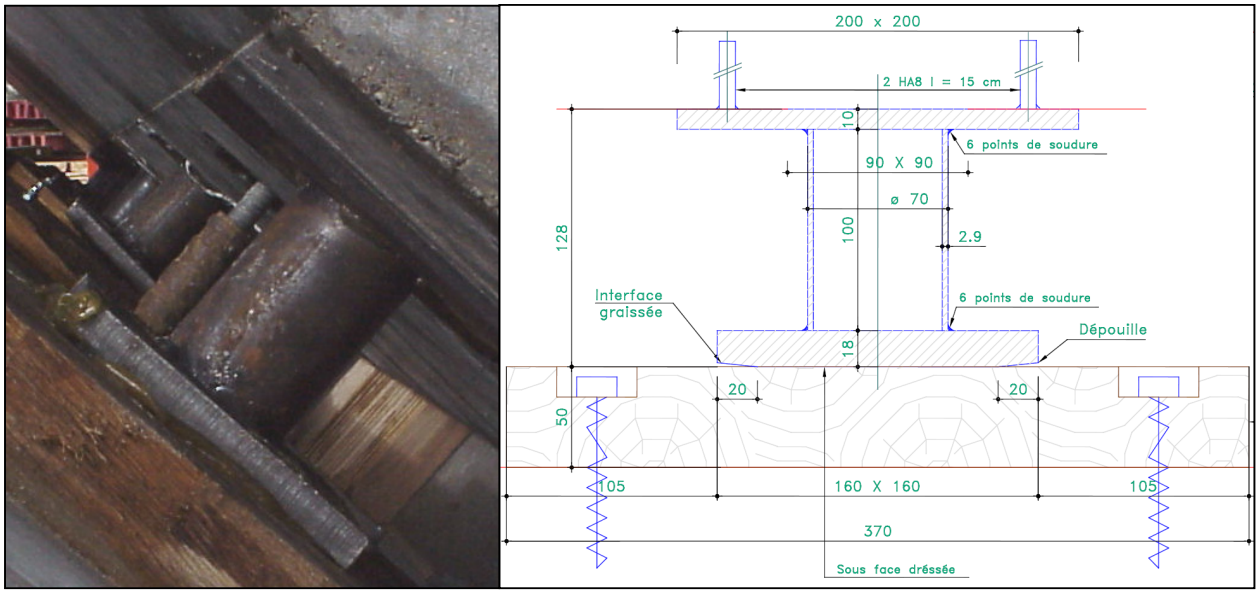


Figure III.9 : photographie et coupe verticale d'un appui fusible de la dalle d'essai inclinée

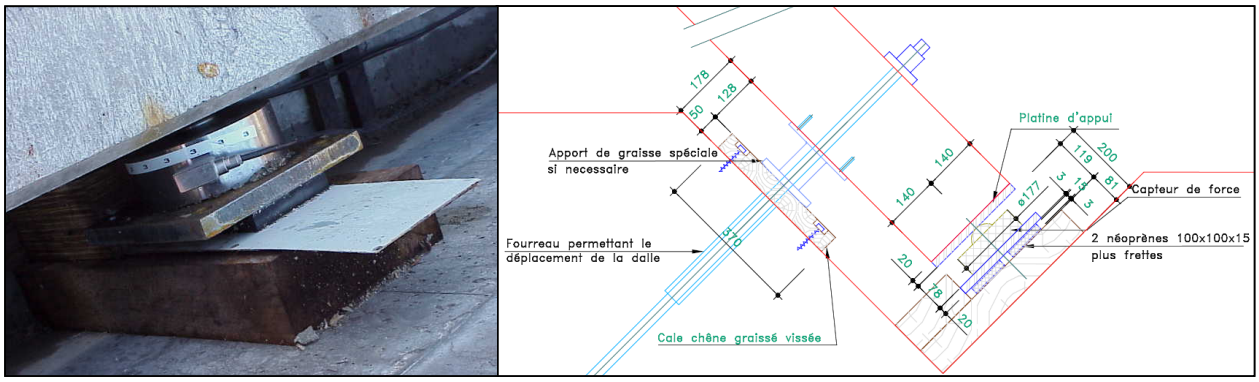


Figure III.10 : appui dans le plan de la dalle inclinée

Kheireddine BOUGUERRA [BOU, 02], étudiant en DEA au sein du LOCIE, a fait des essais quasi-statiques de compression sur les tubes constituant les appuis. Les résultats de ces essais permettent de voir qu'un cloquage commence à apparaître pour une charge statique moyenne de 179 kN. La charge maximale supportée par un appui est en moyenne de 246 kN (figure III.11). La raideur moyenne d'un appui dans son domaine élastique est de 186 kN.mm^{-1}. Ces résultats sont en accord avec les études menées par Abramowicz W. et Jones N. [ABR, 84]. Pour un écrasement en diamant, la charge limite moyenne P_m est donnée par l'expression suivante :

$$\frac{P_m}{M_0} = 62,88\left(\frac{2R}{e}\right) \qquad \text{III.1}$$

$$M_0 = \frac{2}{\sqrt{3}}\frac{\sigma_0 e^2}{4} \qquad \text{III.2}$$

M_0 = moment plastique

σ_0 = limite élastique de l'acier

e = épaisseur du tube

R = rayon moyen du tube

La charge limite moyenne P_m déterminée à partir de l'équation III.1 est de 176 kN alors qu'avec nos valeurs expérimentales nous avons de l'ordre de 179 kN, prouvant une bonne cohérence entre l'expression théorique et l'expérimentation.

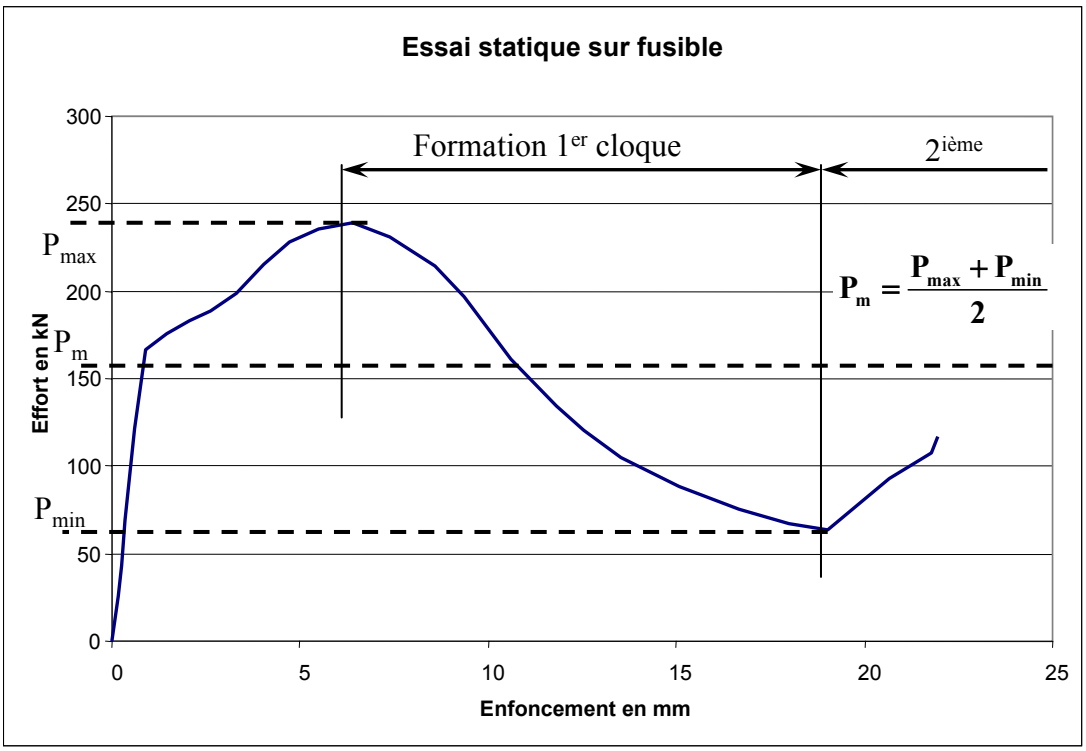


Figure III.11 : exemple de courbe expérimentale de comportement sous chargement statique du tube d'un appui fusible

Abramowicz W. et Jones N. ont montré également qu'un chargement dynamique entraîne une augmentation de la limite élastique de l'acier en compression pour des tubes correctement représenté par la loi de Cowper et Symonds [COW, 58].

Pour nos essais, les vitesses de déformation des tubes sont comprises entre 0,5 et 1 s^{-1} suivant les courbes utilisées et nous avons choisi une correction des résultats obtenus en statique :

- Charge limite moyenne dynamique : $P_{m,dyn}$ = 253 kN
- Charge maximale dynamique : $P_{max,dyn}$ = 348 kN

Tous les éléments concernant les caractéristiques des dalles et des appuis peuvent être retrouvés dans l'annexe 3 de ce document.

III.1.2 Description des essais

III.1.2.1 Essais dynamiques

La plus grande vigilance a été apportée à la réalisation des essais dynamiques car il n'est pas possible de les renouveler du fait de l'endommagement de la dalle à chaque impact. La démarche expérimentale correspond à un travail d'équipe et toutes les personnes présentes sur le site avaient des tâches bien précises à effectuer. Un protocole a été mis en place et a fait l'objet d'une concertation et d'une validation de tous. Pour information, la durée de la mise en place avant essai est de l'ordre de 4 heures et le démontage de l'ordre de 1 heure pour 5 personnes alors que les essais ne durent que quelques secondes.

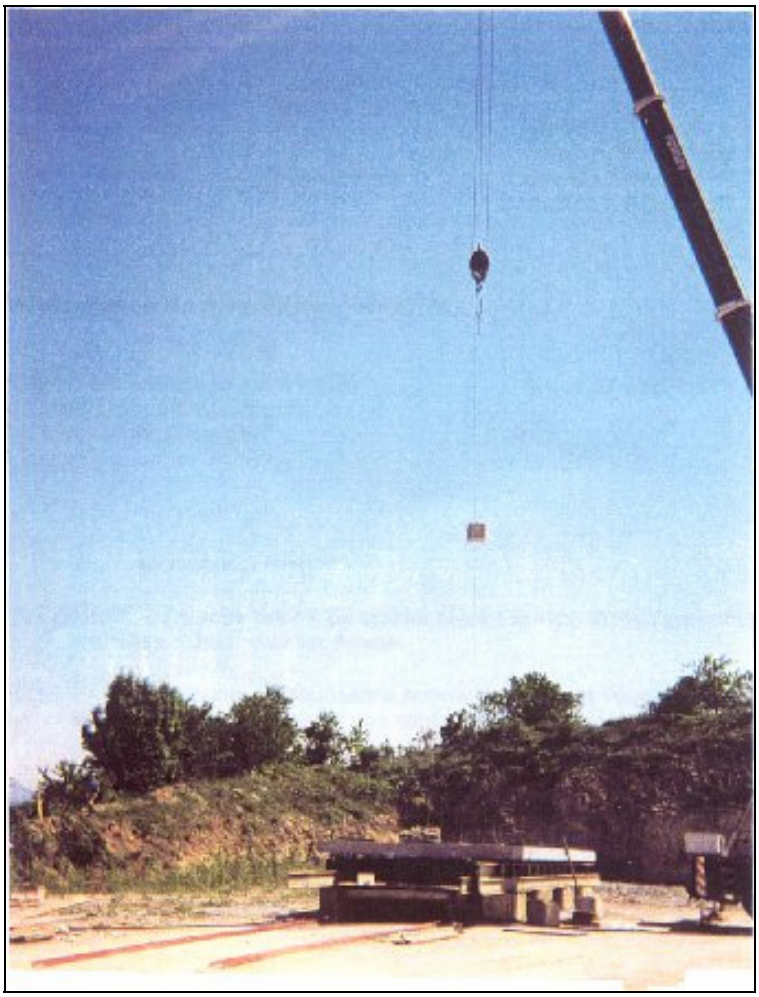


Figure III.12 : bloc durant sa chute – Essai DH-T2

Tout comme pour les tests effectués dans le cadre de la thèse de Julien Lorentz, nous avons mis au point un système de largage des charges qui permet une répétabilité des essais en termes de conditions initiales (vitesse nulle).

III.1.2.2 Essais statiques

Afin d'essayer de quantifier l'endommagement que peuvent induire les différents impacts, nous avons quantifié la raideur de la structure en effectuant des essais statiques de flexion. Comme on peut le voir sur la figure III.13, une poutre de contre-réaction a été installée et un vérin manuel d'une capacité de 1 000 kN a été utilisé. Un capteur d'effort est placé entre le vérin et la poutre pour déterminer les efforts transmis lors de l'essai. 8 capteurs de déplacement sont placés en sous-face de dalle, dans le sens transversal (sens de la portée), afin de mesurer son déplacement vertical.

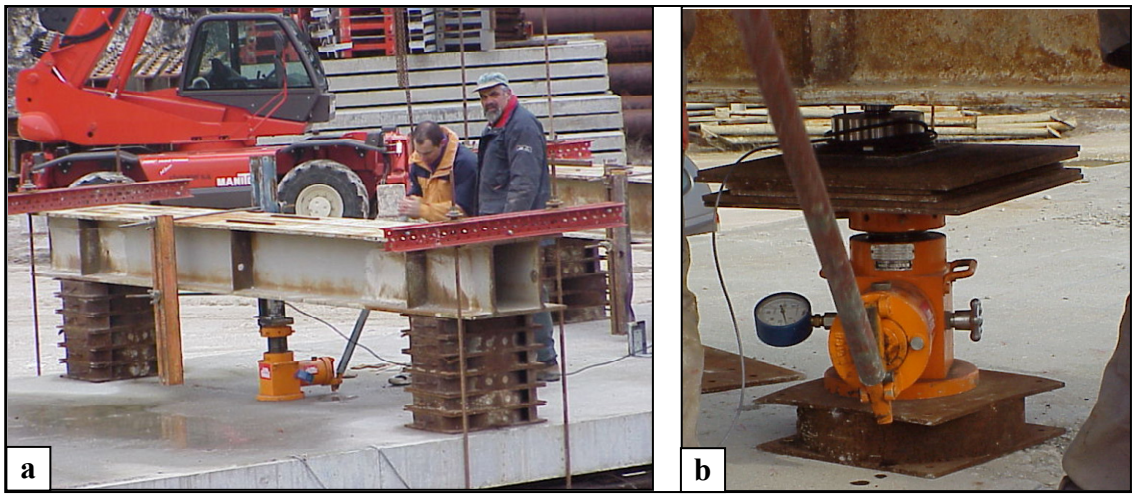


Figure III.13 : (a) équipement pour un essai statique et (b) ensemble vérin + capteur d'effort

III.1.3 Instrumentation

III.1.3.1 Essais dynamiques

Des capteurs de mesure des déplacements maximaux (figure III.14) ont été mis au point lors de la première campagne d'essai. Effectivement le niveau d'endommagement de la dalle était difficilement prévisible, il ne nous a pas été possible de calibrer de façon fiable le déplacement de la dalle, ainsi seuls des capteurs peu onéreux ont donc été installés afin de limiter les coûts en cas de destruction [MOU, 05].

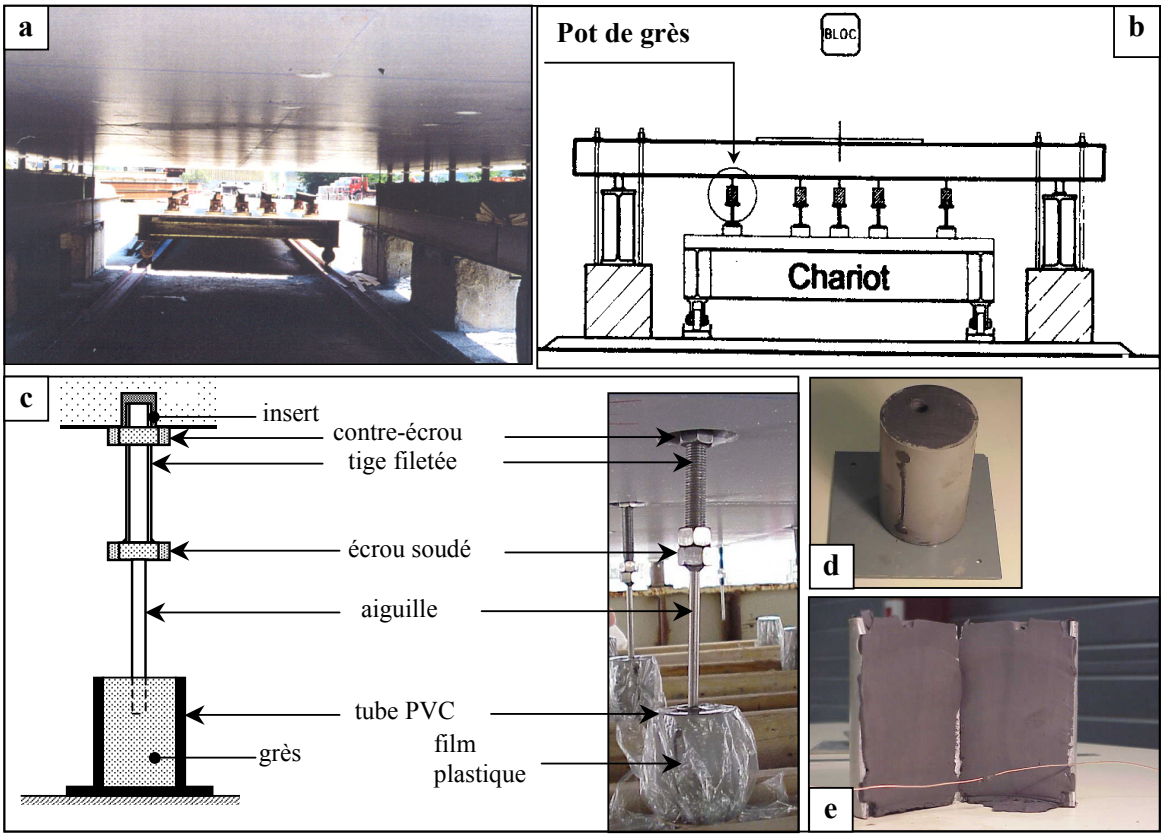


Figure III.14 : (a) photo et (b) vue en coupe du chariot de mesure, (c) capteur de mesure des déplacements verticaux maximaux, (d) empreinte après un essai d'impact, (e) pot ouvert

Après cette phase de calibrage initial, nous avons pu effectuer des choix concernant les capteurs à utiliser. Parmi ceux-ci nous retrouvons classiquement des jauges de déformation qui ont été placées sur le béton ou sur les armatures, des capteurs de déplacement LVDT, des capteurs d'effort, mais aussi des accéléromètres placés en sous-face de la dalle ou dans le bloc d'impact. Ce dispositif a été complété par une caméra rapide (1 000 images par seconde) qui sera utilisée pour l'interprétation des différentes phases d'impact. Tous ces capteurs ont été reliés à une centrale d'acquisition dont la fréquence d'échantillonnage était de 7 000 Hz.

Les capteurs mis en place pour chaque essai sont représentés sur la figure III.15 et la figure III.16. Pour leurs positions exactes il convient de se reporter à l'annexe 5 et pour leurs caractéristiques au tableau III.5.

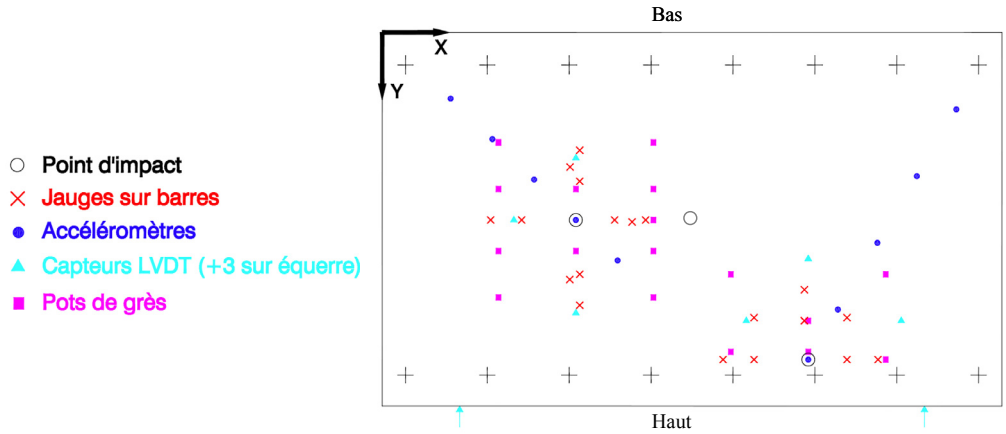


Figure III.15 : instrumentation pour les essais sur dalle inclinée

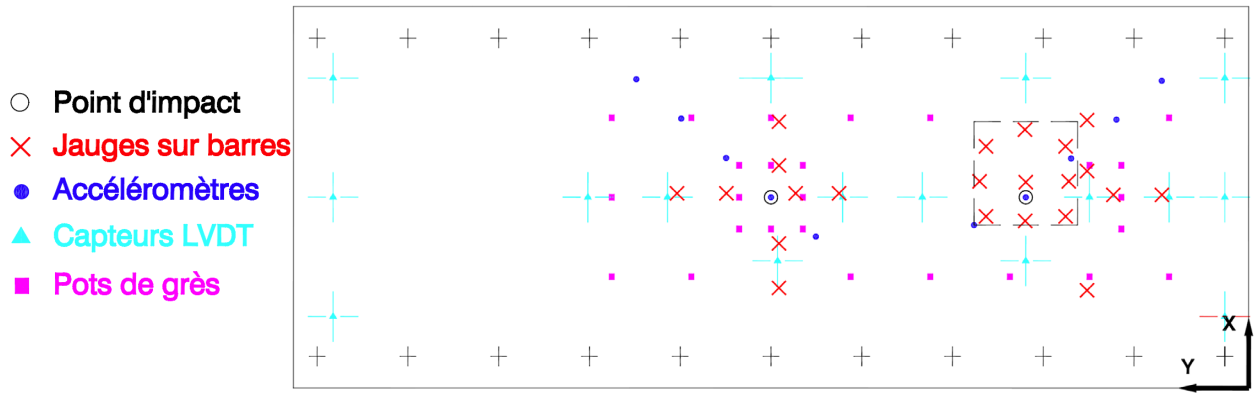


Figure III.16 : instrumentation pour les essais sur dalle horizontale

Capteur	Type	Caractéristique	Localisation	Nbre / essai
Jauges de déformation acier	Jauge à fil simple	Résistance : 120 Ω Linéarité : 0,8 % Montage : ¼ de pont 3 fils	armatures inf. et sup. orientées long. et trans. armatures d'effort tranchant	12 à 16
Jauges de déformation béton	Jauge à fil simple longue	Résistance : 120 Ω Linéarité : 0,8 % Montage : ¼ de pont 3 fils	extrados de la dalle à proximité de la zone d'impact,	0 à 6
Capteurs de déplacement	LVDT à noyau libre	Course : ± 50 mm Précision : ± 0,12 mm Linéarité : 0,07 à 0,24 %	sous-face de dalle mesures : dép. normal dalle dep. dans plan dalle inclinée	8 ou 9
Accéléromètres 50 *g*	Piézoélectrique	Plage de mesure : ± 50 *g* Linéarité : ± 1 %	Sous-face dalle	5
Accéléromètres 500 *g*	Piézoélectrique	Plage de mesure : ± 500 *g* Linéarité : ± 1 %	Sous-face dalle	3
Accéléromètre 5000 *g*	Piézoélectrique	Plage de mesure : ± 5 000 *g* Linéarité : ± 1 %	Bloc impacteur	1
Capteurs d'effort	Capteur à jauges d'extensométrie	Capacité : 1 000 kN Linéarité : ± 0,022 %	sous un des HEB 600 pour la dalle hor. En appui dans le plan de la dalle inclinée	0 ou 5
Capteurs de mesure des déplacements maximaux	Mécanique	Course : 50 mm Précision : ± 0,5 mm	Sous-face dalle	1 à 15
Caméra ultra-rapide	Caméra numérique	Vitesse : 1 000 images.s^{-1} Résolution : 256 x 240 pixels	zone d'impact 2 m x 2 m	1
Capteurs de déplacement (essais statiques)	Comparateur mécanique	Course : 25 mm Précision : ± 0,02 mm		7 ou 8

Tableau III.5 : caractéristiques des capteurs utilisés pour les essais dynamiques et statiques

III.2 ANALYSE DES RÉSULTATS EXPÉRIMENTAUX

Dans cette partie nous allons nous efforcer de donner les résultats les plus importants que nous avons obtenus lors des différentes campagnes d'essais expérimentaux. Nous avons ajouté des comparatifs entre la dalle horizontale et la dalle inclinée par rapport à la thèse de Fabien Delhomme [DEL, 05], le lecteur pourra se reporter à cette référence pour de plus amples informations sur les résultats expérimentaux de la dalle horizontale.

III.2.1 Vitesse de déformation

La vitesse de déformation est très importante car elle conditionne les modifications des limites de rupture et des limites élastiques des matériaux ; nous avons donc pris soin de les quantifier pour tous les types d'éléments sur lesquels nous avons effectué des mesures.

Pour information, les vitesses des blocs avant impact avec la dalle sont données dans le tableau III.6.

Référence de l'essai	Hauteur de chute en m	Vitesse du bloc avant impact en m/s
DH-T1s	15	17,2
DH-T2, DH-T3, DH-T4, DH-T5, DI-T1, DI-T2	30	24,3
DH-T6	37	26,9
DI-T3	40	28,0

Tableau III.6 : vitesse des impacteurs en fonction de la hauteur de chute

Dans le tableau III.7, la vitesse de déformation est donnée en fonction du matériau sur lequel la jauge est collée. Nous avons aussi pu remarquer que les déformations mesurées sont toujours restées dans le domaine de déformation maximale donné par le constructeur qui est de 5 % pour les jauges collées (acier ou béton) et de 0,5 % pour les jauges soudées.

Référence de l'essai	Référence collage	Vitesse de déf. mini en s^{-1}	Vitesse de déf. maxi en s^{-1}	Vitesse de déf. moyenne en s^{-1}
DH-T3	béton	0,15	0,58	0,33
	acier	0,23	0,96	0,50
	appuis	0,43	0,93	0,50
DH-T1	béton	0,13	0,23	0,19
	acier	0,25	0,54	0,40
DH-T2	acier	0,21	0,39	0,29
DH-T6	acier	0,18	0,72	0,43
DH-T5	acier	0,20	0,27	0,24
DI-T2	acier	0,13	0,16	0,15

Tableau III.7 : vitesses de déformation

Nous pouvons voir dans le tableau III.7 une disparité importante entre les valeurs des vitesses de déformation ; néanmoins les valeurs retenues sont :

- Pour les armatures du béton : 0,35 s^{-1}
- Pour le béton : 0,25 s^{-1}
- Pour les tubes : 0,50 s^{-1}

Nous retrouvons les ordres de grandeur des vitesses de déformation qui sont données dans la littérature comme par exemple par François Toutlemonde [TOU, 95] pour ce type d'impact (cf. figure III.17).

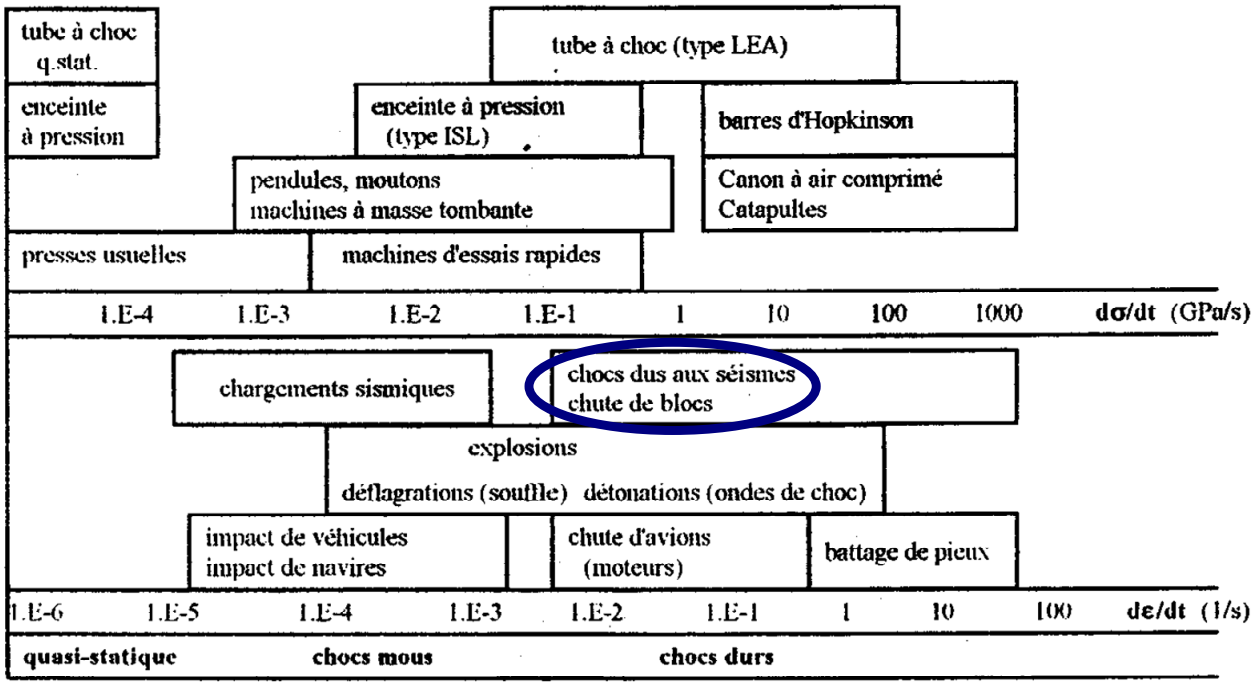


Figure III.17 : vitesses de déformation en fonction du type de choc [TOU, 95]

Ces valeurs de vitesse de déformation permettent d'obtenir des valeurs pour les résistances à la compression mais aussi les valeurs de déformation à la limite élastique :

Chargement	Béton		Acier	
	f_{bc} (MPa)	f_{bt} (MPa)	σ_{se} (MPa)	ε_{se} ($\mu m.m^{-1}$)
Statique	30	2,9 (1)	500	2500
Dynamique	40,5	4,1	665	3300
Statique	35,7	2,9	500	2500
Dynamique	46,4	3,9	665	3300

(1) $f_{bt} = 0{,}30\, f_{bc}^{2/3}$ [EC2, 05]

Tableau III.8 : caractéristiques dynamiques du béton et des armatures

III.2.2 Analyse par ultrasons

Ces analyses ont été faites à partir du "Pundit plus" équipé de deux sondes, une émettrice et une réceptrice. La fréquence de la sonde émettrice est de 54 kHz et il est en principe possible de faire des mesures de vitesse de transmission d'ondes pour déterminer le module d'Young du matériaux, de caractériser les fissures, etc. Depuis très longtemps plusieurs auteurs avaient validé la possibilité d'effectuer des caractérisations de fissures avec ce type d'appareil [LES, 49], [ABD, 86], [SAK, 95], [CHA, 97] ; ainsi avions-nous espéré pouvoir faire des mesures de caractérisation des fissures (profondeur et pendage) ; mais après quelques utilisations, il s'est avéré que les seuls résultats fiables était ceux du temps de parcours contrairement à ce que nous avions trouvé dans la bibliographie où les résultats annoncés semblent difficilement reproductibles sur des éléments de structure réels. Nos résultats reposent donc sur la détermination des temps de parcours entre deux points afin d'en déduire la vitesse de transmission d'onde dans le matériau ce qui peut permettre de caractériser l'endommagement.

Ces mesures ont été faites à l'issue des tests DH-T1, DH-T2 et DH-T3 pour la dalle horizontale et après les essais DI-T1 et DI-T3 pour la dalle inclinée. Sur la figure III.18, nous pouvons voir les résultats obtenus à l'issue des essais DH-T6 et DI-T3.

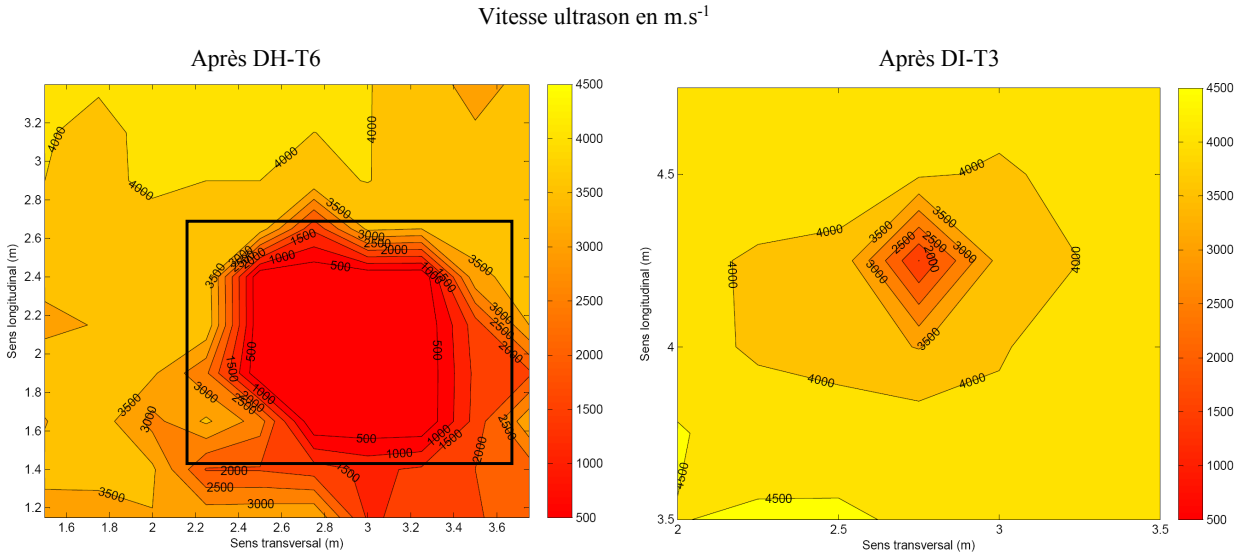


Figure III.18 : résultats de l'analyse par ultrasons (vitesse en m.s^{-1})

Cette méthode est très efficace pour une évaluation rapide du niveau d'endommagement ; cela est facilité par le fait qu'une partie de la structure n'est pas endommagée et qu'il est donc possible de faire une analyse relative. Une analyse dans l'absolu est pour l'instant un peu difficile surtout pour des ouvrages de grande surface comme c'est le cas pour ceux que nous étudions. Sur la figure III.18, le carré noir représente la même surface que l'essai DI-T3. Il est possible de remarquer que l'endommagement sur la dalle horizontale est beaucoup plus important que sur la dalle inclinée ce qui peut s'expliquer par au moins trois éléments :

- La deuxième dalle étant inclinée à 45°, l'énergie cinétique incidente avant impact est divisée par deux ;
- Le béton de la dalle horizontale est de moindre qualité que celui de la dalle inclinée ;
- Les armatures d'effort tranchant ont été renforcées pour la dalle inclinée (passage de HA8 à HA10).

Sur la figure III.19, nous avons reporté les résultats des mesures effectuées après la première campagne d'essais. Nous pouvons voir que la célérité dans une zone de béton saine est de 4 250 m.s^{-1}. Pour la zone endommagée par le choc "exceptionnel", elle diminue jusqu'à 2 680 m.s^{-1} contre seulement 3 710 m.s^{-1} dans la zone impactée par le choc "courant" ; de plus la surface fissurée est plus étendue lors du choc "exceptionnel" que lors du choc "courant". Tout cela tend à démontrer que le choc dit "courant" n'endommage que très faiblement la structure et qu'il n'est donc pas utile de prévoir des réparations pour ce niveau d'énergie.

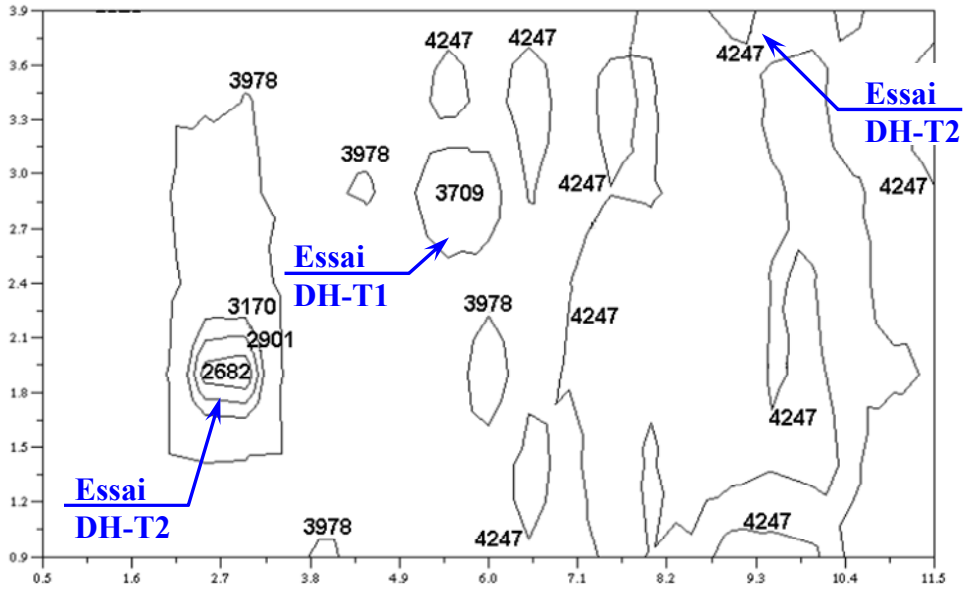


Figure III.19 : résultats de l'analyse par ultrasons après la première campagne d'essais (vitesse en m.s^{-1})

III.2.3 Analyse des courbes des différents capteurs

Nous nous limiterons à certaines courbes qui nous ont paru les plus intéressantes. Pour les autres, il est possible de retrouver des analyses dans les publications que nous avons produites sur le sujet.

III.2.3.1 Analyse des courbes de déformation et de déplacement

Une partie des figures de ce paragraphe proviennent de la thèse de Fabien Delhomme ; les autres sont issues des essais effectués sur la dalle inclinée. Sur la figure III.20, nous avons représenté la position des capteurs pour l'essai DI-T1 (dalle inclinée, impact à mi-portée) ; de même nous nous sommes focalisés, pour les analyses concernant cet essai, sur la "zone étudiée" notée sur cette même figure.

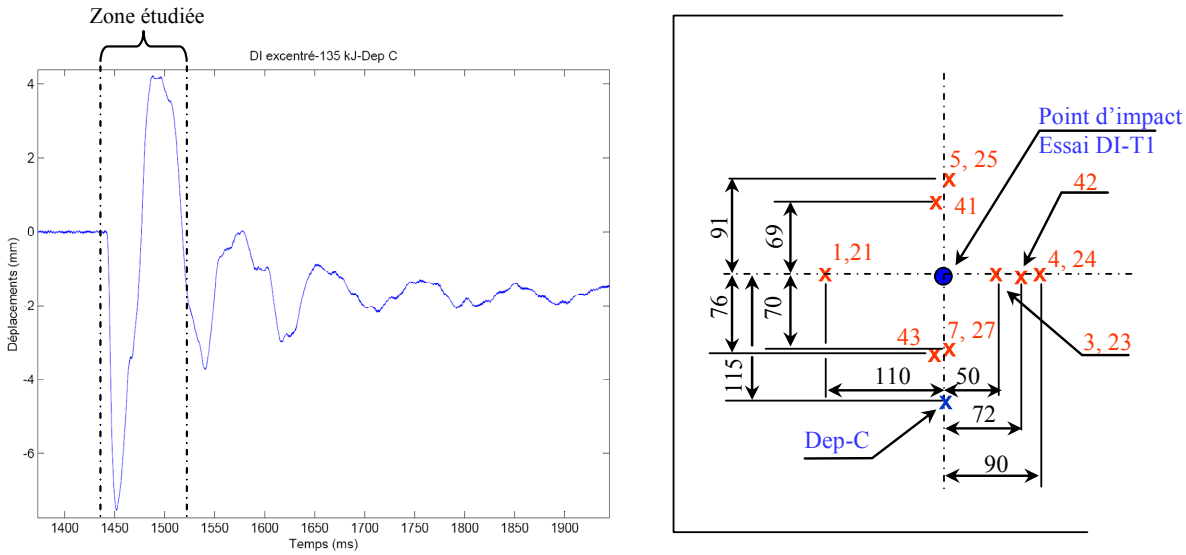


Figure III.20 : emplacement des capteurs et zone étudiée – essai DI-T1

Un point qui nous est apparu parmi les plus importants est la mise en vitesse progressive de la dalle ; effectivement, même si ce point est souvent cité dans la littérature [CEB, 88], il va conditionner beaucoup de choses aussi bien sur les interprétations que sur les modèles simplifiés à mettre en place. Enfin nous verrons plus tard qu'il sera à l'origine du dimensionnement au poinçonnement de la structure.

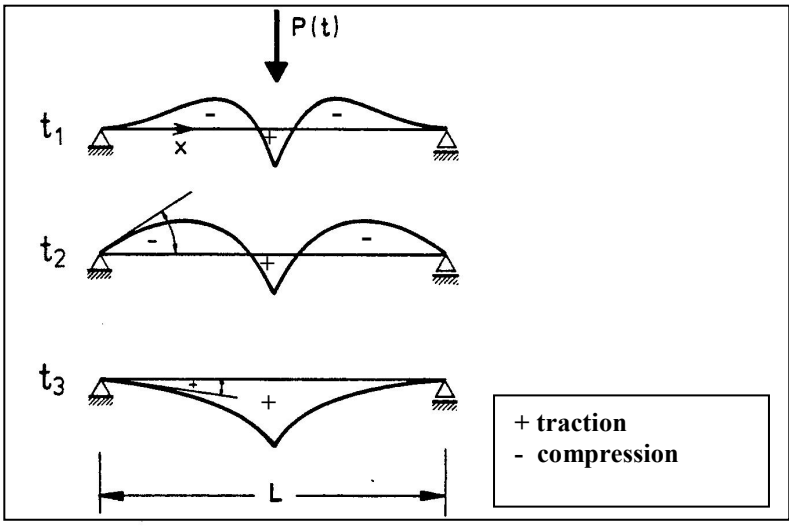


Figure III.21 : distribution des moments fléchissant le long d'une poutre lors d'un impact [CEB, 88]

La mise en vitesse progressive est à l'origine de l'"inversion" du signe des moments fléchissants comme cela est montré sur la figure III.21. Sur la figure III.23 nous avons placé les graphes correspondant aux jauges de déformation sur les armatures. Les jauges 21, 23, 24 et 27 sont des jauges placées sur les armatures supérieures et les jauges 01, 03, 04 et 07 sont des jauges placées sur les armatures inférieures. Des essais en quasi-statique conduiraient à avoir en partie supérieure des déformations négatives (raccourcissement) et en partie inférieure des déformations positives (allongement). Dans les expériences menées, nous pouvons considérer le début de l'impact à 1 440,71 ms par interprétation du signal de l'accéléromètre A ; le pic en déplacement est à 1 452,14 ms soit près de 12 ms après le contact.

							Premier pic		Deuxième pic	
Position	Types de barres	N° jauges	X (m)	Y (m)	def. plastique	début signal en ms	temps en ms	déf. en def 10-6	temps en ms	déf. en def 10-6
Inférieure	HA 14	1	1,39	2,40	66	1442,00	1444,71	-335	1541,00	337
		2	1,80	2,40	80		1444,14	-201	1450,43	539
	Longitudunale	3	3,00	2,42	68	1441,00	1443,43	-191	1454,86	283
		4	3,41	2,42	0	1440,86	1444,29	-621	1454,71	135
	HA 16	5	2,53	1,55	27	1441,57	1445,00	-339	1453,57	258
		6	2,54	1,92	110		1444,29	-433	1454,57	866
	Transversale	7	2,54	3,12	96		1443,71	-199	1448,43	590
		8	2,54	3,52	7		1444,71	-529		
Supérieure	HA 14	21	1,39	2,40	6	1441,14	1445,00	224	1450,00	-159
	Longitudunale	23	3,00	2,42	0	1441,43	1443,00	58	1445,71	-218
		24	3,41	2,42	0	1441,14	1444,57	235	1447,43	-101
	HA 16 Transversale	25	2,53	1,55	-10	1440,71	1444,57	431	1453,71	-247
		26	2,54	1,92	-18		1442,14	298	1450,00	-312
Cadre	HA 10	41	2,43	1,75	-15	1441,00	1442,14	98	1444,71	-235
		42	3,17	2,33	11	1441,00	1441,57	-28	1444,57	62
		43	2,42	3,31	-7	1440,71	1442,14	-534	1444,71	580

Tableau III.9 : analyse des signaux de jauges de déformation

Nous pouvons analyser les valeurs du tableau III.9 et la figure III.23 de la façon suivante :

- Juste après impact, toutes les jauges de déformation placées en partie inférieure ont une déformation négative donc nous sommes en compression alors que l'inverse est observé sur les jauges supérieures (mises en traction) ;
- Un premier pic est observé entre 8 et 10 ms avant le pic de déplacement, cela correspond à l'inversion de la courbe de moment comme expliqué sur la figure III.21 ;
- un deuxième pic apparaît pour les armatures inférieures et supérieures, cela de façon pratiquement synchronisé avec le pic en déplacement. Il correspond à la fin de la mise en mouvement de la dalle,

L'interprétation de ces résultats nous conduit à mettre en garde sur l'utilisation de démarches "équivalent statiques" reposant sur le premier mode de flexion qui n'est pas forcément le plus préjudiciable. Lors du dimensionnement de ce type d'ouvrage, il conviendra de prendre en compte ces deux phases pour les calculs. Nous intègrerons ces remarques dans les modèles simplifiés que nous avons mis au point.

Sur la figure III.24 et dans le tableau III.9, nous pouvons aussi voir le décalage qui existe entre les armatures classiques et les armatures d'effort tranchant. Ces dernières sont sollicitées dans les premiers instants du contact, le deuxième pic étant pratiquement synchronisé avec le premier pic des armatures de flexion. Cela montre le phénomène de poinçonnement qui apparaît lors de ce type de choc.

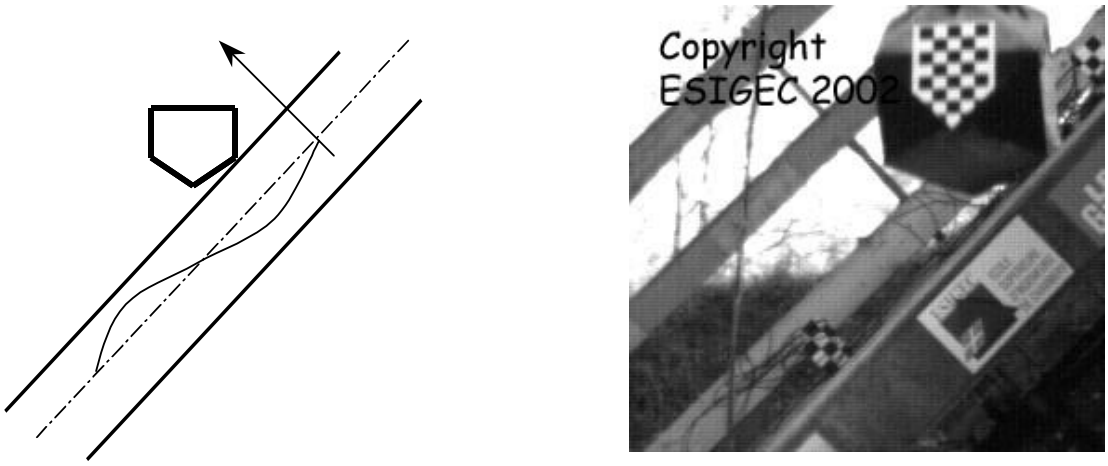


Figure III.22 : Interprétation du signe différent sur les jauges de cadre

Il est à remarquer que la jauge 41 a une déformation positive pour le premier pic, ce qui est contraire aux autres jauges. Une explication est que, lors du choc, l'impacteur a touché en premier la partie supérieure et que cela a conduit à une mise en traction de la jauge (41) inférieure. Cette remarque est importante car, suivant les conditions d'impact, les valeurs peuvent varier de façon importante rendant ainsi leur interprétation très difficile. L'interprétation concernant la jauge 41 s'appuie sur l'analyse obtenue à partir du film de la caméra rapide.

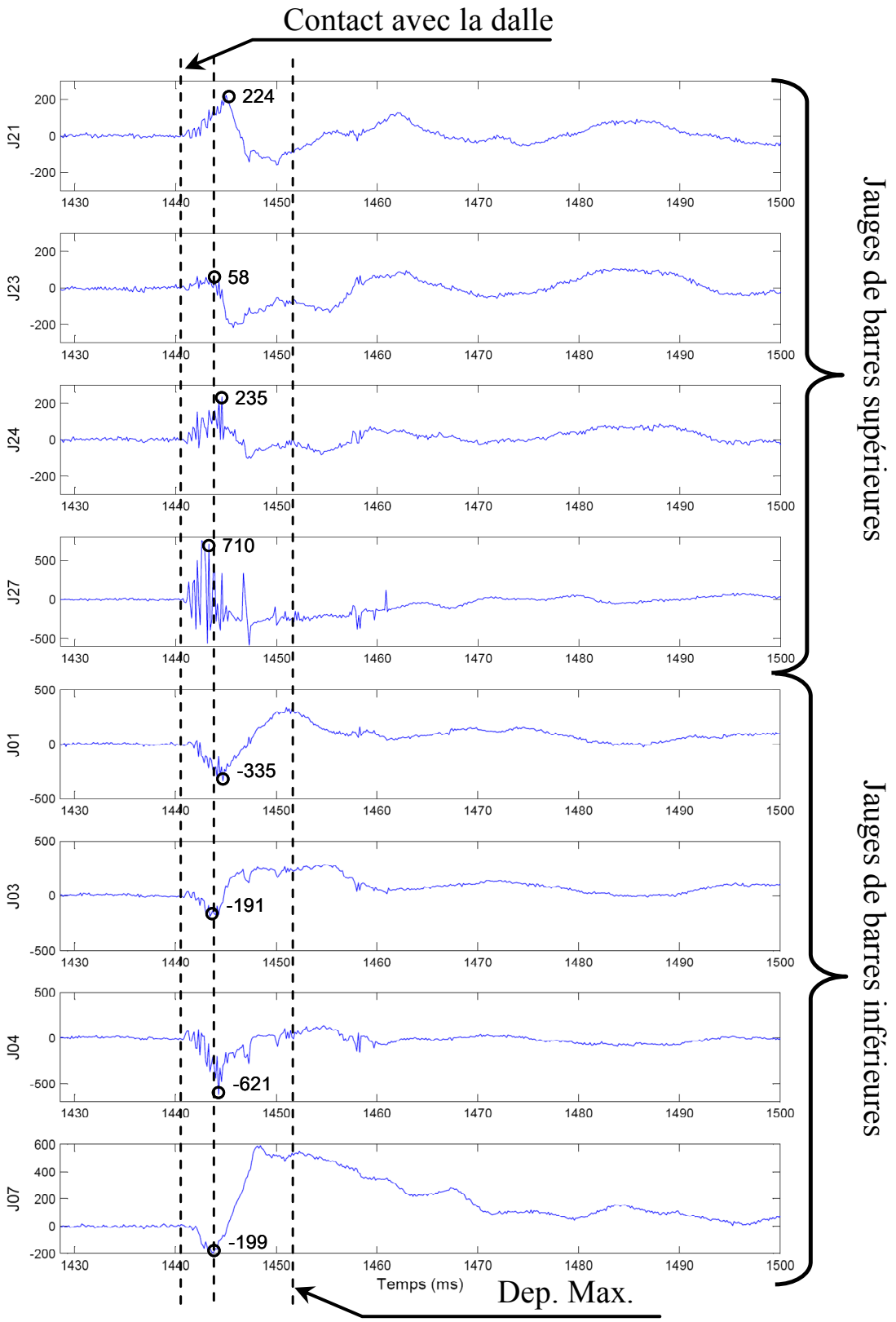


Figure III.23 : signaux des jauges de déformation – essai DI-T1

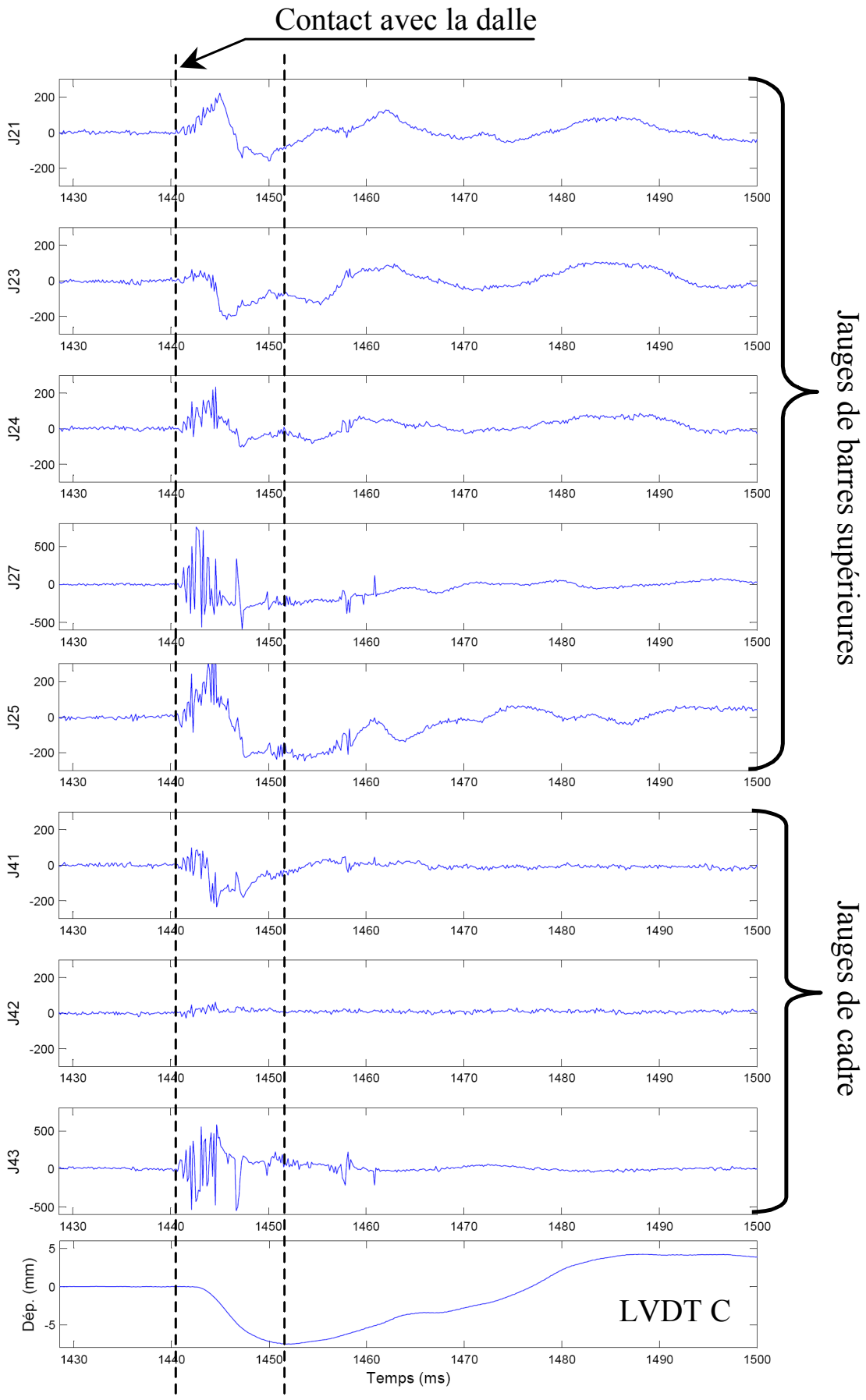


Figure III.24 : signaux des jauges de déformation et du capteur LVDT C – essais DI-T1

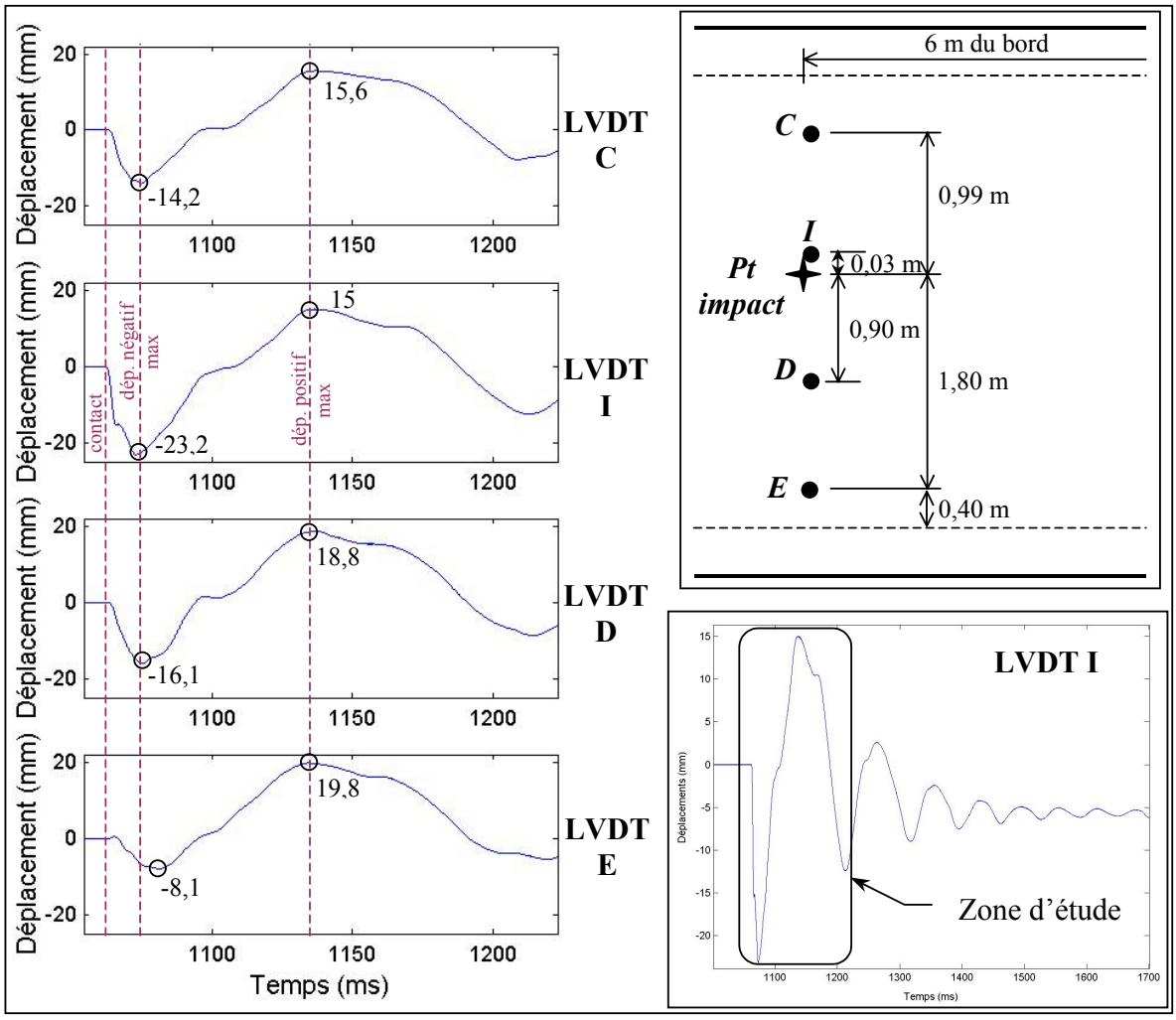


Figure III.25 : capteurs de déplacement positionnés dans le sens transversal – essai DH-T5

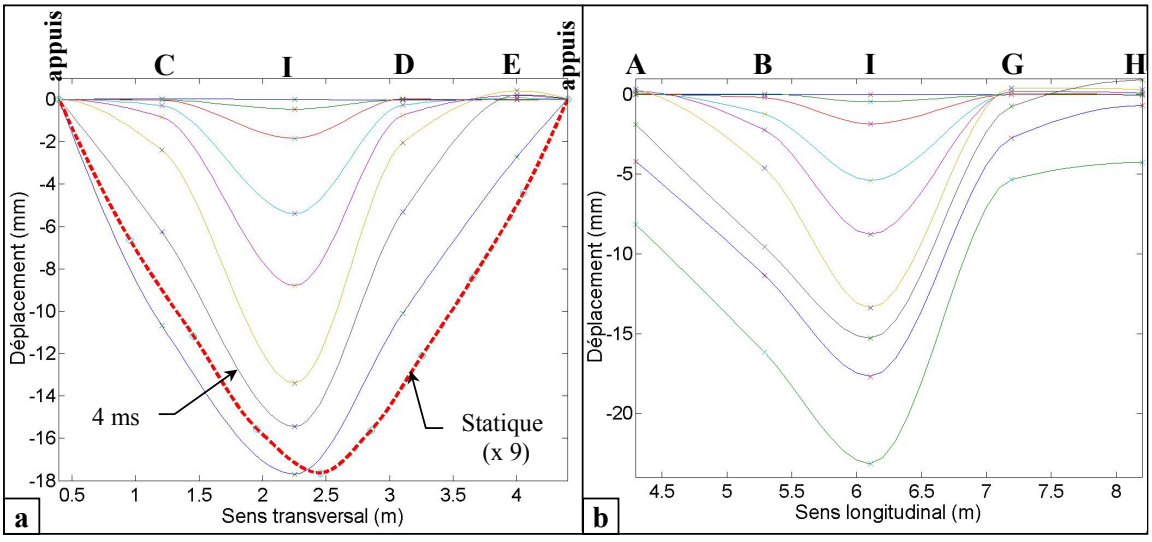


Figure III.26 : évolution de la déformée de la dalle (a) dans le sens transversal et (b) dans le sens longitudinal pour des pas de temps après contact de 0,57 ms ; 1 ms ; 1,5 ms ; 2 ms ; 2,7 ms ; 4 ms ; 6,7 ms et 10,7 ms (uniquement pour la figure b - déplacement maximal) – essai DH-T5

La figure III.25 et la figure III.26 permettent de bien comprendre cette mise en vitesse progressive de la dalle pour l'essai DH-T5. Le même type de résultat peut être trouvé quel que soit l'essai.

III.2.3.2 Intérêt d'une dalle inclinée

Le passage à une dalle inclinée a permis de gagner considérablement en ce qui concerne la dissipation d'énergie. Pour faire cette interprétation, il suffit de prendre les déplacements du capteur LVDT D pour l'essai DH-T4 et du capteur LVDT B pour l'essai DI-T1 qui sont tous les deux positionnés sur une longitudinale passant par le point d'impact et distants de 80 cm.

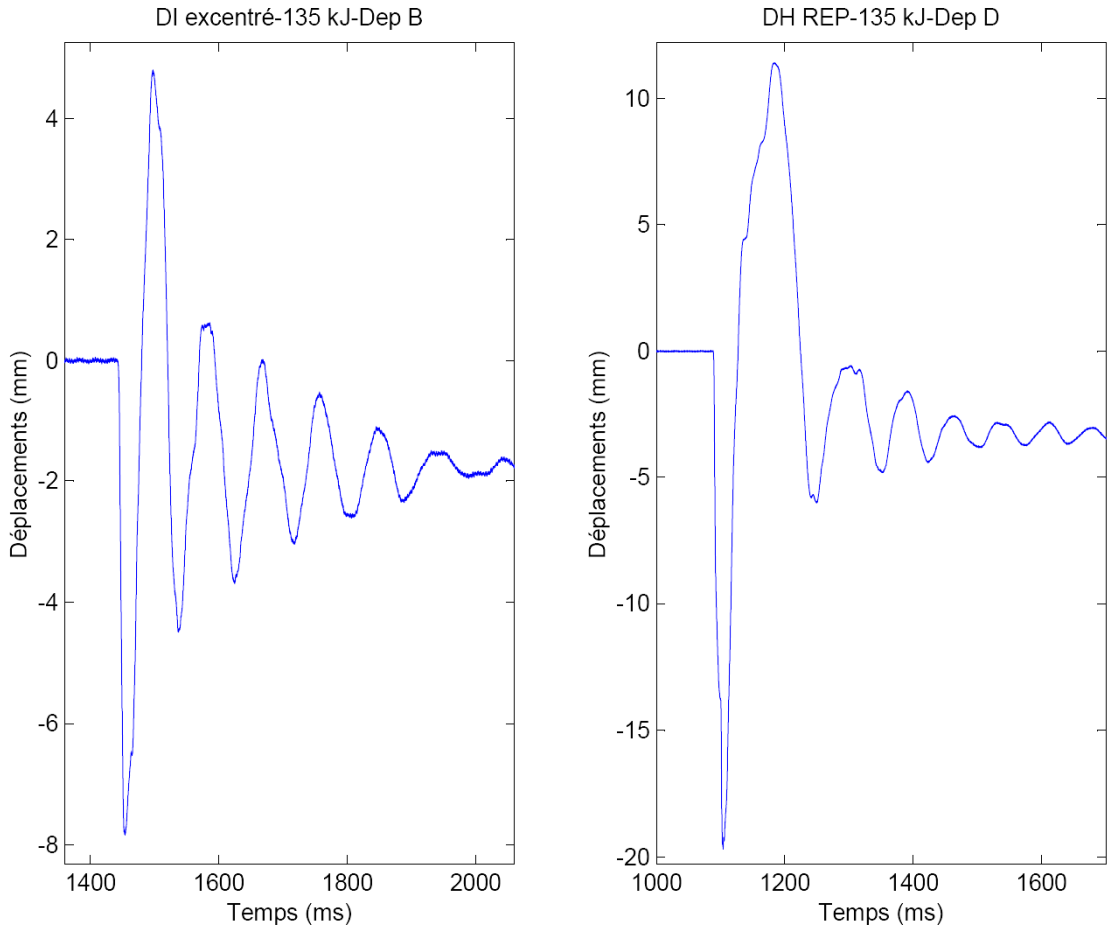


Figure III.27 : Comparaison des déplacements entre la dalle inclinée et la dalle horizontale

En partant de l'hypothèse que l'énergie de déformation accumulée dans la dalle est proportionnelle à l'énergie cinétique avant impact correspondant à la composante normale de la vitesse de l'impacteur, il est possible de déduire que l'énergie d'impact normale à la dalle inclinée sera multipliée par $\cos^2\alpha$ (les vitesses étant dans un rapport de $\cos\alpha$). Ainsi, avec un angle de 45°, nous devrions trouver des déplacements entre les deux dalles qui sont dans un rapport de $\sqrt{2}$; or ce n'est pas le cas. Effectivement, pour la dalle horizontale, le déplacement maximal est de 19,69 mm alors que, pour la dalle inclinée, il est de 7,84 mm donc dans un rapport de 2,51 et non de 1,41. À cela nous pouvons avancer au moins une explication : lors des essais sur la dalle inclinée, nous avons pu observer une "glissade" de l'ordre de 25 cm (figure III.28) du bloc impacteur avec un frottement très important sur la surface supérieure de

la dalle ; cette phase transitoire peut avoir dissipé une partie importante de l'énergie cinétique initiale.

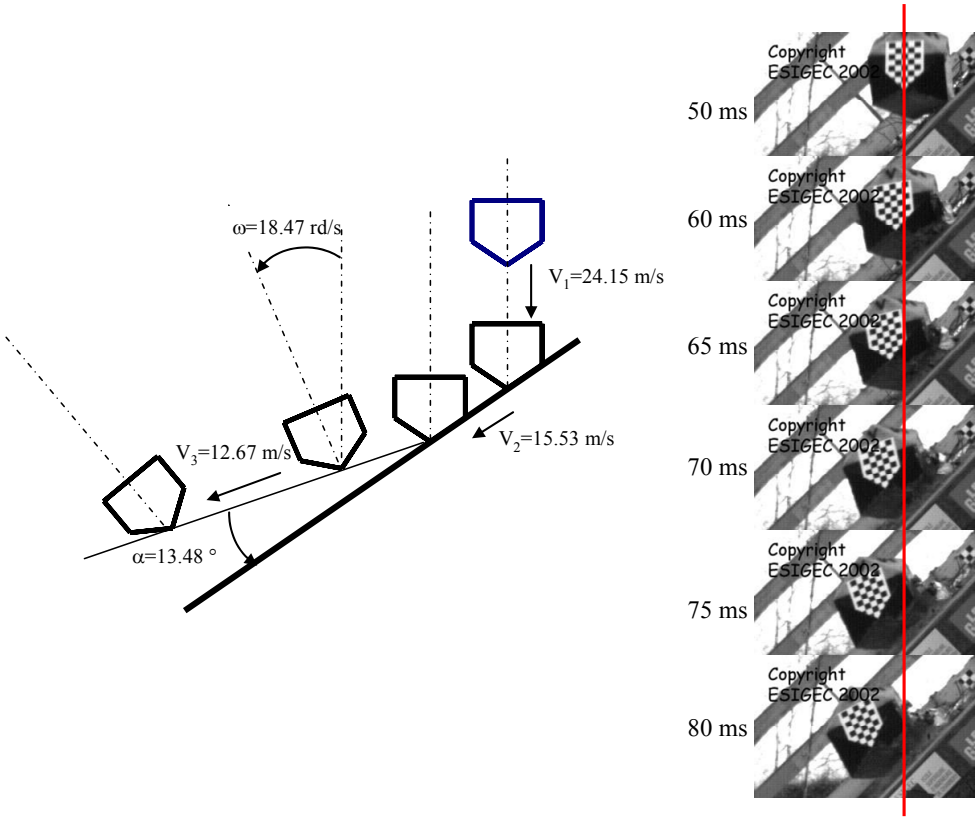


Figure III.28 : analyse de la dissipation d'énergie lors de l'impact DI-T1

Sur la figure III.27, il est aussi possible de déterminer l'amortissement et la fréquence du premier mode pour les deux dalles :

Désignation	Amortissement en %	Fréquence du premier mode en Hz
Dalle horizontale	10	16
Dalle inclinée	5	12

III.2.3.3 Analyse de la plastification des jauges de déformation

Sur la figure III.29, nous pouvons voir que les déformations permanentes après un essai ne sont pas nulles alors que les valeurs des déformations maximales mesurées sont inférieures à la déformation de limite élastique de l'acier (tableau III.8). Les valeurs extrêmes pour l'essai DI-T1 sont comprises entre – 621 µdef et 866 µdef et donc bien inférieures à 3 300 µdef en dynamique voire 2500 µdef en statique.

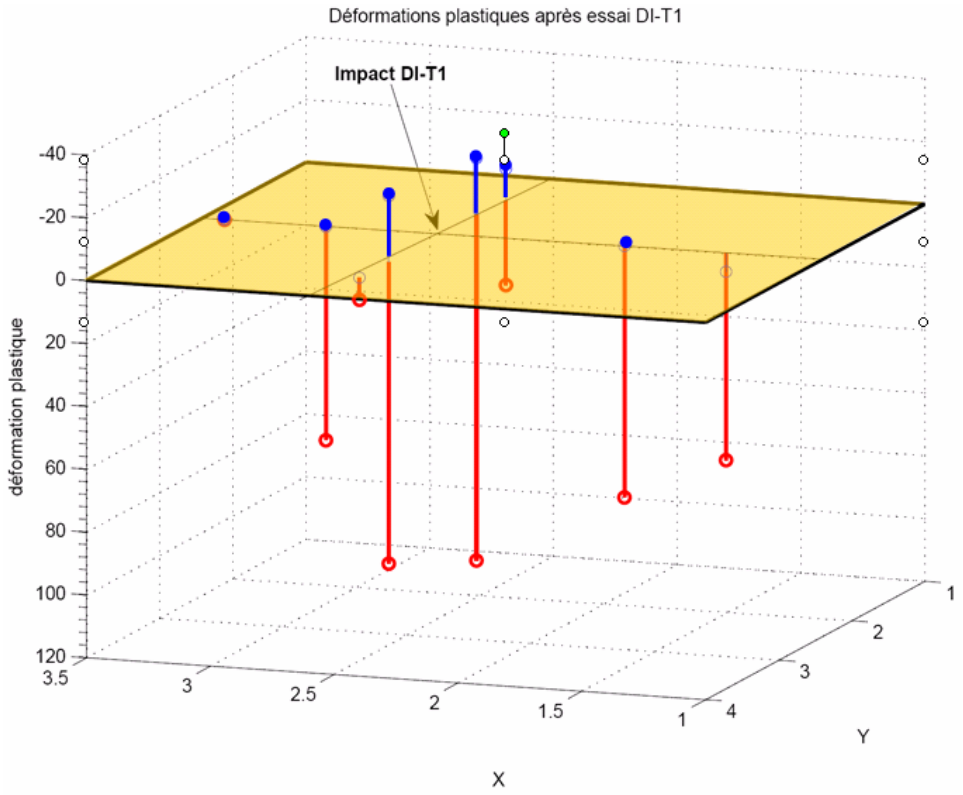


Figure III.29 : Déformations permanentes des jauges de déformation, essais DI-T1

Ces déformations permanentes sont dues à la non refermeture des fissures et microfissures dans la partie de béton tendu (figure III.29). Les observations visuelles en sous-face de dalle indiquent une légère fissuration du béton ne mettant pas en péril la durabilité de la structure vis-à-vis du risque de corrosion des armatures.

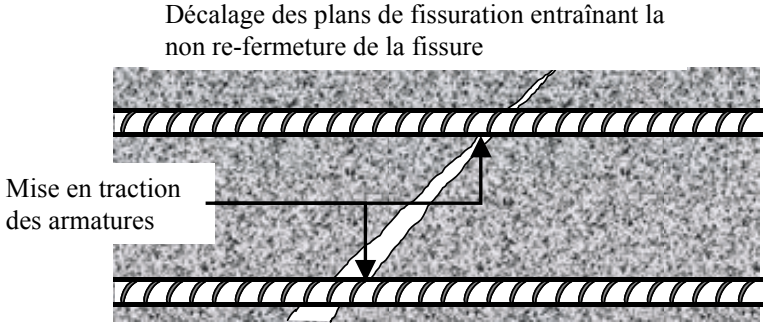


Figure III.30 : déformations permanentes dues à la non refermeture des fissures

Ces observations sont corrélées par le fait que les déformations en partie supérieure sont plus faibles qu'en partie inférieure ce qui est logique avec une forme de fissure de flexion ou de poinçonnement illustrée sur la figure III.30.

L'ensemble des ces essais nous a permis de confirmer le fait que des impacts de blocs ne pouvaient pas être analysés comme des chargements quasi-statiques.

III.2.4 Phénomène de poinçonnement

Dans ce paragraphe nous ne développerons que la partie mise en évidence du phénomène, la partie concernant le dimensionnement et donc la résistance au poinçonnement ayant été largement développée dans la thèse de Fabien Delhomme.

Dès le début, ce phénomène nous a préoccupés, mais sa sous-estimation évidente a conduit à un mauvais dimensionnement des armatures d'effort tranchant lors de la première campagne. Cette sous-estimation provient simplement du fait que nous avions pris en compte pour toute la durée du choc un mode de déformation qui correspond au mode 1 de vibration de la structure. Cela a eu pour conséquence de sous-évaluer la raideur de la dalle et de sous-évaluer l'effort de percussion et ainsi de minimiser le phénomène de poinçonnement.

Une des façons de déterminer la valeur de l'effort de percussion est d'écrire que la variation de la quantité de mouvement appliquée à l'impacteur ou à la dalle correspond à l'impulsion $\vec{I}$.

$$m\vec{v}' - m\vec{v} = \vec{I} = \int_{t_-}^{t_+} \vec{F}_c.dt \qquad \text{III.3}$$

avec $\vec{v}$ et $\vec{v}'$ vitesse de l'élément avant et après le choc

$\Delta t = t_+ - t_- = t_c$, et t_c correspond au temps de contact entre les deux éléments. Si ce temps devient très petit, l'impulsion devient alors un choc ou une percussion [LAR, 86]. La difficulté est alors de trouver la forme de cette force $\vec{F}_c$ pendant le temps de contact. La bibliographie est importante sur le sujet ; nous n'en donnerons que quelques références ici. Le premier à s'être intéressé à ce phénomène a certainement été H. Hertz [HER, 96], qui a pris l'hypothèse d'un choc parfaitement élastique. Dans notre cas, cette hypothèse ne semble pas pouvoir être retenue et nous nous sommes plutôt appuyés sur les travaux de J. J. Jensen et K. Hoiseth [JEN, 83], au travers d'impacts entre une sphère en acier et une plaque en béton, et J. G. M. van Mier [VAN, 91], par l'intermédiaire d'essais de chocs entre un impacteur en béton et une pile en béton indéformable. Ils ont montré que l'évolution de l'effort de contact au cours du temps se décomposait en trois phases différentes (figure III.31). Une première phase avec une élévation constante de l'effort attribuée au comportement élastique des matériaux, une deuxième phase avec un effort quasi-constant au cours du temps due au comportement plastique des matériaux et enfin une troisième phase avec une restitution élastique après que l'effort maximal a été atteint. Pour ces trois phases nous considérons une évolution linéaire.

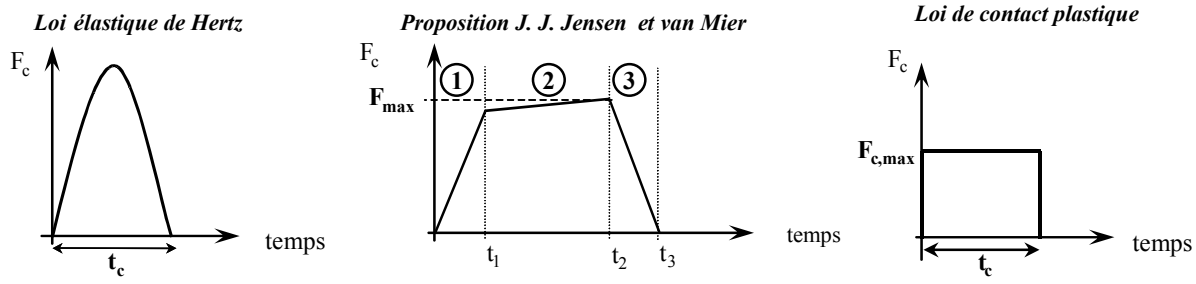


Figure III.31 : les différents modèles d'évolution de la force de contact au cours du temps

Dans le cas de la pénétration d'un impacteur de forme conique ou pyramidale dans une surface plane, la phase initiale élastique n'est pas présente et les déformations plastiques sont générées instantanément [GOL, 60]. Ainsi nous pourrons encore simplifier le système en ne retenant que le plateau horizontal pour l'évolution de l'effort (figure III.31).

À partir de cette hypothèse, il est possible de déterminer expérimentalement l'effort de percussion en utilisant les enregistrements de la caméra rapide et l'équation III.4.

$$F_{c,eff} = \frac{m_b \left(v_{b,1} - v_{b,2} \right)}{t_c} \qquad \text{III.4}$$

$v_{b,1}$ = vitesse du bloc avant impact

$v_{b,2}$ = vitesse du bloc après impact

m_b = masse du bloc

t_c = temps de contact

$F_{c,eff}$ = effort de percussion efficace

Seul l'essai DH-T4 est présenté ici et, sur la figure III.32, nous avons mis en parallèle le déplacement vertical du bloc obtenu à partir de la caméra rapide, le déplacement d'un point en sous-face de la dalle et la décélération du bloc enregistrée à partir d'un accéléromètre de 5 000 *g* placé dans ce bloc. Nous pouvons remarquer que le choc se décompose en trois phases [DEL, 03-c] :

- *Phase [t_0, t_1] :* le bloc vient en contact avec la dalle sur un angle comme le montre l'image de la caméra ultra-rapide. Sa vitesse d'impact est de 24,4 m.s^{-1} et il décélère violemment avec un pic à 448 *g*. La dalle commence à se déplacer et atteint une vitesse au point d'impact de 3,7 m.s^{-1} ; cette phase dure 3,4 ms et correspond au premier temps de contact entre le bloc et la dalle ;
- *Phase [t_1, t_2] :* la décélération du bloc devient nulle, le bloc n'exerce quasiment plus aucun effort sur la dalle car il entame une rotation autour du point d'impact. La vitesse verticale du centre de gravité du bloc n'est plus que de 14,1 m.s^{-1}. La dalle ralentit et sa vitesse diminue à 0,8 m.s^{-1} ;
- *Phase [t_2, t_3] :* l'angle opposé au premier impact vient toucher la dalle (image de la caméra ultra-rapide). Le bloc décélère de nouveau avec un pic à 640 *g*, puis le câble le reliant à la centrale d'acquisition se coupe. La dalle accélère et sa vitesse augmente à 3,7 m.s^{-1} ; cette phase dure 3,2 ms et correspond au deuxième temps de contact entre le bloc et la dalle ;
- *Après t_3 :* le bloc commence à se décoller de la dalle qui atteint son déplacement vertical maximal et commence à remonter. La vitesse d'éjection du bloc est de 2,3 m.s^{-1} tandis que la vitesse de remontée de la dalle n'est que de 1,2 m.s^{-1}. Le bloc et la dalle ne sont donc plus en contact pendant la phase de remontée.

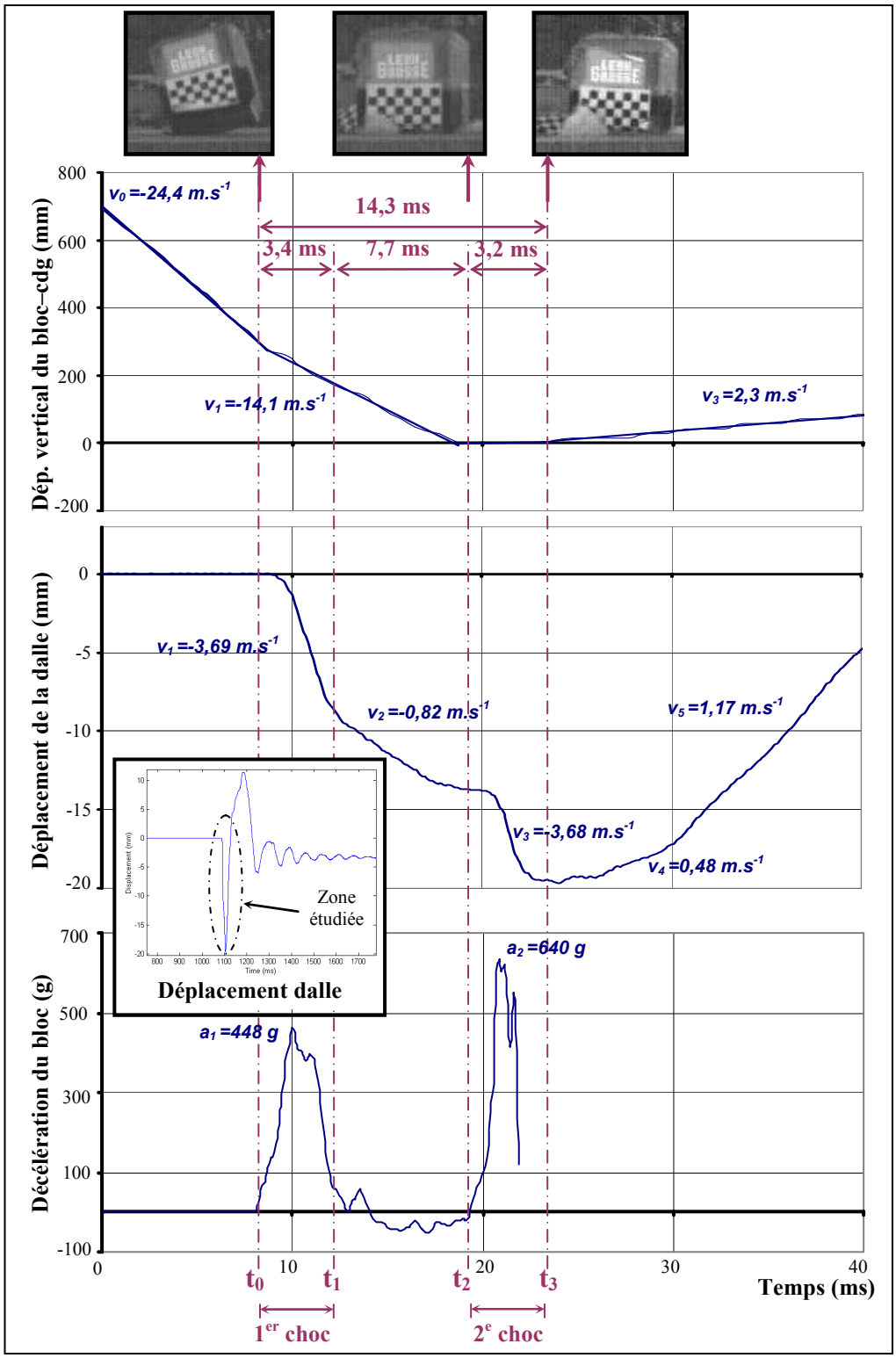


Figure III.32 : déplacement vertical du centre de gravité du bloc, déplacement de la dalle au niveau du point d'impact et décélération du bloc – Essai DH-T4

Cette analyse montre que le bloc vient impacter deux fois la dalle lors de sa mise en flexion. Elle subit donc deux efforts de percussion donnés dans le tableau III.10 et calculés à partir de l'équation III.4.

Impact	Masse du bloc (kg)	Vitesse avant choc ($m.s^{-1}$)	Vitesse après choc ($m.s^{-1}$)	Temps de contact (ms)	Effort de percussion (MN)
N°1	470	24,4 ± 0,8	14,1 ± 0,8	3,4 ± 0,2	1,4 ± 0,4
N°2	470	14,1 ± 0,8	0 ± 0,3	3,2 ± 0,2	2,1 ± 0,3

Tableau III.10 : efforts de percussion – Essai DH-T4

En revanche, la même démarche ne peut pas être appliquée à la dalle car la masse à prendre en compte pour celle-ci ne correspond pas à la masse totale comme pour le bloc mais plutôt à une masse réduite comme cela est expliqué dans les paragraphes suivants. Nous pouvons voir ici le travers qui consisterait à utiliser le premier mode de vibration de la structure pour quantifier les durées d'impact, car dans ce cas sa valeur serait très supérieure à celle observée et sous-estimerait d'autant l'effort de percussion.

La prise en compte de ces observations sera primordiale lors de la construction des modèles "simplifiés".

III.3 MODÉLISATION NUMÉRIQUE ET SIMPLIFIÉE DES ESSAIS

En ce qui concerne les modèles, nous avons souhaité explorer deux voies :

- Un modèle analytique simplifié prenant en charge toutes les phases de l'impact que nous avions répertorié lors des essais. Cela nous a imposé de le subdiviser (suivant les phases traitées) mais il semble intéressant dans le cadre d'une utilisation pour un prédimensionnement de structure type PSD ;
- Un modèle numérique qui reste simple et qui doit permettre de faciliter le dimensionnement de la structure. Pour cette raison nous avons choisi de prendre un modèle dit homogénéisé ne nécessitant pas une description complète des armatures et ne faisant pas appel aux connaissances d'un numéricien expérimenté comme c'est le cas pour certains modèles de comportement. Nous verrons que les résultats sont très intéressants et encourageants.

Nous commençons par le modèle numérique.

III.3.1 Modèle numérique avec ANSYS

Sur ce point, la collaboration avec le L3S-R a été très fructueuse car elle nous a permis d'aller au plus vite sur les choix des modèles. En parallèle de la thèse de Fabien Delhomme, deux thèses ont été soutenues au L3S-R à Grenoble qui utilisaient les résultats de nos expérimentations ; il s'agit des thèses de Philippe Berthet-Rambaud [BER, 04] et Sébastien Hentz [HEN, 03]. Le premier a fait un modèle de type éléments finis utilisant une description complète de la dalle avec ses armatures et avec un modèle pour le matériau béton du type PRM [ROU, 96], alors que le second a utilisé un modèle aux éléments discrets également très détaillé. Pour l'un comme pour l'autre, les modèles choisis sont très lourds et difficiles à créer. De plus ils nécessitent une expertise importante pour la phase de paramétrage. Notre but étant d'aller vers un modèle plus simple, notre choix s'est porté sur le modèle homogénéisé proposé par ANSYS.

Les exploitations qui en ont été faites sont la détermination des déplacements maximaux, les déformations des armatures et également la détermination de l'effort de percussion. Enfin nous en avons tiré des éléments pour la mise au point du modèle analytique simplifié. Fabien Delhomme a dans un premier temps effectué un calage des différents paramètres en utilisant

les résultats des expérimentations statiques mais, par la suite, ces paramètres n'ont pas été modifiés pour les calculs dynamiques. Une présentation plus complète du modèle est effectuée en annexe 4.

III.3.2 Résultats des simulations avec ANSYS

De très nombreux échanges avec les partenaires du projet de recherche PIR [PIR, 04] ont permis de converger très rapidement vers certains choix. Ensuite nous avons utilisé les essais statiques pour affiner tous les paramètres classiques de la modélisation sous ANSYS. Il restait alors pour le passage au calcul en dynamique à caler le paramètre KN de l'élément de contact (CONTAC49) qui permet de gérer l'interface entre l'élément impacteur et la dalle. Cela a été fait à partir des résultats obtenus sur l'essai DH-T5.

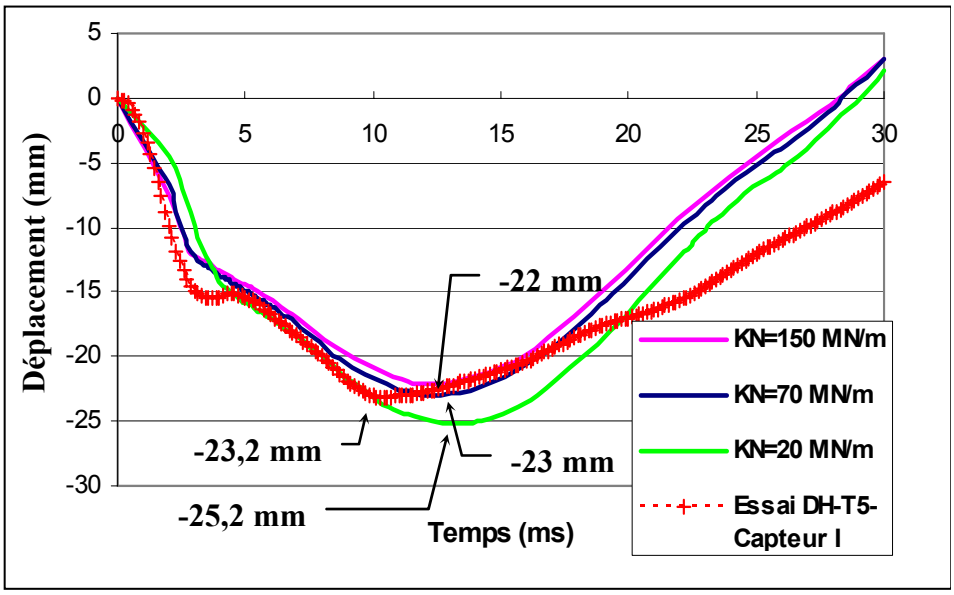


Figure III.33 : variation du déplacement au point d'impact en fonction du paramètre de contact "KN"

Sur la figure III.33, nous pouvons voir que la meilleure valeur pour le paramètre KN est 70 MN/m, ce qui est conforme avec les observations de Philippe Berthet-Rambaud [BER, 04] qui donne des valeurs de l'ordre de 100 MN/m. Il est possible de voir une divergence des résultats après le maximum, ce qui peut s'expliquer en partie par le comportement non linéaire de la structure et qui est difficilement représentable avec notre modèle. De plus, cela n'a pas de conséquences importantes car la partie post-pic n'est pas utile pour le dimensionnement de la structure.

Nous présentons ici quelques résultats parmi les plus significatifs des simulations numériques menées au sein du LOCIE.

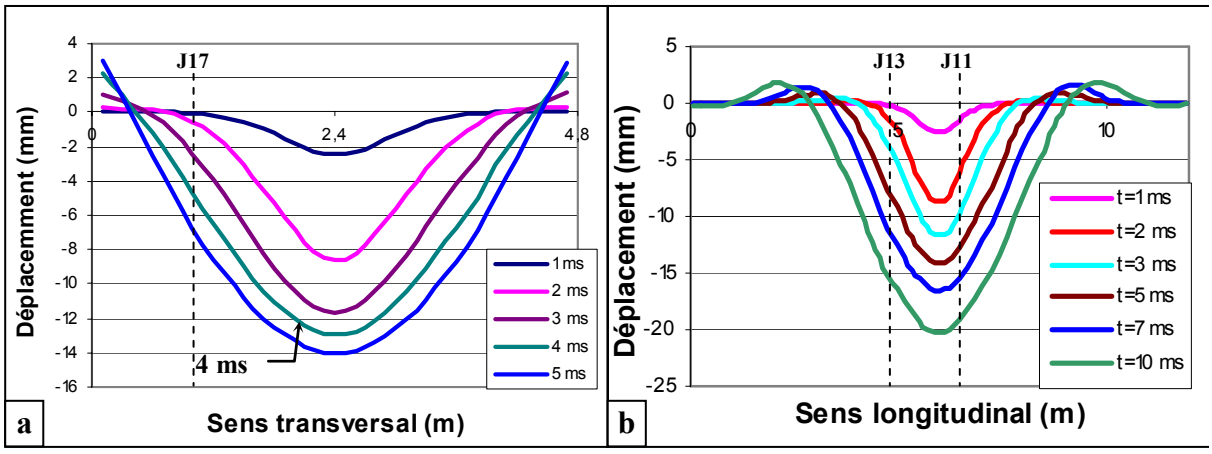


Figure III.34 : (a) déformées transversale et (b) longitudinale de la dalle à différents pas de temps obtenues sous ANSYS

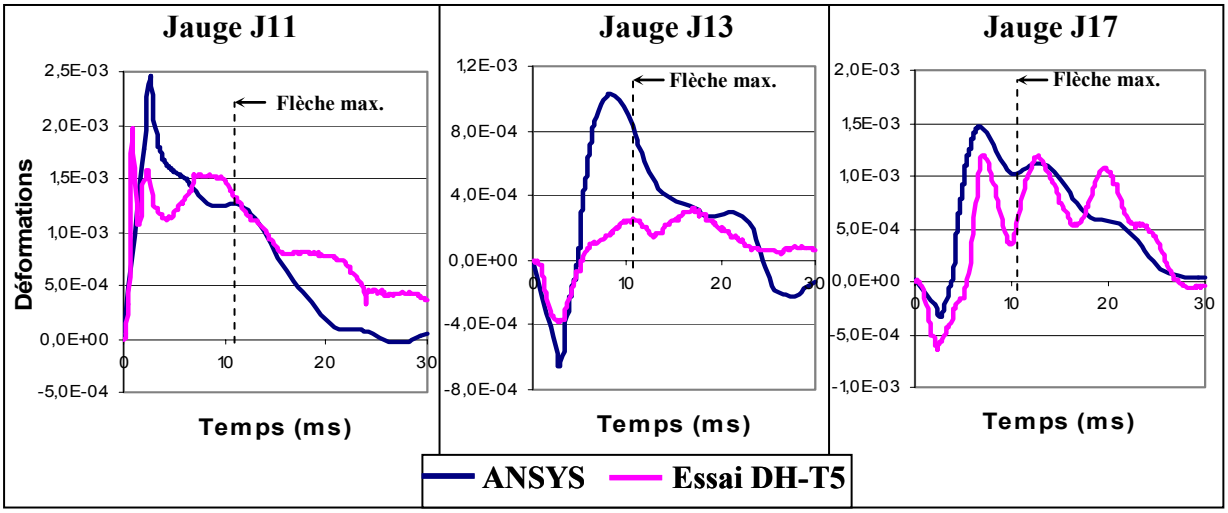


Figure III.35 : comparaison des déformations expérimentales et sous ANSYS des armatures inférieures pour l'essai T5– J11 à 0,34 m du point d'impact, J13 à 1,15 m et J17 à 1,34 m

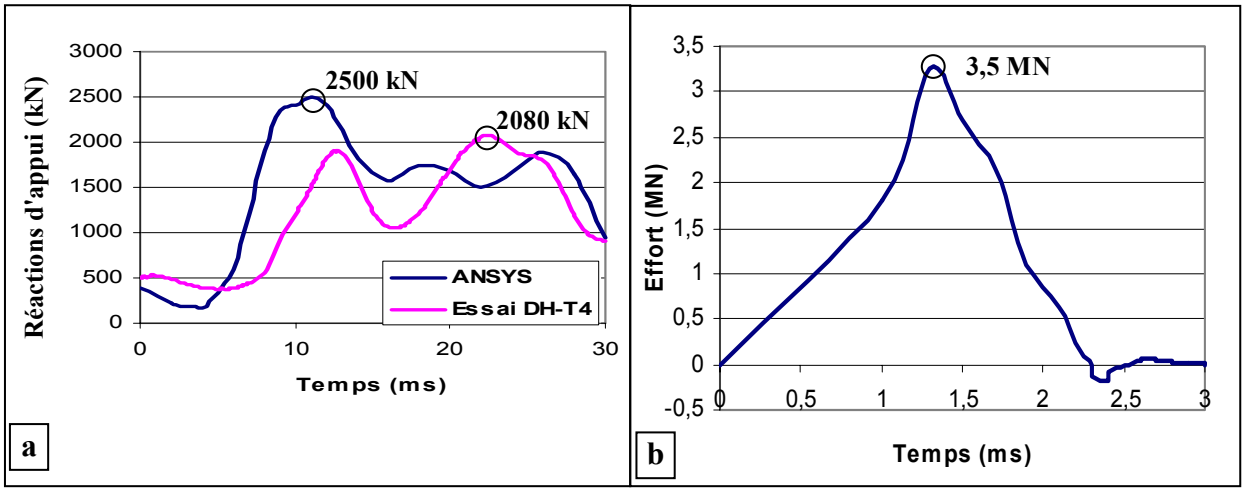


Figure III.36 : (a) réaction d'appui total obtenue expérimentalement (essai DH-T4) et sous ANSYS– (b) Effort de contact à la surface du bloc sous ANSYS pour l'essai T5

Sur la figure III.34 l'évolution au cours du temps de la déformée de la dalle est représentée ; elle correspond tout à fait à ce que nous avons pu trouver dans la partie expérimentale. Les

effets de vitesse sont bien pris en compte par le modèle mais la fin du calcul n'a pas été représenté ce qui ne permet pas une confrontation complète des résultats (cf. figure III.26). La figure III.35 permet de faire une comparaison des déformations obtenues sur les jauges et numériquement. Les formes des courbes sont sensiblement différentes mais le modèle permet néanmoins une bonne estimation de ces grandeurs physiques. Il faut en outre relativiser ces différences car les simulations numériques ne peuvent pas reproduire exactement les conditions des expériences : un certain nombre de points peuvent modifier le comportement global de la structure comme la position du bloc au moment de l'impact, la fracturation du bloc, les imperfections de la géométrie, etc. Enfin la figure III.36 permet de faire une comparaison entre l'effort transmis à la dalle (b) et les réactions d'appui (a) avec les valeurs obtenues expérimentalement. Les résultats sont très encourageants et nous permettent d'imaginer des développements futurs vers ce type de modèle.

III.3.3 Modèle simplifié

La mise au point d'un modèle simplifié avait pour but de servir dans une phase de prédimensionnement de structure. Cette utilisation est toujours d'actualité même s'il semble aisé de faire un calcul "rapide" avec un outil numérique tel que ANSYS. Mais il ne faut pas oublier que ce calcul "rapide" prend 5 heures par simulation et qu'il est donc souvent difficile de l'utiliser pour faire des études paramétriques. Le modèle proposé doit permettre d'obtenir l'effort d'impact qui permet le dimensionnement de la dalle par poinçonnement et l'énergie de déformation transférée qui permet de dimensionner les armatures longitudinales et transversales. À l'origine du modèle développé, il y a la démarche de prédimensionnement proposée par J. Tonello [TON, 88] et dont nous présentons les grandes lignes ici.

III.3.3.1 Modèle de Jean Tonello

Le premier modèle proposé par Jean Tonello [TON, 88] reposait sur une application très simple du principe présenté par S. P. Timoshenko [TIM, 68] sur la flèche d'une poutre soumise à un choc.

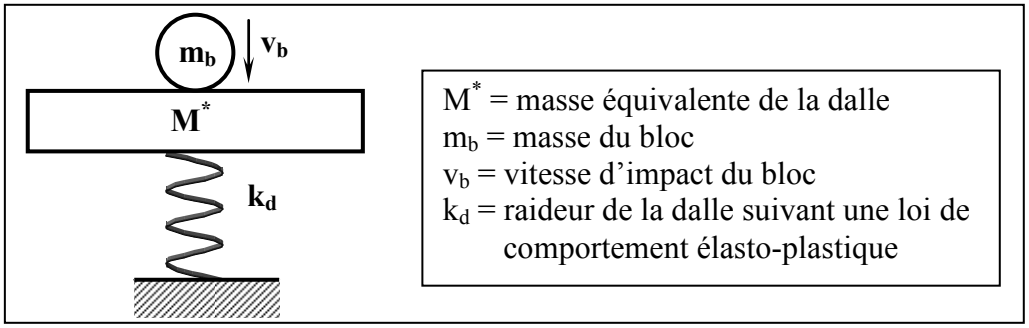


Figure III.37 : modèle simplifié de Jean Tonello

Les hypothèses retenues pour ce modèle sont :

- choc parfaitement mou, entraînant une association du bloc et de la dalle après contact,
- prise en compte de l'influence de la masse de la dalle en utilisant la notion de masse équivalente basée sur une déformée statique en flexion.

Le bloc, avant d'impacter la dalle, a une énergie cinétique Ec_{bloc} et, du fait des hypothèses retenues, il est possible de déterminer l'énergie cinétique de la dalle après impact (Ec_d) :

$$Ec_d = Ec_{bloc} \frac{1}{1+\frac{M^*}{m}} \qquad \text{III.5}$$

avec Ec_{bloc} = énergie cinétique d'impact du bloc

$1+\frac{M^*}{m}$ = coefficient de réduction de l'énergie incidente

La masse équivalente permet de prendre en compte le fait que la vitesse n'est pas uniforme sur toute la longueur de la poutre.

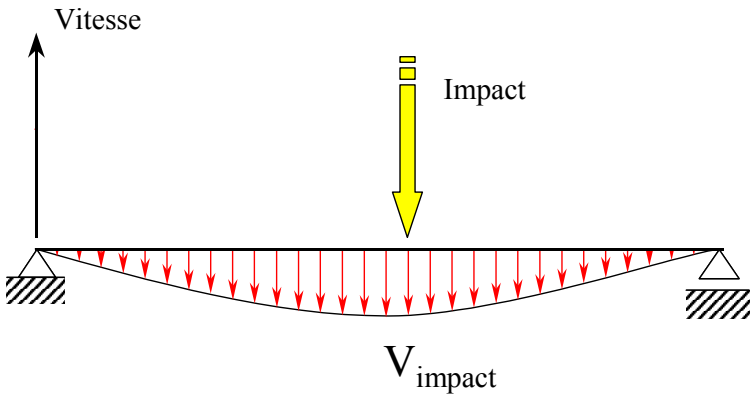


Figure III.38 : distribution des vitesses avec hypothèse de déformation statique

La masse équivalente est déterminée à l'aide de l'équation III.6.

$$M^* = \rho_s \iint_{dalle} \frac{u(x,y)^2}{u_{imp}^2} dx\, dy \qquad \text{III.6}$$

avec u_{imp} = déplacement de la dalle au point d'impact

$u(x,y)$ = déplacement de la dalle au point de coordonnées (x,y)

ρ_s = masse surfacique de la dalle

En ce qui concerne le prédimensionnement au poinçonnement, il faut utiliser l'équation III.7 pour déterminer l'effort de contact F_c.

$$F_c = \frac{m_b\left(v_b - v'_b\right)}{T/4} \qquad \text{III.7}$$

avec v_b = vitesse du bloc avant choc

v'_b = vitesse du bloc après choc en considérant un choc mou (= v_{dalle})

T = période fondamentale de la dalle

Ensuite l'ingénieur pourra utiliser les éléments obtenus pour dimensionner la structure en s'appuyant sur la réglementation du béton armé aux états limites. Mais il convient de faire très attention, ce type de formule nécessite une expérience importante de la part de l'ingénieur qui l'utilise.

En même temps et au vu des paragraphes précédents, il est aisé de se rendre compte des limites que présente ce modèle :

- la détermination de la masse équivalente fondée sur une déformée proportionnelle au premier mode vibratoire de la structure semble difficile dans les premiers instants du choc comme nous avons pu déjà le remarquer précédemment ;
- une surévaluation de la masse équivalente minimise la part de l'énergie transférée à la structure, ce qui ne va pas dans le sens de la sécurité ;
- l'hypothèse du choc mou est à l'inverse pénalisante car nous avons pu observer un rebond non négligeable du bloc après le premier contact ;
- enfin la détermination de la force de contact par la formule présentée ne tient pas compte des conditions de ce contact.

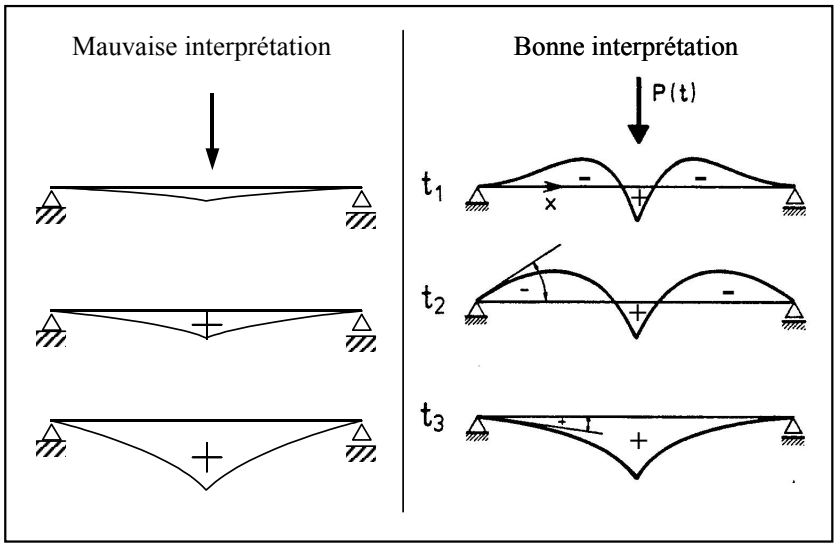


Figure III.39 : distribution des moments fléchissant le long d'une poutre lors d'un impact

Pour toutes ces raisons, il a été développé dans le cadre du travail de thèse de Fabien Delhomme, un modèle simplifié qui essaie de représenter toutes les phases de l'impact bloc-dalle.

III.3.3.2 Modèle de Fabien Delhomme

Le principe de ce modèle va consister à séparer la phase de contact bloc-dalle (modèle "contact") de la phase de vibration "libre" de la dalle (modèle "post impact"). Le principe de décomposition du modèle est décrit sur la figure III.40.

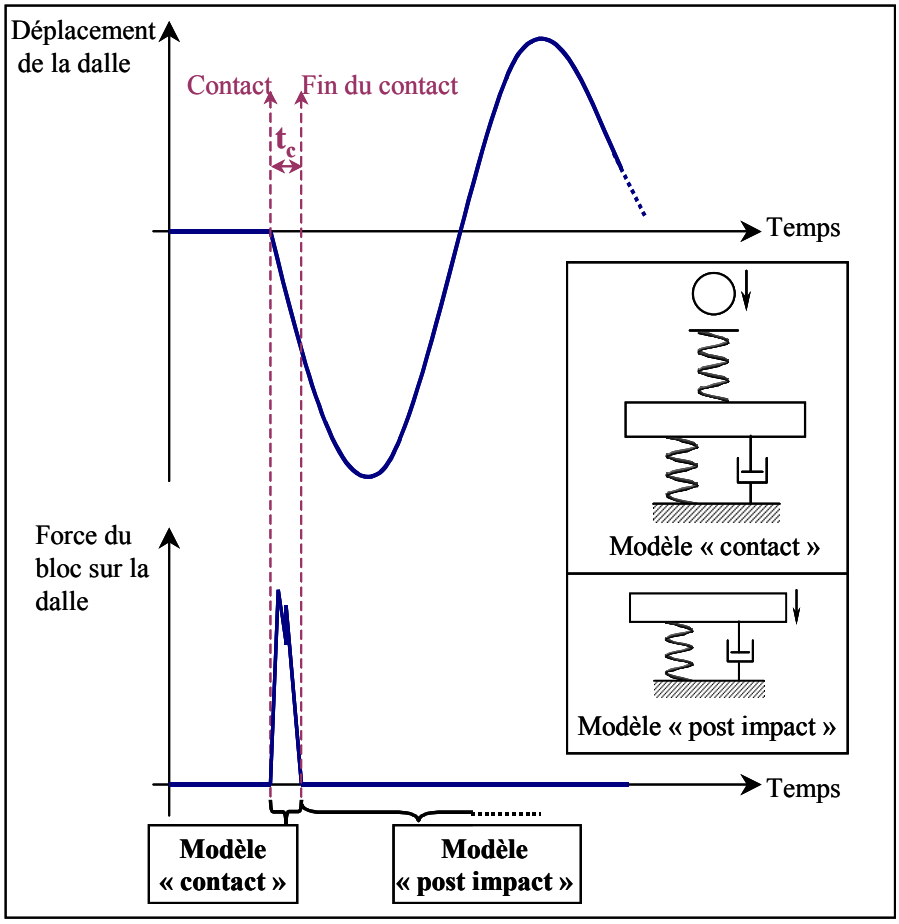
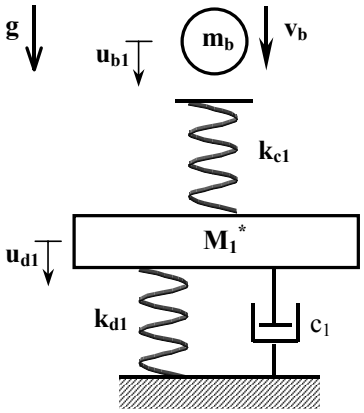


Figure III.40 : décomposition du modèle simplifié en deux sous-modèles "contact" et "post impact"

III.3.3.2.1 Modèle "contact"

Le modèle est à deux degrés de liberté avec introduction d'un amortissement sur l'élément représentant la dalle.

Modèle	Paramètres
 **Figure III.41 : modèle mécanique simplifié "contact"**	• m_b et v_b : masse et vitesse du bloc, • k_{c1} : raideur élastique de contact à caler à partir du temps de contact expérimental, • M_1^* : masse équivalente de la dalle durant le temps de contact ; elle dépend des caractéristiques de la dalle, • k_{d1} : raideur de la dalle durant le temps de contact et est intrinsèque à la dalle, • c_1 : amortissement représentant les phénomènes de dissipation ayant lieu durant le contact et par le poinçonnement de la dalle, • u_{b1} et u_{d1} : déplacements du bloc et de la dalle, paramètres de sortie du modèle.

Nous avons considéré k_{c1} comme un paramètre intrinsèque à la nature du choc et aux propriétés des matériaux en contact, ce qui nous permettra de pouvoir le considérer comme constant

par la suite. De plus nous avons choisi une relation entre la force de contact et le déplacement du type loi élastique de Hertz [HER, 96]. La mise en équation du modèle "contact" est donnée par le système III.8 :

$$\begin{cases} m_b\left(\ddot{u}_{b1}+g\right)+k_{c1}\left(u_{b1}-u_{d1}\right)^{3/2}=0 \\ M_1^{*}\ddot{u}_{d1}-k_{c1}\left(u_{b1}-u_{d1}\right)^{3/2}+k_{d1}u_{d1}+c_1\dot{u}_{d1}=0 \end{cases} \qquad \text{III.8}$$

Les deux paramètres de calage sont k_{c1}, pour l'effort et le temps de contact, et c_1 pour la dissipation d'énergie. La valeur de k_{c1} a été calée à partir de l'essai DH-T5 pour obtenir un temps de contact de 3,5 ms, conformément à l'expérimentation. Il en est de même pour l'amortissement c_1 qui permet de prendre en compte tous les phénomènes dissipatifs qui se produisent au moment du contact entre le bloc et la dalle (déstructuration de surface, chaleur,…) et par poinçonnement. Ce paramètre est donc intrinsèque à la nature du contact et, dans une moindre mesure, aux caractéristiques de la dalle pour la dissipation due au poinçonnement. Nous l'avons choisi pour que l'énergie totale de la dalle (énergie cinétique + énergie de déformation) soit égale à celle déterminée expérimentalement (essai DH-T5) à la fin du temps de contact, soit 22 kJ (figure III.42).

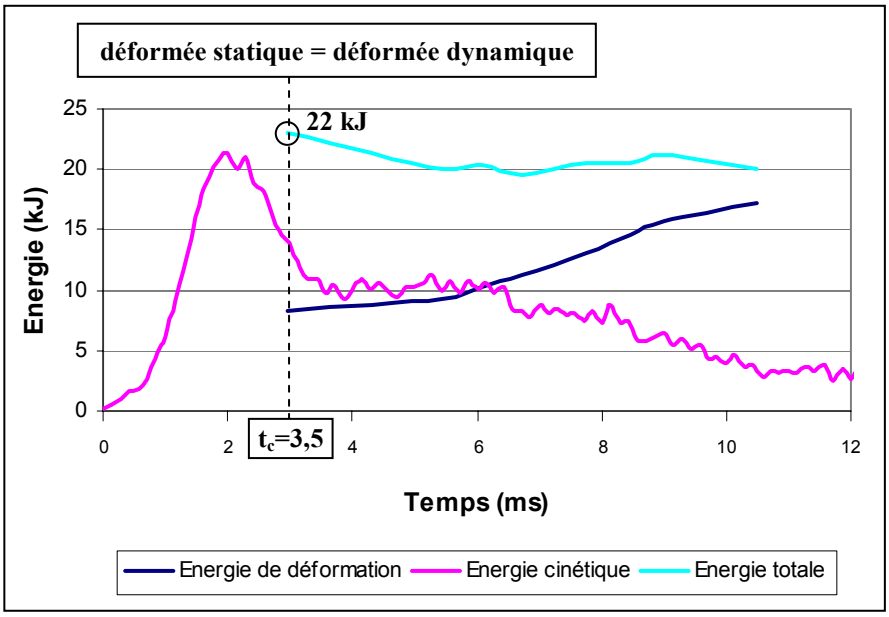


Figure III.42 : évolution des énergies lors du test DH-T5

Le calage des deux paramètres à partir de l'essai DH-T5 est :

- $k_{c1} = 2{,}2.10^{9}$ N.m^{-1}
- $c_1 = 0{,}9.10^{6}$ N.s.m^{-1}

Ces valeurs sont ensuite gardées pour l'ensemble des simulations.

Masse équivalente de la dalle M_1^{*} et raideur de la dalle k_{d1}

Les analyses expérimentales et sous ANSYS ont permis de mettre en évidence le phénomène de mise en flexion progressive de la dalle. M_1^{*} et k_{d1} ne sont donc pas constantes au cours du choc et varient pour k_{d1} d'une raideur infinie à une raideur équivalente à la raideur statique et

pour M_1^* d'une valeur nulle à une "masse équivalente" déterminée à partir de la déformée statique. Pour éviter de compliquer le modèle, nous avons fait le choix de considérer M_1^* et k_{d1} constantes pendant la phase de contact et elles sont déterminées à un temps moyen égal à la moitié du temps de contact soit 1,75 ms après l'impact (figure III.43).

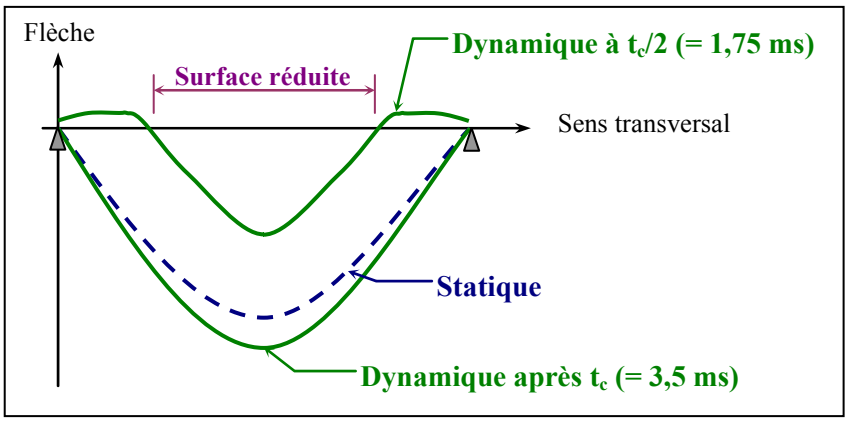


Figure III.43 : schéma des déformées de la dalle dans le sens transversal à différents pas de temps

Fabien Delhomme avait déduit la surface de dalle réduite mise en flexion par analyse des courbes de déplacements dans les sens transversal et longitudinal obtenues avec une approche par éléments finis sous ANSYS. Nous présentons l'équivalent avec la partie expérimentale sur l'essai DH-T5 et nous pouvons confirmer que la surface réduite de dalle est d'un diamètre de 2,80 m.

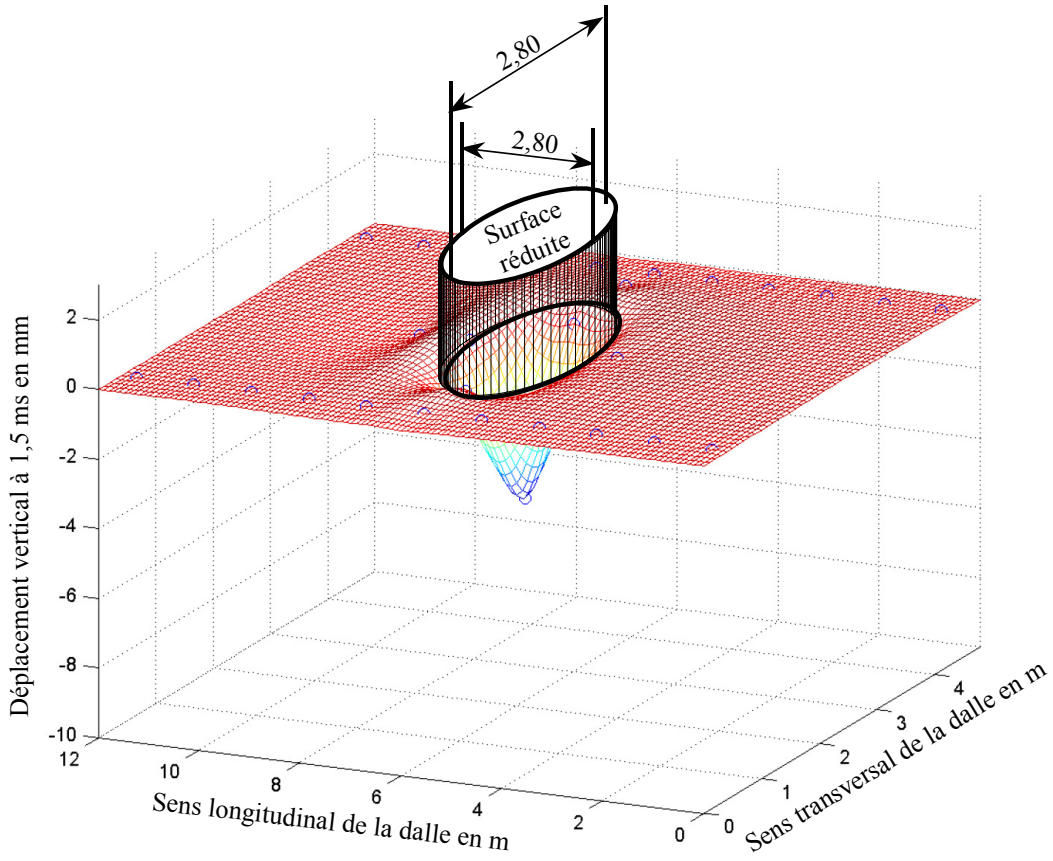


Figure III.44 : surface réduite de la dalle d'essai (résultat expérimental) - Essai DH-T5

Connaissant la surface réduite de dalle lors de la phase de contact, il est possible de calculer sa masse équivalente ainsi que sa raideur en faisant une simulation sous ANSYS (figure III.45).

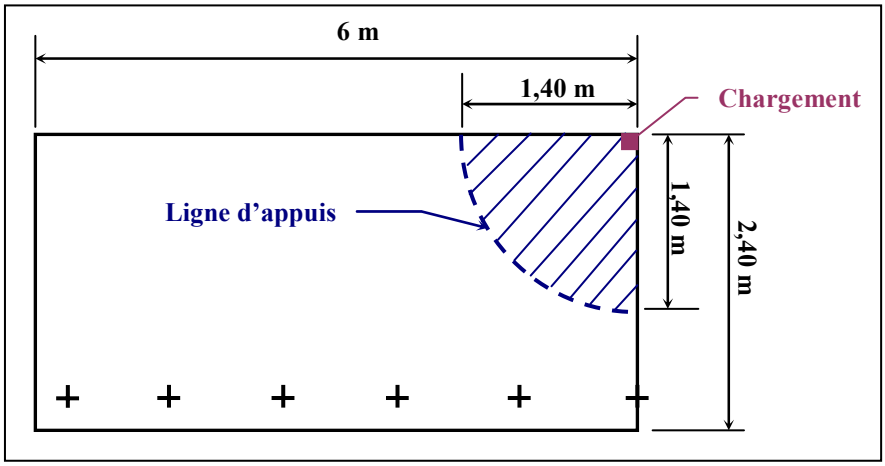


Figure III.45 : modélisation du chargement statique de la surface réduite sous ANSYS

La masse équivalente de la dalle M_1^* ainsi calculée est de 900 kg. La résolution numérique du système III.8 est effectuée avec le logiciel Matlab. L'effort de contact maximal $F_{c,max}$ est estimé à partir de la variation de la quantité de mouvement du bloc Q_b durant le temps de contact t_c et en considérant un contact plastique. $F_{c,max}$ est ainsi calculé à l'aide de l'équation III.9.

$$F_{c,\max} = \frac{m_b\left[v_b(t=0) - v_b(t=t_c)\right]}{t_c} \qquad \text{III.9}$$

avec $v_b(t=0)$: vitesse d'impact du bloc

$v_b(t=t_c)$: vitesse du bloc à la fin du temps de contact

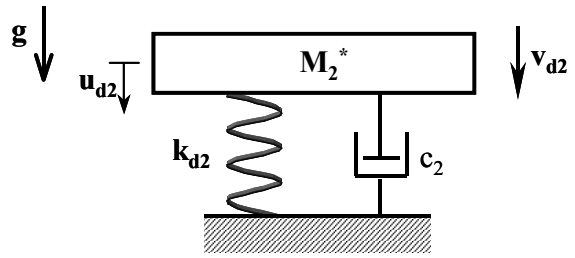
Ce premier modèle permet par résolution de déterminer toutes les données issues de la phase de contact et qui seront ensuite réinjectées dans le modèle "post impact" permettant de décrire la fin du mouvement de la dalle. Les données provenant du modèle "contact" sont :

- la fin du temps de contact,
- l'effort de percussion exercé par le bloc,
- le déplacement de la dalle en fin de contact,
- l'énergie totale de la dalle.

L'organigramme complet du modèle est donné dans le paragraphe suivant.

III.3.3.2.2 Modèle "post impact"

La phase qui suit la perte de contact entre le bloc et la dalle correspond à la vibration libre de la dalle ; elle est décrite par le modèle de la figure III.46.

Modèle	Paramètres
 **Figure III.46 : modèle mécanique simplifié "post impact"**	• M_2^* : masse équivalente de la dalle (différente de M_1^*), • k_{d2} : raideur de la dalle, • c_2 : amortissement de la dalle, • u_{b2} et v_{d2} : déplacement et vitesse de la dalle, paramètres d'entrée déterminés à partir du modèle "contact".

La mise en équation du modèle est donnée par :

$$M_2^* \ddot{u}_{d2} + c_2 \dot{u}_{d2} + k_{d2} u_{d2} = 0 \qquad \text{III.10}$$

Pour ce modèle, ANSYS est utilisé afin de déterminer les valeurs de M_2^* = 4 200 kg et la raideur k_{d2} qui est recalculée à chaque pas de temps en utilisant la courbe obtenue statiquement par calcul numérique.

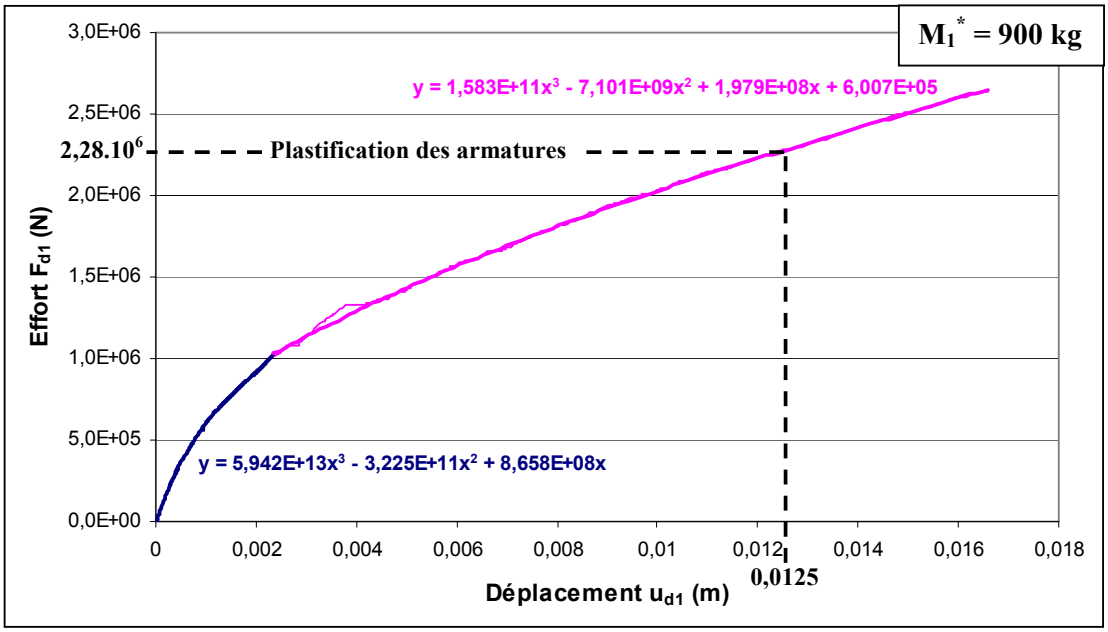


Figure III.47 : courbe de chargement statique pour une portée de 2,80 m obtenue sous ANSYS

L'amortisseur c_2 correspond à l'amortissement de la structure et il est déduit de l'équation III.11.

$$c_2 = 2\zeta M_2^* \sqrt{\frac{k_{d2,moy}}{M_2^*}} \qquad \text{III.11}$$

avec ζ = 11 % : amortissement défini expérimentalement

Paramètres d'entrée $u_{d2,0}$ et $v_{d2,0}$

Le modèle "contact" donne le déplacement $u_{d1,0}$ et l'énergie totale de la dalle $E_{d1,0}$ à la fin du temps de contact. Le passage entre les deux modèles repose sur une conservation de l'énergie totale de la dalle. La raideur et la masse équivalente évoluant entre les deux modèles, il convient de recalculer la part d'énergie cinétique $Ec_{d2,0}$ et de déformation $Edef_{d2,0}$ initiale dans la dalle pour le modèle "post impact".

$Edef_{d2,0}$ est calculée à partir de l'équation III.12.

$$Edef_{d2,0} = \int_0^{u_{d1,0}} F_{d2}\, du_{d2} \qquad \text{III.12}$$

Avec F_{d2} pour une surface totale de dalle prise en compte.

$Ec_{d2,0}$ peut être ensuite déterminée avec l'équation III.13.

$$Ec_{d2,0} = E_{d1,0} - Edef_{d2,0} \qquad \text{III.13}$$

La vitesse initiale de la dalle $v_{d2,0}$ est ensuite déduite à l'aide de l'équation III.14.

$$v_{d2,0} = \sqrt{\frac{2\, Ec_{d2,0}}{M_2^*}} \qquad \text{III.14}$$

Le système a donc pour conditions initiales une masse équivalente de dalle M_2^* avec un déplacement $u_{d2,0}$ égal à $u_{d1,0}$ et une vitesse $v_{d2,0}$.

III.3.3.2.3 Organigramme du modèle simplifié

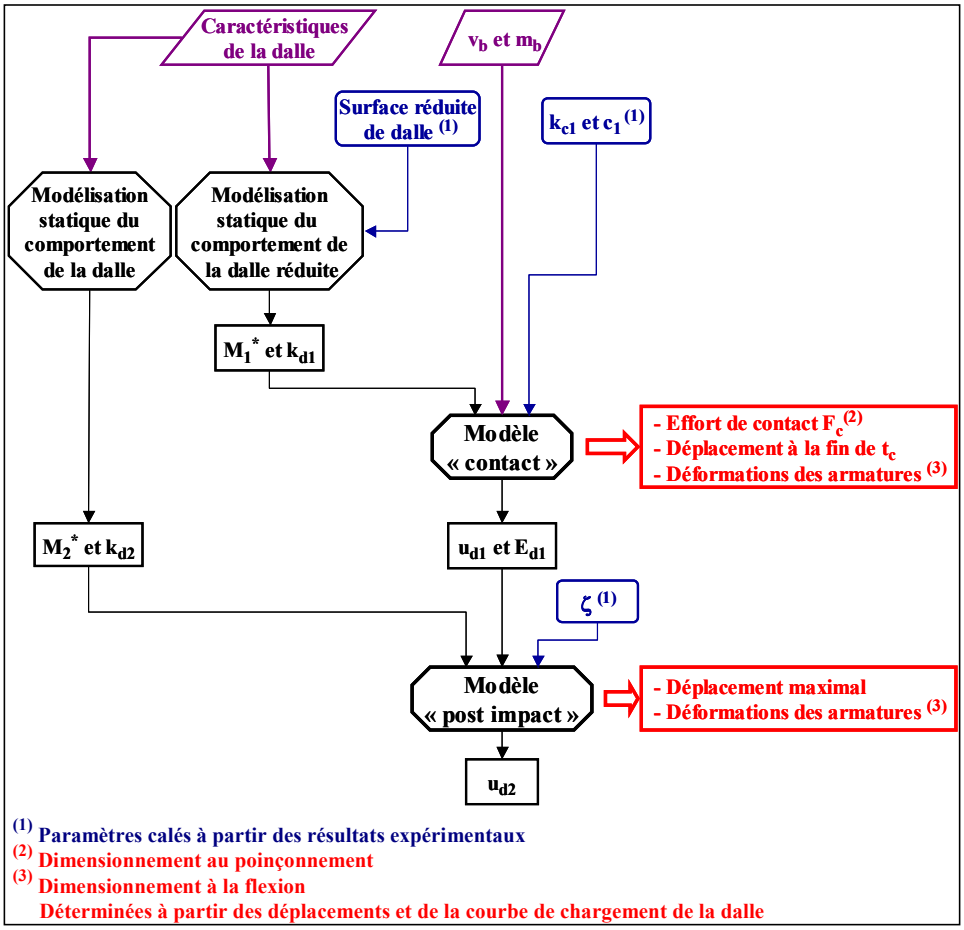


Figure III.48 : organigramme complet du modèle simplifié développé

III.3.3.2.4 Résultats obtenus

Tous les paramètres ayant été calés avec l'essai DH-T5, nous présentons ici les résultats obtenus sur l'essai DH-T1 : impact "courant" en travée à 67 kJ. Sur la figure III.49, nous avons reporté les déplacements du centre de la dalle pour le modèle "contact" (indice a) et ensuite pour le modèle "post impact" (indice b).

Plusieurs choses sont à remarquer :

- Le temps de contact obtenu avec cet essai est légèrement plus important que pour l'essai DH-T5 ; cela est cohérent avec la bibliographie trouvée sur le sujet car plus la vitesse de l'impacteur est importante, plus le temps de contact a tendance à diminuer ;
- À la fin du contact entre la dalle et le bloc, le déplacement est de 9 mm, en se référent au modèle choisi, nous pouvons dire qu'il n'y aura pas de plastification des armatures pendant cette phase ;
- Le modèle post impact nous permet d'estimer le déplacement maximal de la dalle à 15,4 mm et, encore une fois, nous sommes bien loin d'une plastification des armatures longitudinales qui serait apparue pour un déplacement de l'ordre de 28 mm.

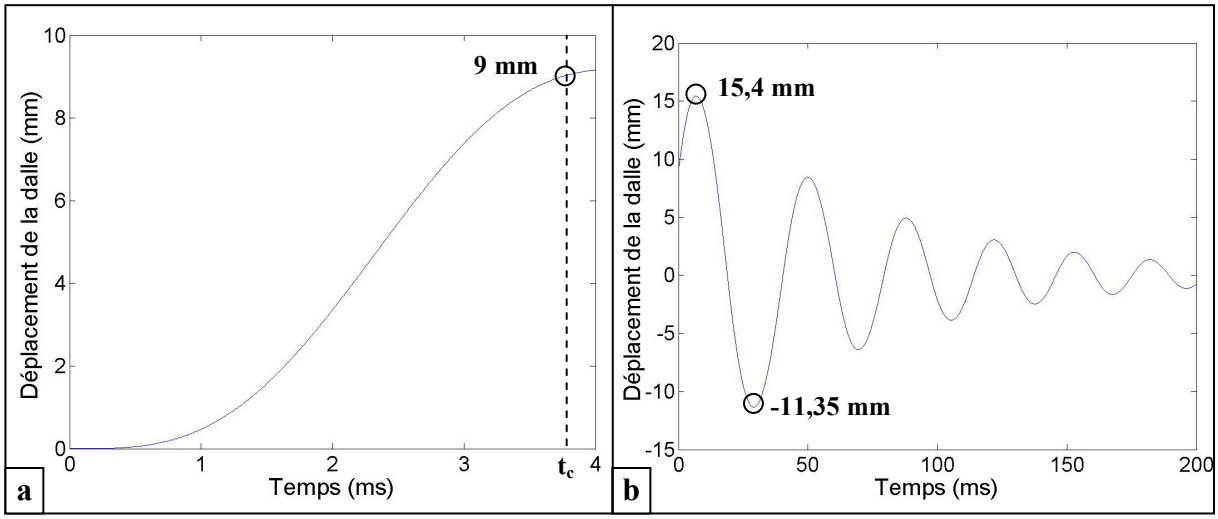


Figure III.49 : (a) déplacement à la fin du temps de contact issu du modèle "contact" et (b) déplacement maximal issu du modèle "post impact "- Test DH-T1

Tous ces résultats sont tout à fait cohérents avec ce que nous avons pu obtenir lors des expérimentations. Il semble que les deux modèles proposés lors de cette recherche permettent d'estimer de façon très fine les grandeurs utiles pour le dimensionnement de la structure soumise à un impact de bloc rocheux.

	Déplacement maximal de la dalle (mm)		
	Expérimentation	**Modèle développé**	**Modèle de Tonello**
Essai T5 (134 kJ)	23,2	22,5	34
Essai T1 (67 kJ)	14,5	15,4	23

Tableau III.11 : déplacements maximaux de la dalle donnés avec le modèle développé et avec le modèle de Tonello

Dans le tableau III.11, nous avons reporté les résultats issus des différents modèles. La bonne cohérence entre l'expérimentation et les modèles développés provient en grande partie du fait que nous nous sommes efforcés à tout instant de représenter les phénomènes que nous avions pu observer lors des expérimentations.

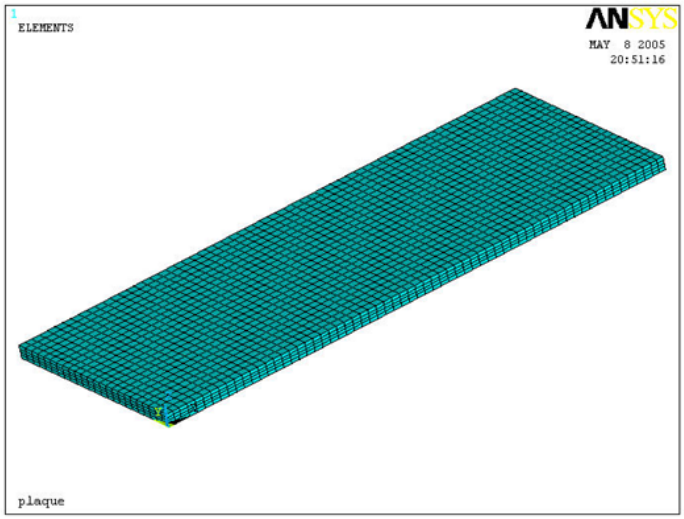
En revanche, un des points critiques de notre approche est l'importance de ce que l'on a appelé la surface réduite. Nous avons cherché à déterminer l'évolution de la forme de cette surface en fonction de la position de l'impact sur la surface de la dalle et c'est ce que nous présentons dans le paragraphe suivant.

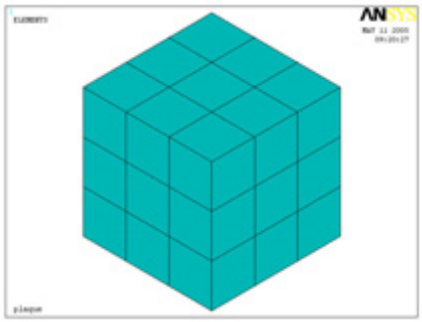
III.4 EFFET DE LA POSITION DE L'IMPACTEUR SUR LES PARAMÈTRES DE DIMENSIONNEMENT

Dans la thèse de Fabien Delhomme, peu de cas d'études différents ont été abordés. Effectivement, trois niveaux d'énergie ont été abordés et également deux positions sur le pare-blocs (choc sur appuis et en milieu de travée). Il est possible d'expliquer cela du fait de la lourdeur des expérimentations mises en place. En revanche, ce premier travail a permis de caler les paramètres d'un modèle de la dalle PSD. Avec Xiaoyang Luo [LUO, 05], nous avons souhaité explorer, avec le modèle numérique, différentes configurations d'impact pouvant se produire sur toute la surface de la dalle. La démarche utilisée a été pour un même choc (choc exceptionnel : masse 450 kg et hauteur de chute de 30 m, soit une énergie cinétique au moment de l'impact de 135 kJ) de modifier le point d'impact. Après calcul, nous avons pu analyser les contraintes et la notion de surface réduite pour chaque cas.

III.4.1 Présentation du modèle

Les caractéristiques et les modèles de comportement ont été repris de la thèse de Fabien Delhomme. Néanmoins, dans ce travail, une analyse de l'influence du maillage mais aussi de paramètres tels que le pas de calcul ont été menés en intégrant le fait que nous travaillons sur des phénomènes d'impacts "rapides". Les dimensions de la dalle sont de 4,80 m x 12 m pour 0,28 m d'épaisseur et l'ensemble du corps de test a été modélisé avec quatre couches dans l'épaisseur. Conformément aux indications données par Vaziri R., Quan X. et Olson M.D. [VAZ, 96], nous avons choisi la convergence de l'effort d'impact résultant et le déplacement maximal du point d'impact comme paramètres d'analyse pour la détermination de la taille du maillage et du pas de temps.





nombre d'éléments :
dalle : 6 166 éléments
(20 cm de coté)
bloc : 27 éléments

Figure III.50 : modélisation choisie pour la dalle et le bloc

Pour obtenir des résultats de meilleure qualité nous aurions pu affiner le maillage à l'endroit de l'impact [SRI, 95], mais nous avons préféré avoir un maillage constant sur toute la surface de la dalle car cela facilitera les changements de positions de l'impact. Les remarques que nous pouvons faire sur ce point sont :

- il faut conserver une certaine cohérence ente le maillage du bloc et le maillage de la dalle ;
- pour valider la convergence de ce type de problème, le déplacement ne semble pas le bon paramètre car il est trop peu sensible (cf. figure III.51) ;
- en revanche, l'effort de percussion est beaucoup plus intéressant et sensible comme l'avaient remarqué Her S.-C. et Liang Y.-C [HER, 04]. De plus le modèle comportant le plus d'éléments est le moins rigide, ce qui est conforme à la bibliographie.

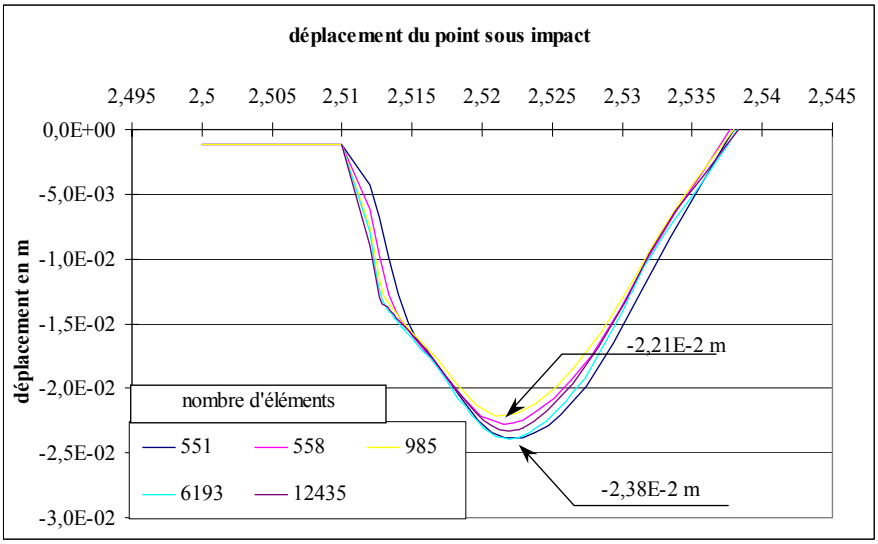


Figure III.51 : nombre d'éléments pour le maillage par rapport au déplacement du point d'impact

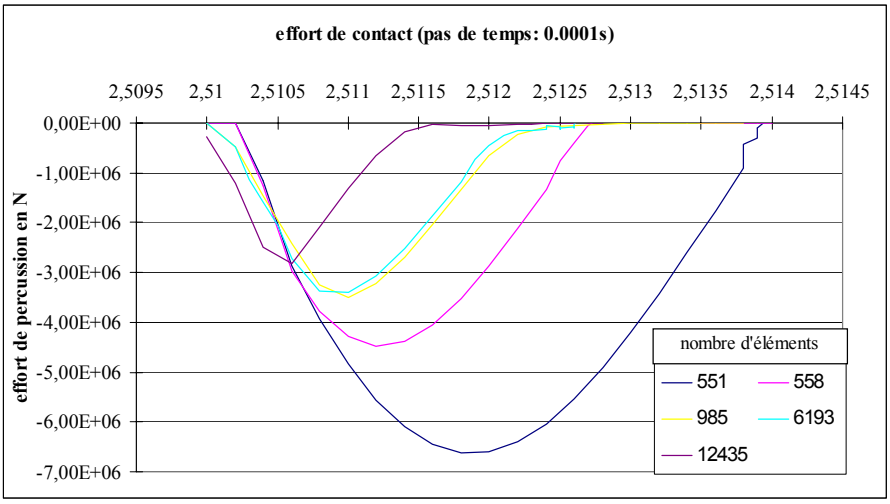


Figure III.52 : nombre d'éléments pour le maillage par rapport à l'effort de percussion

III.4.2 Analyse des résultats

III.4.2.1 Impact en partie centrale de la dalle

Nous avons commencé cette étude par la recherche des maxima aussi bien au niveau des contraintes dans les armatures que des déplacements en sous-face de la dalle.

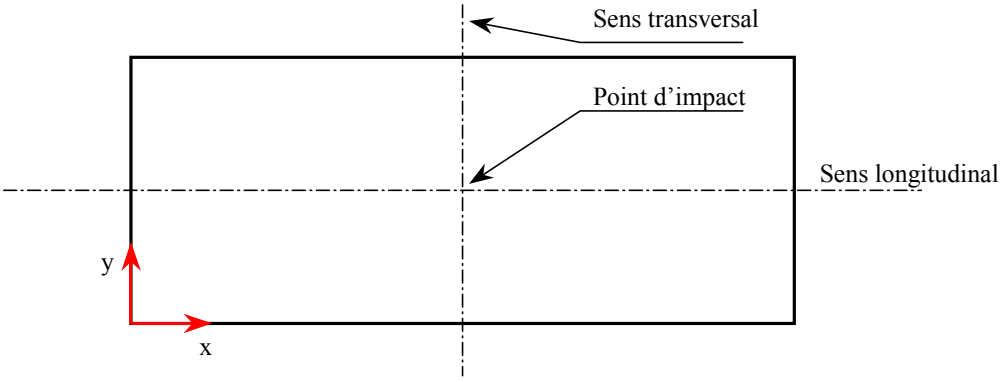


Figure III.53 : sens des coupes d'analyse et point d'impact

Comme nous l'avions remarqué lors de la thèse de Fabien Delhomme, il s'avère que les maxima des déplacements et des contraintes ne coïncident pas en temps.

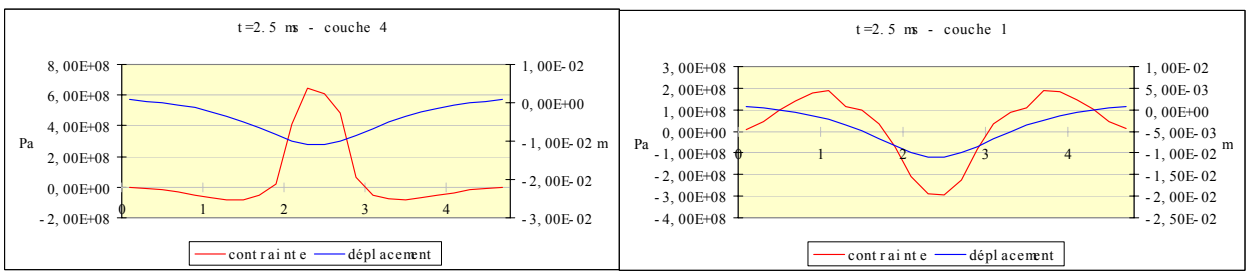


Figure III.54 : contrainte et déplacement sens transversal à t = 2,50 ms

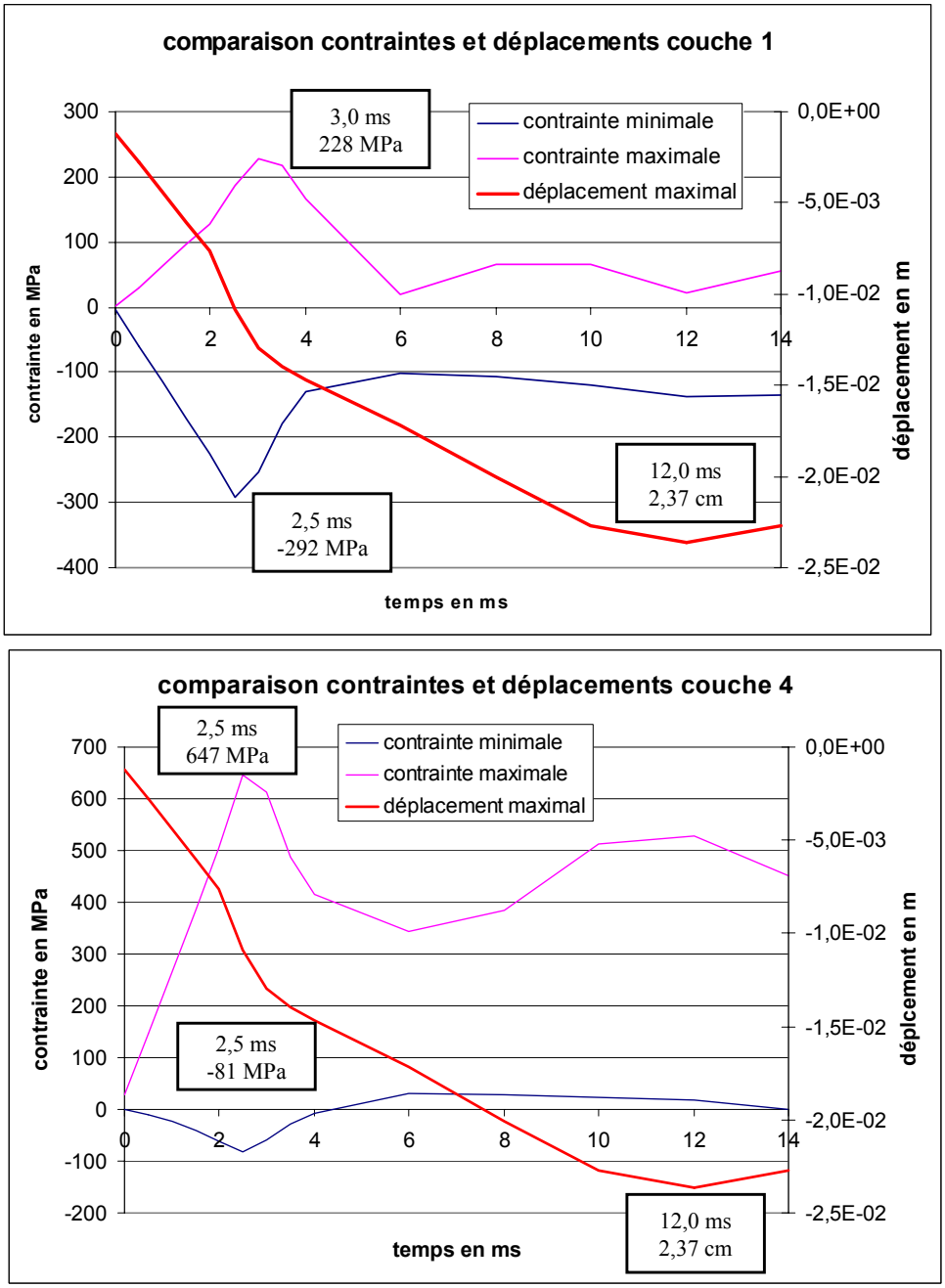


Figure III.55 : contraintes et déplacement sens transversal

La figure III.55 montre effectivement qu'il y a un décalage de l'ordre de 9 ms entre les contraintes maximales et le déplacement maximal. Ce qui paraît intéressant à remarquer, c'est que pratiquement toutes les contraintes pendant l'impact (avant 4 ms) sont dimensionnantes alors que celles lors du déplacement maximal ne le sont pas. Le décalage que nous avons trouvé entre les maxima est cohérent avec ce que nous avons pu trouver lors des expérimentations.

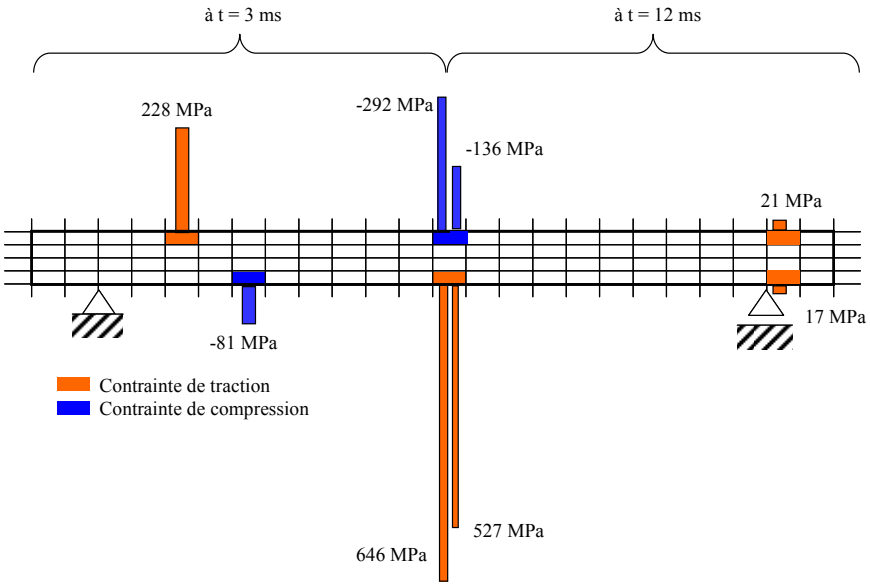


Figure III.56 : positions et valeurs des contraintes minimales et maximales à *t* = 3 ms et *t* = 12 ms

Cette remarque va à l'encontre de ce qui est pratiqué à ce jour sur des impacts de vitesse moyenne (50 $m.s^{-1}$) tels qu'on les rencontre dans ce type d'ouvrage. Ces éléments sont complètement nouveaux par rapport aux travaux effectués antérieurement au sein du laboratoire et ils permettent d'ouvrir de nouvelles voies à explorer quant au dimensionnement des structures pare-blocs.

III.4.2.2 Autres impacts

L'autre partie de ce travail a consisté à regarder l'influence de la position du point d'impact sur la surface de la dalle. Pour des raisons de symétrie, nous avons choisi de répartir les points d'impacts comme indiqué sur la figure III.57.

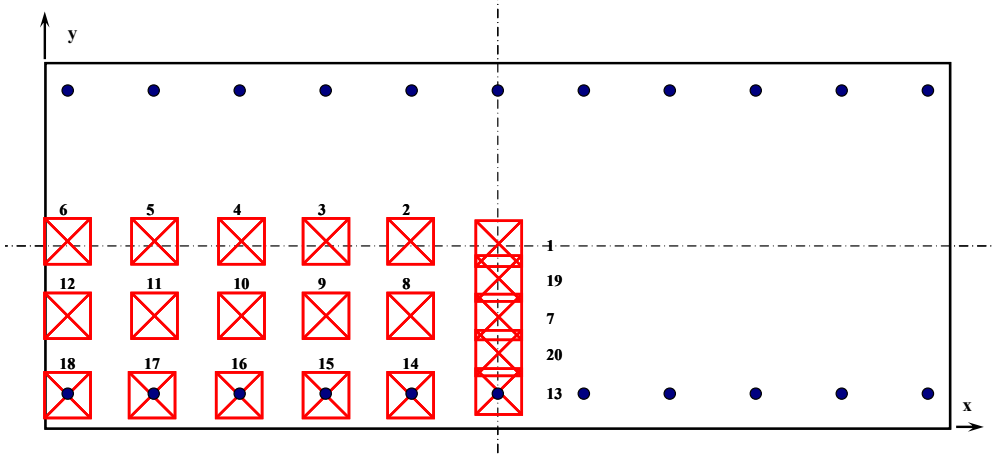


Figure III.57 : position des différents points d'impact

Suite à cela, un travail a été effectué afin de comparer les positions des maxima au niveau tant des contraintes que des déplacements – pour plus d'informations se reporter au travail de Xiaoyang Luo [LUO, 05]. Nous avons aussi souhaité regarder l'influence de la position du point d'impact sur la notion de surface d'influence définie dans le cadre du modèle simplifié de Fabien Delhomme ; mais le mode de définition de cette surface a été revu afin d'en préciser les contours. Dans [DEL, 05] la définition de la surface réduite pour le calcul de la masse équivalente de la dalle découlait de la courbe de déplacement.

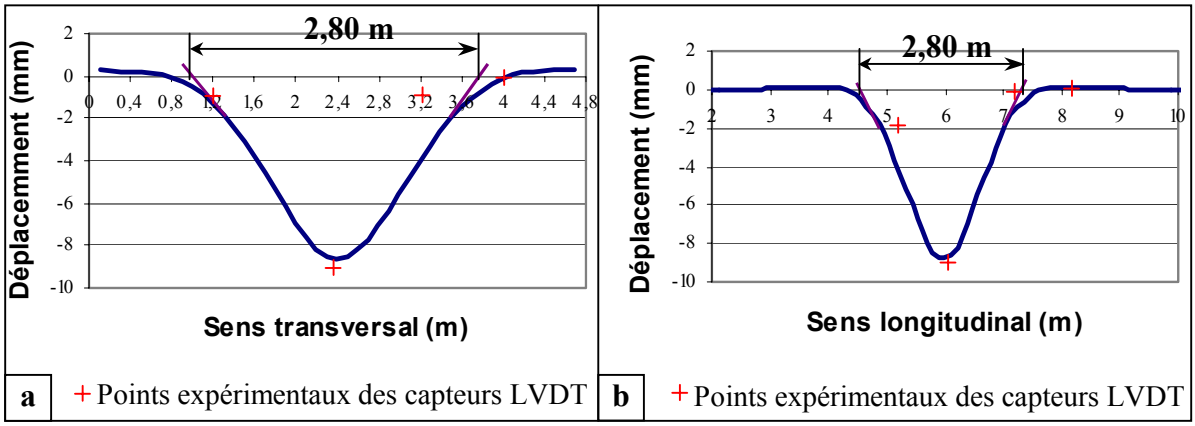


Figure III.58 : portée réduite (a) dans le sens transversal et (b) dans le sens longitudinal (b) 1,75 ms après le contact sous ANSYS – Essai DH-T5

À l'utilisation, nous nous sommes aperçus que la procédure manquait de précision car nous nous fondions sur les intersections entre des tangentes à une courbe et un axe. Dans le travail de Xiaoyang Luo, il s'est avéré que les courbes des contraintes présentaient des maxima et minima que nous pouvions exploiter. Nous rappelons que la surface réduite correspond à la forme de la déformée à un instant donné et qu'elle permet de calculer la masse réduite équivalente de la dalle prise en compte dans les calculs d'énergie. Nous avions considéré dans un premier temps qu'elle correspondait à la surface délimitée par des "déplacements nuls" (cf. figure III.58) mais elle peut aussi être caractérisée par la surface définie par les extrema de contrainte.

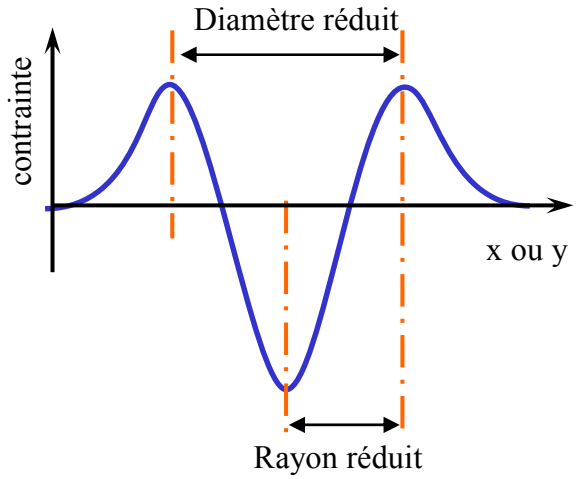


Figure III.59 : définition du rayon réduit et du diamètre réduit

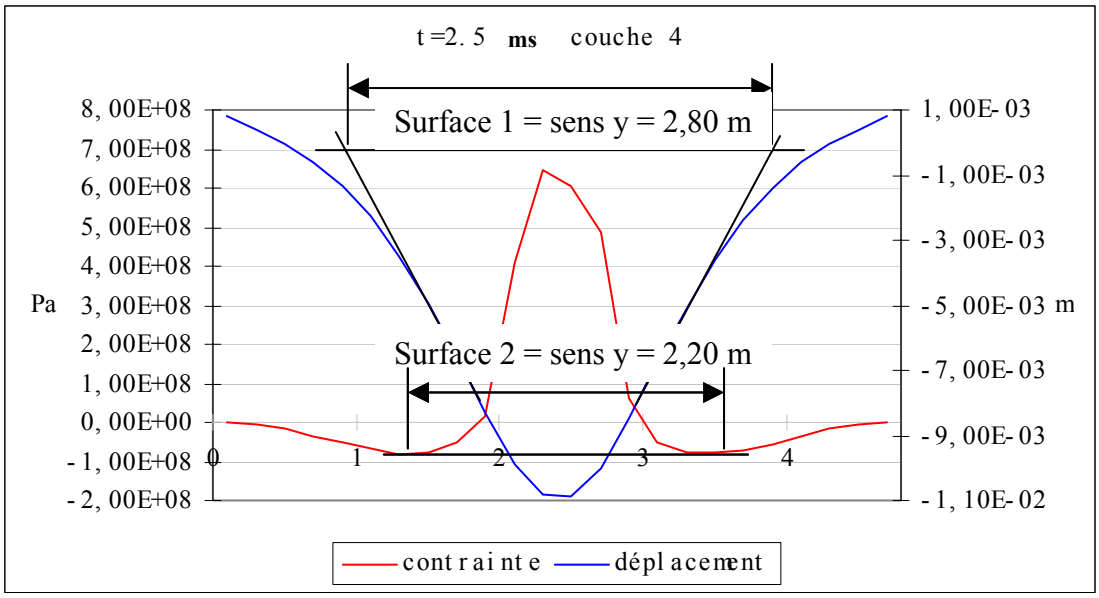


Figure III.60 : surface 1, : à partir des déplacements et surface 2, : à partir des contraintes (sens *y*)

La différence entre les deux méthodes n'est pas négligeable car nous passons de 2,80 m de rayon à 2,20 m. En revanche, la détermination des valeurs des contraintes minimales est beaucoup plus simple.

À partir de cette hypothèse, une série de calculs a été menée pour déterminer la surface réduite suivant les différents points définis sur la figure III.57. Le tableau suivant récapitule ces résultats :

point	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
couche 1 sens des *x*										
Temps (ms)	2,5	2,5	2,5	2,5	2	2	2,5	2,5	2,5	2,5
Rayon (m)	1,14	1,33	1,33	1,33	1,14	1,9	1,52	1,52	1,52	1,33
couche 1 sens des *y*										
Temps (ms)	2,5	2	2,5	2,5	2,5	4	2	1,5	2	2
Rayon (m)	1,52	1,2	1,4	1,4	1,4	1,4	1,4	1	1,4	1
point	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20
couche 1 sens *x*										
Temps (ms)	2,5	2	2	3	3	3	3,5	2	2	3
Rayon (m)	1,52	2,28	0,95	1,33	1,33	1,14	1,33	1,52	1,14	1,52
couche 1 sens des *y*										
Temps (ms)	2	2	2,5	2,5	2,5	2,5	2,5	2	2	2,5
Rayon (m)	1	1,4	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6	1,6	1,2	1,2

Tableau III.12 rayons réduits (couche 1)

Il est possible de voir que le rayon dans le sens des *y* et sur appuis (impacts de 13 à 17) est pratiquement constant et de l'ordre de 0,60 m. Cela s'explique par la forte influence des appuis fusibles. La figure III.61 représente les différentes formes des surfaces réduites ; il est à remarquer que la géométrie diffère beaucoup en fonction de la position des points d'impact et il est difficile de tirer des lois de ce type d'études. En revanche, elle permet de sensibiliser le concepteur à une prudence quant au dimensionnement et au choix des impacts dimensionnants.

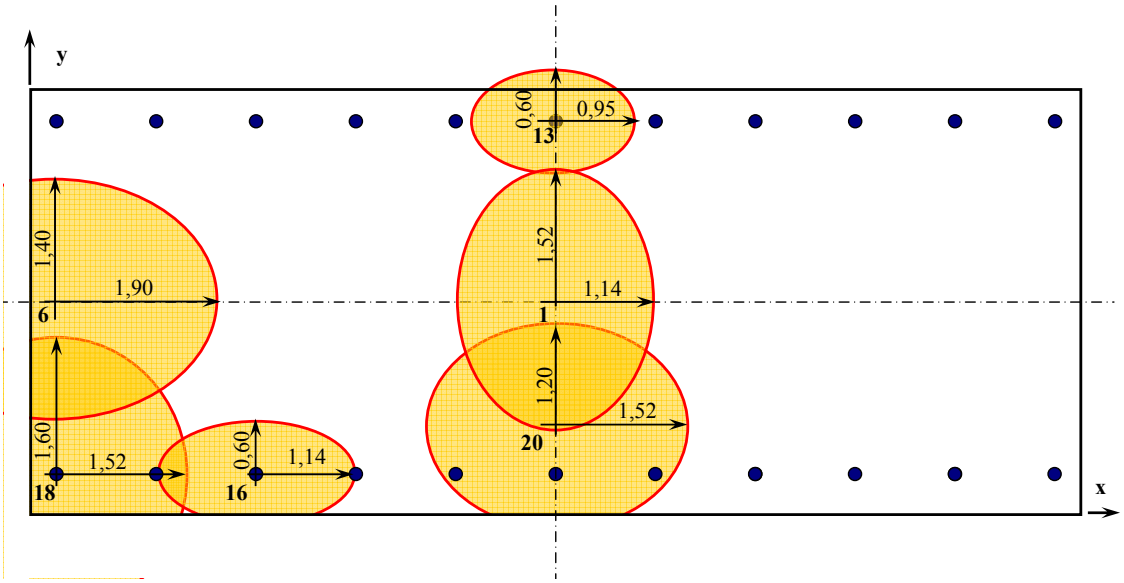


Figure III.61 : surfaces réduites pour différents impacts

Effectivement, nous nous sommes rendu compte que le choc en partie centrale n'était pas forcément le cas le plus dimensionnant. Néanmoins ces notions sont très difficiles à appréhender dans un cadre général, Yi Zhang [ZHA, 06] a effectué des tests numériques un peu équivalents afin de calibrer valablement la force d'impact. Le logiciel utilisé était CESAR-LCPC. Sur les déplacements, tous les résultats concordent aussi bien sur la mise en vitesse progressive que sur les valeurs maximales (cf. tableau III.13).

Points d'impact	[ZHA, 06]	[LUO, 05]
1	26,0	23,9
13	22,3	17,2
4	25,0	24,8
16	21,1	18,5
6	50,5	48,2
18	35,2	44,5

Tableau III.13 : déplacements maximaux sous le point d'impact [ZHA, 06] et [LUO, 05]

En revanche, de très importants écarts sont à noter sur les durées d'impact et sur les valeurs maximales des efforts. Sur le modèle de Yi Zhang l'effort est pratiquement constant alors que Xiaoyang Luo trouve des variations importantes. Cela semble surprenant sur le modèle de Yi Zhang car pour le choc 6 la dalle est beaucoup plus souple (pas de continuité dans le sens des *x*) donc logiquement l'effort devrait diminuer.

	[ZHA, 06]		[LUO, 05]	
Points d'impact	Force d'impact en MN	Durée en ms	Force d'impact en MN	Durée en ms
1	5,3	5,5	2,7	2,8
13	5,6	5,1	1,8	3,0
4	5,3	5,5	1,8	3,0
16	5,5	5,8	1,8	2,9
6	5,5	6,1	1,5	3,1
18	5,4	5,0	2,8	2,3

Tableau III.14 : efforts et durées d'impact maximaux [ZHA, 06] et [LUO, 05]

Ces comparaisons permettent simplement de sensibiliser le lecteur aux erreurs possibles quant à l'interprétation de résultats numériques. Ces résultats sont très sensibles à des paramètres tels que la raideur de l'élément de contact.

III.5 CONCLUSION

La problématique initiale était de mettre au point une méthode de dimensionnement pour des ouvrages PSD soumis à des impacts mais aussi de comprendre les phénomènes permettant la dissipation de l'énergie lors d'un impact. Les recherches menées ont permis de satisfaire au cahier des charges et les résultats obtenus sont très satisfaisants ; il n'en reste pas moins que plusieurs pistes n'ont pas totalement abouti.

Le modèle simplifié se fondant sur une approche phénoménologique est très prometteur : il permettra de poursuivre la démarche en intégrant des couches pouvant être dissipantes sur la partie supérieure de l'ouvrage. Pour cela, il conviendra de modifier le paramètre de contact. Pour le reste, la prise en compte du comportement global de l'ouvrage lors d'un impact est assez innovante ; nous ne l'avions pas trouvée lors de l'étude bibliographique.

Néanmoins, il convient de rester prudent car il reste encore beaucoup de paramètres à caler et pour notre part nous l'avons fait à partir de données expérimentales ou issues du modèle numérique ce qui n'est pas forcément possible dans le cadre d'une démarche de dimensionnement effectuée par un bureau d'études.

Les expérimentations que nous avons menées ont été très lourdes du point de vue de leur mise en œuvre mais il n'en reste pas moins qu'elles ont été importantes pour la mise en avant de phénomènes que nous pensions prépondérants dans le dimensionnement tels, par exemple, que le poinçonnement. Il n'est pas certain qu'une approche purement numérique nous aurait permis de détecter ce phénomène alors que, sur l'expérimentation, les fissures caractéristiques sont parfaitement visibles et explicites.

Quant au modèle simplifié, il a permis de quantifier les efforts et par suite les contraintes mises en jeux. Nous avons pu montrer dans les diverses études présentées ici qu'il y avait plusieurs phases de dimensionnement qui sont :

- le dimensionnement au poinçonnement,
- le dimensionnement en flexion pendant la phase de mise en mouvement,
- le dimensionnement en flexion à la fin de la phase de mise en mouvement.

Enfin un travail intéressant a permis d'ouvrir de nouvelles voies concernant les méthodes de dimensionnement et plus particulièrement ce que nous avions imaginé comme position critique. L'étude numérique montre qu'il ne faut pas s'arrêter à des cas d'études courants comme les impacts en milieu de travée ou en rive, ce qui serait oublier d'autres positions qui peuvent s'avérer dimensionnantes.

IV CARACTÉRISATION DES EFFORTS D'UN IMPACTEUR SUR UNE DALLE EN BÉTON ARMÉ

IV.1 INTRODUCTION

Dans cette partie, nous présentons les travaux de Zoheir Boukria [BOU, 09] qui a travaillé sur la localisation d'un impacteur sur un élément surfacique, l'évaluation de l'effort engendré et enfin la quantification de l'endommagement. L'objectif défini initialement était de permettre un suivi des structures pare-blocs en béton armé pour des galeries de type PSD.

Au travers de toutes les études que nous avons pu mener, mais aussi avec la bibliographie que nous avons consultée, nous nous sommes rendu compte qu'il était difficile de passer outre une phase de caractérisation de l'effort d'impact. C'est ce qui avait été proposé dans le cadre d'un projet ANR, l'objectif de ce projet étant de caractériser l'aléa de son initiation à l'impact sur l'ouvrage en passant par toute la partie trajectographique. La figure IV.1 illustre cette démarche à laquelle étaient associés des géologues. Nous avions à notre charge le travail sur l'ouvrage qui consistait à faire des mesures pour caractériser l'impact et à corréler cela avec les observations des géologues. Il s'agissait en fait d'une démarche de monitoring de l'ouvrage associé à une notion de capteur d'aléas.

Même si ce projet n'a pas été retenu faute d'une préoccupation nationale, une partie de la démarche a pu être financée par plusieurs organismes :

- par la DIREN (Direction régionale de l'environnement Rhône-Alpes) pour une partie de l'instrumentation et de l'acquisition de données de la galerie PSD de Poniente, le montant de l'investissement était de l'ordre de 100 k€,
- par le Pôle grenoblois risques naturels, pour permettre de monter des expérimentations à petite échelle,
- par l'Institut de la montagne, pour permettre la caractérisation des impacteurs sur l'ouvrage et entre autres le passage à des blocs rocheux réels,
- par le GIS VOR pour un complément d'instrumentation.

Pour l'ensemble des ces projets, l'implication du laboratoire a été importante car nous avons toujours été soit porteur soit responsable scientifique.

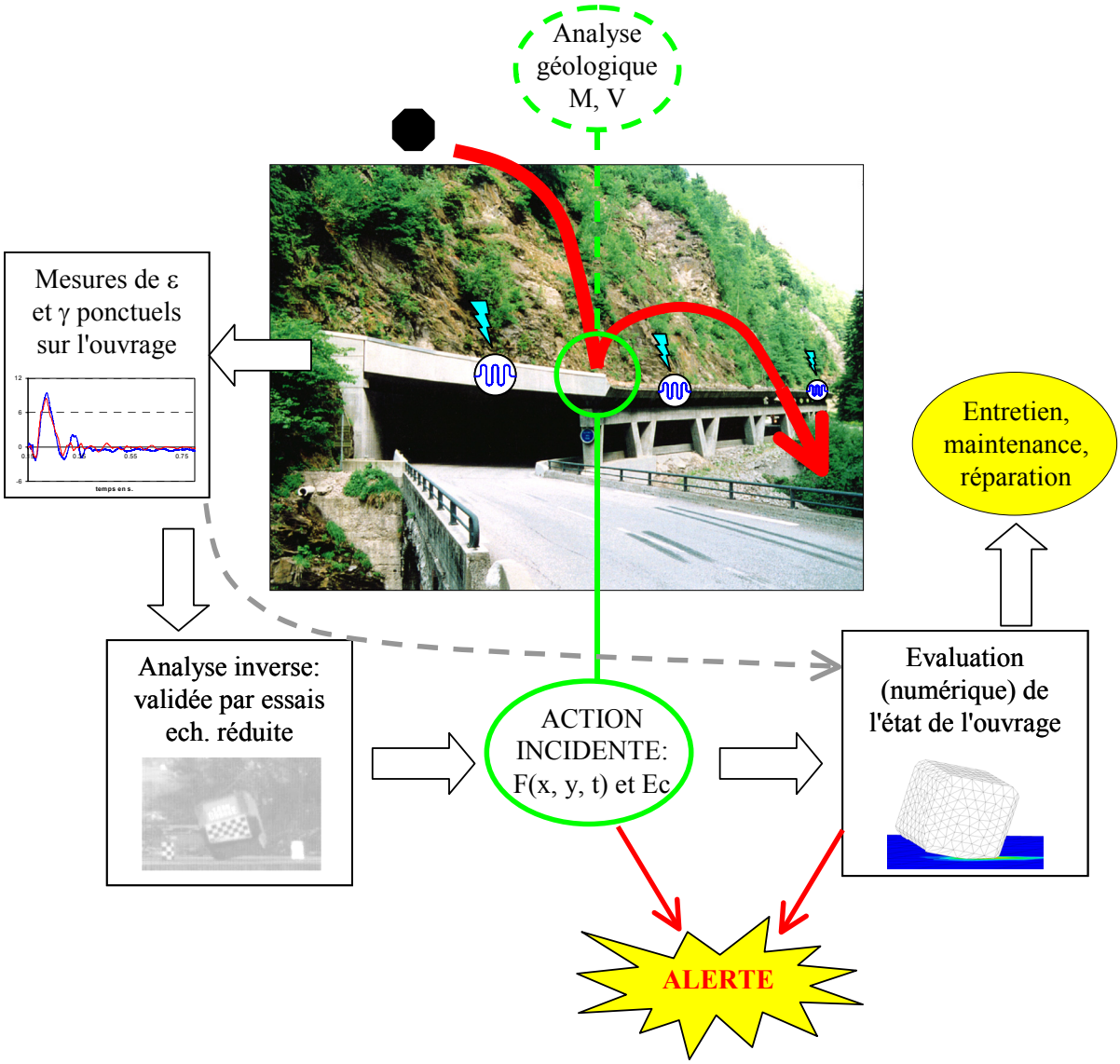


Figure IV.1 : démarche d'analyse du projet A_SCOOP

C'est dans ce contexte que la thèse de Zoheir Boukria a débuté en octobre 2006 ; elle a consisté à caractériser l'impact à partir de mesures sur l'ouvrage et d'une analyse inverse. Nous entendons par caractérisation la recherche de la position de l'impacteur et la forme de la courbe de chargement. Nous avons voulu compléter cette caractérisation par la détermination de l'influence que peut avoir eue un impact sur l'endommagement d'une dalle. Les difficultés que nous imaginions au début de ce travail étaient de devoir travailler sur un élément surfacique (dalle en béton armé) constitué d'un matériau non linéaire et ayant un comportement orthotrope. Ce travail a été effectué dans le cadre d'une collaboration entre le laboratoire LGCIE de l'INSA de Lyon et le LOCIE, avec une cotutelle de la thèse de Zoheir Boukria.

IV.2 LOCALISATION DE L'EFFORT À PARTIR DE MESURES SUR UN ÉLÉMENT DE STRUCTURE

IV.2.1 Méthode par triangulation

Lorsque l'on parle de localisation, ce qui vient à l'esprit, ce sont les techniques utilisées dans le domaine de la sismologie ou de l'acoustique et qui consistent à localiser la source d'un phénomène par triangulation sur la base des temps d'arrivée de signaux à des capteurs [PAO, 78].

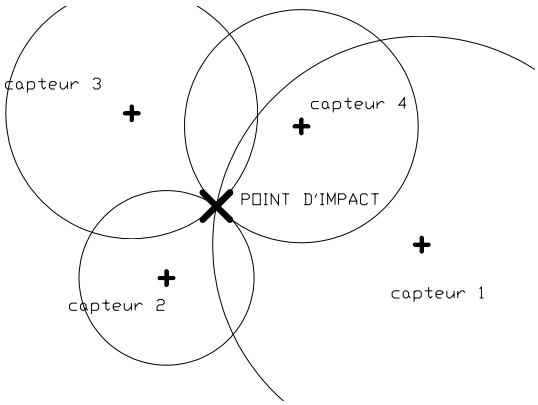


Figure IV.2 : localisation par triangulation

Nous avons testé cette approche sur la dalle utilisée dans le cadre de la thèse de Fabien Delhomme et les résultats obtenus ne sont pas d'une très bonne précision (cf. figure IV.3).

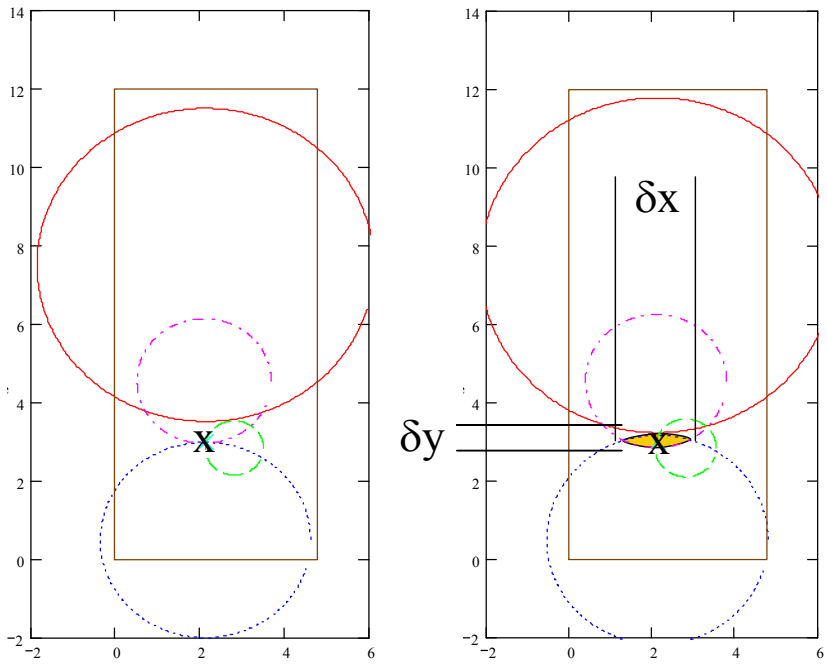


Figure IV.3 : Recherche du point d'impact (X) avec calage sur la valeur de vitesse d'onde (t_0 = 1 088,1 ms)

À partir de l'acquisition des signaux sur les accéléromètres, on dispose des temps d'arrivée aux capteurs. Si les mesures étaient parfaitement exactes et pour un matériau parfaitement homogène et élastique, il suffirait de choisir trois stations au hasard et on obtiendrait le bon résultat (position de l'impacteur unique). Mais nos mesures comportent forcément une part d'incertitude dont l'origine provient par exemple d'une mauvaise identification de l'onde, ou bien d'une erreur de l'horloge, ou bien encore d'une erreur de lecture de l'opérateur et surtout du matériau qui est fortement hétérogène. C'est un problème classique qui se résout numériquement, la solution consistant à minimiser les erreurs entre la solution trouvée et chacune des données. Cette méthode est de loin la plus employée et la plus précise d'autant que le nombre de stations est élevé [EOS, 07].

Résultats obtenus

Comme nous pouvons le voir sur la figure IV.3, il est difficile d'obtenir avec une bonne précision le positionnement de l'impacteur : les incertitudes qui entachent les mesures conduisent à un défaut de positionnement dans le sens x de 1,00 m et dans le sens y de 0,60 m, ce qui n'est pas précis pour un ouvrage dont les dimensions sont 12 m sur 4,8 m. De plus cette analyse ne nous permet pas de retrouver l'effort ni l'énergie d'impact. D'un autre coté cette "mauvaise" précision permet déjà d'identifier correctement le secteur de chute du bloc, ce qui en termes de gestion de risque est déjà intéressant.

La première difficulté de traitement provient de la disparité des vitesses au sein de la structure en fonction des zones traversées. Effectivement l'ouvrage peut avoir été endommagé lors de chocs précédents. L'analyse par ultrasons, effectuée précédemment, montre que la célérité dans une zone de béton saine est de 4 250 $m.s^{-1}$. Pour la zone endommagée par le choc "exceptionnel", elle diminue jusqu'à 2 680 $m.s^{-1}$ (– 37 %) contre 3 710 $m.s^{-1}$ (– 13 %) dans la zone impactée par le choc "courant". De plus, la surface fissurée est plus étendue lors du choc "exceptionnel" que lors du choc "courant". Or comme nous avons pu le voir, il a fallu recaler la vitesse à une valeur de l'ordre de 2 250 $m\ s^{-1}$.

Toutes ces remarques nous ont conduits à rechercher d'autres méthodes de localisation de l'impact, ce que nous présentons dans le paragraphe suivant.

IV.2.2 Autres approches

Lorsque l'on reprend le problème en faisant abstraction de l'approche précédente, il est aisé de voir que nous sommes sur une approche de type problèmes inverses avec des mesures de capteurs (expérimentales ou numériques) et une volonté de reconstruire ou de localiser un impact.

Si nous séparons la partie identification de l'effort de la partie localisation, voici les références que nous avons pu trouver.

IV.2.2.1 Identification

Doyle [DOY, 84a] et [DOY, 84b] a certainement été l'un des auteurs le plus prolifique concernant l'identification. Son objectif était d'identifier les lois de contact lors d'un impact. Il s'est focalisé sur des éléments de structure simples du type poutre avec des mesures de déformations. Pour la reconstruction de l'effort, il a utilisé aussi bien des données expérimentales que des données issues de la théorie des poutres de Timoshenko.

Martin et Doyle [MAR, 96] ont commencé à utiliser comme données des accélérations et ils montrent l'intérêt qu'il y a à utiliser plusieurs capteurs. Ils proposent de coupler leur approche avec une méthode d'optimisation de type algorithme génétique afin d'obtenir de meilleurs résultats. Leur publication suivante l'intégrera et permettra également une localisation de l'impacteur.

Hollandsworth et Busby [HOL, 89] ont également regardé des problèmes simples comme une poutre cantilever. Ils ont obtenu quelques résultats quant à la reconstruction d'un effort d'impact sans utiliser de méthode de régularisation. Ils ont trouvé que les meilleurs résultats sont obtenus quand les capteurs sont les plus proches de l'impact. Néanmoins il est à remarquer qu'entre les valeurs mesurées et les valeurs estimées une différence de plus de 25 % apparaît, ce qui semble difficilement acceptable dans notre approche.

Liu et Shepard [LIU, 05] expliquent, à partir d'une FRF obtenue avec des signaux réels, comment identifier une réponse en dynamique en utilisant les méthodes de régularisation classique comme Tikhonov ou la TSVD (truncated singular value decomposition). Ils mettent en avant que le filtre de Tikhonov est plus performant car continu et qu'en l'associant à une méthode des moindres carrés les résultats sont très bons.

Les approches que nous venons de citer à titre d'exemples ont été menées soit dans le domaine temporel soit dans le domaine fréquentiel, chacune ayant ses avantages et ses inconvénients. La dernière référence sera reprise lors de notre étude car les autres présentent trop de particularismes pour être appliquées à notre approche.

IV.2.2.2 Caractérisation

Comme nous l'avons déjà indiqué, la caractérisation comprend aussi bien l'identification que la localisation de l'impact. Nous présentons ici les différentes approches qui combinent localisation et identification.

[MAR, 96a] et [HAS, 07] ont procédé à la localisation des impacts sur une structure en utilisant une fonctionnelle et en recherchant la solution en termes de position en combinant les données initiales à l'aide d'une approche du type algorithme génétique. Ce système itératif donne de bons résultats mais nécessite un très long temps de calcul. Cette approche ne sera pas utilisée car elle ne permet pas d'obtenir une solution optimale lors de l'identification.

Yen et Wu [YEN, 95a], [YEN, 95b] ont utilisé la théorie des plaques Reissner-Mindlin et la méthode de Rayleigh-Ritz pour décrire les équations de mouvement d'une plaque rectangulaire. En prenant l'hypothèse d'une plaque mince, il est possible d'obtenir en n'importe quel point d'une plaque la déformation à partir de l'intégrale de convolution suivante : :

$$\varepsilon_{\zeta\zeta}(x_i, y_i, h/2, t) = \int p(t-\tau) G^{(\zeta)}(x_i, y_i, \tau, x_0, y_0) d\tau \qquad \text{IV.1}$$

Où ζ représente x ou y et où G est la fonction de Green donnant la réponse en déformation en un point (x_i, y_i) pour une force impulsionnelle unitaire en (x_0, y_0). G est obtenue à partir d'éléments de la matrice des raideurs et des masses du système dynamique.

L'équation IV.1 correspond à un problème direct et le problème inverse consiste à retrouver aussi bien la localisation que la forme de l'effort qui ont conduit aux déformations mesurées.

Pour cela les auteurs proposent d'utiliser une forme discrétisée dans le temps du problème sous la forme :

$$\begin{pmatrix} \varepsilon_1 \\ \varepsilon_2 \\ \varepsilon_3 \\ \dots \\ \varepsilon_n \end{pmatrix}_{(k)} = \begin{bmatrix} G_1 & & & & \\ G_2 & G_1 & & 0 & \\ G_3 & G_2 & G_1 & & \\ \dots & \dots & \dots & \dots & \\ G_n & G_{n-1} & & \dots & G_1 \end{bmatrix} \begin{pmatrix} p_1 \\ p_2 \\ p_3 \\ \dots \\ p_n \end{pmatrix} \text{ ou } (\varepsilon)_{(k)} = [G]_{(k)} (P) \qquad \text{IV.2}$$

À partir de cette forme et du fait que, dans l'intégrale de convolution, G est commutatif, il est aisé de montrer que $G_{(i)}\,\varepsilon_{(j)} = G_{(j)}\,\varepsilon_{(i)}$. Or cette expression n'est vraie que lorsque les fonctions de Green sont évaluées en utilisant la position exacte de l'effort appliqué.

Pour simplifier la démarche la fonctionnelle suivante est utilisée :

$$F(x,y) = \sum_{i=1}^{M} \sum_{\substack{j=1 \\ j \neq i}}^{M} \frac{\left\| G_{(i)}\,\varepsilon_{(j)} - G_{(j)}\,\varepsilon_{(i)} \right\|^2}{\left\| G_{(i)}\,\varepsilon_{(j)} \right\|^2} \qquad \text{IV.3}$$

Une fois la localisation obtenue, il est possible de déterminer tout l'historique de la force comme nous l'expliquerons ci-dessous. En revanche, une des difficultés les plus importantes de ce problème va être de calculer les fonctions de Green pour n'importe quelle structure avec des conditions aux limites réelles et cela nous a conduits à ne pas retenir cette solution.

Wang et Chiu ([WAN, 02] et [WAN, 03]) ont fondé leur approche sur une analyse modale théorique ou expérimentale. Contrairement à celle de Yen, la démarche repose ici sur une décomposition modale de la structure mise en vibration, mais l'application est effectuée sur une poutre simplement appuyée. Concernant la localisation de l'impacteur, les auteurs ont utilisé le MAC (Modal Assurance Criterion) et il semble que cela soit une piste intéressante. La fonctionnelle utilisée (cf. équation IV.4) impose en revanche la connaissance de la valeur théorique de la mesure (accélération, déplacement ou déformation).

$$Q_t = \sum_{r=1}^{N_t} \left[a_i(tr) - \hat{a}_i(tr) \right]^2 \qquad \text{IV.4}$$

Avec $\hat{a}_i(tr)$ correspondant au signal mesuré et $a_i(tr)$ au signal estimé théoriquement.

$$Q_t = \sum_{r=1}^{N_t} \left[\sum_{k=1}^{n} \left(\frac{\phi_{k,i}\,\phi_{k,j}\,F_j}{\omega_{d_k}} e^{-\xi_k \omega_k t_r} \left[\left(2\xi_k^2 \omega_k^2 - \omega_k^2 \right) \sin \omega_{d_k} t_r - 2\xi_k \omega_{d_k} \cos \omega_{d_k} t_r \right] \right) - \hat{a}_i(tr) \right]^2 \qquad \text{IV.5}$$

Dans cette expression $\phi_{k,i}$ est le k-ième mode propre pour un signal mesuré en i, et N_t correspond au nombre total de pas de temps pris en compte. Tout comme pour la méthode de Yen, le fait de devoir connaître le comportement théorique de la structure ne rend pas simple l'application d'une telle démarche pour des structures compliquées.

Hu et Fukunaga ([TAJ, 04], [HU, 05] et [MAT, 05]) ont travaillé sur la détermination d'une fonctionnelle obtenue uniquement à partir de données expérimentales issues soit de mesures

directes soit de simulations numériques comme nous le verrons dans les paragraphes suivants. C'est cette dernière approche qui semble la plus appropriée à notre problème initial.

La relation entre les déformations mesurées en un point (x_0, y_0, z_0) et la force appliquée en un point (x_f, y_f) est mise sous la forme IV.6.

$$\left\{\tilde{\varepsilon}_i\right\} = \left[G_i(x_f, y_f, x_0, y_0, z_0)\right]\left\{\tilde{f}\right\} \qquad \text{IV.6}$$

$$\text{Avec} \quad \left\{\tilde{\varepsilon}_i\right\} = \left[\varepsilon(0) \quad \varepsilon(\Delta t) \quad \cdots \quad \varepsilon(k\Delta t)\right]^T$$

$$\left\{\tilde{f}\right\} = \left[f(0) \quad f(\Delta t) \quad \cdots \quad f(k\Delta t)\right]^T$$

i représente le i-ième capteur, et G_i (x_f, y_f, x_0, y_0, z_0) est la fonction de transfert correspondante.

Pour déterminer la localisation de la force d'impact, il est proposé de minimiser la fonctionnelle suivante sur les coordonnées recherchées de l'impact x_e et y_e :

$$\min_{x_e, y_e} E = \sum_{i=1}^{m} \frac{\left\| [G_i]\left\{\tilde{f}_e\right\} - \left\{\tilde{\varepsilon}_i\right\} \right\|^2}{\left\| \left\{\tilde{\varepsilon}_i\right\} \right\|^2} \qquad \text{IV.7}$$

Une fois la position de l'impact trouvée, il est possible de déterminer l'historique de la force en utilisant la fonctionnelle suivante :

$$F = \min_{\{\tilde{f}\}} \sum_{i=1}^{m} \left\| \left\{\tilde{\varepsilon}_i\right\} - [G_i]\left\{\tilde{f}\right\} \right\|^2 + \beta \left\| \tilde{f} \right\|^2 \qquad \text{IV.8}$$

Où β est le paramètre de régularisation dont nous parlerons par la suite et m le nombre de capteurs sur lesquels a été faite l'acquisition.

IV.2.2.3 Analyse

Nous avons choisi de ne pas séparer la partie identification de la partie localisation ; les méthodes qui semblent les plus adaptées à notre problème sont ainsi celles qui sont décrites dans le paragraphe IV.2.2.2.

Pour l'ensemble de ces approches, un des points les plus importants est certainement la sensibilité et la stabilité du système aux données utilisées. Effectivement une inversion du système est à faire, ce qui n'est pas trivial et peut conduire à des instabilités privant les réponses obtenues de tout sens physique. Afin d'assurer une stabilité de la réponse souhaitée, nous nous sommes appuyés sur les méthodes existantes pour traiter ces problèmes et c'est ce que nous abordons dans le paragraphe suivant. Il nous a semblé important de montrer ici qu'il existe un grand nombre de méthodes permettant de faire de la localisation d'impact, mais elles ne sont pas forcément adaptées au cas qui nous concerne. Nous pouvons aussi remarquer que, dans toutes ces méthodes, il est impératif de discrétiser la structure afin de pouvoir retrouver la localisation de l'impacteur si celui-ci est sur un des nœuds de la structure discrétisée. En revanche, il devient très difficile de faire une localisation si l'impact est en dehors du maillage initial.

IV.3 LES PROBLÈMES INVERSES

Comme cela est bien expliqué dans la thèse de Zoheir Boukria, on nomme "problème inverse" *"un problème dans lequel les réponses (déplacement, vitesse, accélération, fréquence, ...) sont connues et les actions sur la structure sont à déterminer."*

Il existe trois grandes formes de problèmes inverses [LIU, 03] :

- le problème inverse d'estimation des propriétés mécaniques des constituants d'un milieu (raideur, modules,...) en connaissant la réponse macroscopique, la sollicitation imposée et les conditions aux limites ; mais cela correspond plutôt à de l'identification ;
- le problème inverse d'estimation et de localisation des efforts (sollicitations) dans une structure en connaissant sa réponse (déplacement, vitesse, ...) ;
- le problème inverse d'identification des conditions aux limites en connaissant la réponse et les caractéristiques du milieu étudié.

Pour les problèmes inverses, nous pouvons lister les difficultés qui peuvent être rencontrées : l'existence de la solution, l'unicité ou la continuité de celle-ci, … Mais la difficulté récurrente est certainement la sensibilité aux incertitudes de mesures qui conduit à un problème dit *"mal posé"* [HAD, 23].

IV.3.1 Exemple d'un problème "mal posé" [HAN, 07]

Soit un problème linéaire classique de la forme :

$$A\,x = b\,,\ A \in \mathbb{R}^{m\times n} \qquad \text{IV.9}$$

Si l'on suppose que A et b sont connus, alors la résolution du problème inverse va consister à trouver la valeur de x. Pour cela, nous allons effectuer une résolution par la méthode des moindres carrés :

$$\min_x = \left\| A\,x - b \right\|_2\,,\ A \in \mathbb{R}^{m\times n},\ \mathrm{m} > \mathrm{n} \qquad \text{IV.10}$$

Exemple :

→ avec $A = \begin{pmatrix} 0,16 & 0,10 \\ 0,17 & 0,11 \\ 2,02 & 1,29 \end{pmatrix}$ et $b = \begin{pmatrix} 0,26 \\ 0,28 \\ 3,31 \end{pmatrix}$ on obtient $x = \begin{pmatrix} 1 \\ 1 \end{pmatrix}$

→ si l'on intègre une légère perturbation sur le vecteur b : par exemple $\Delta b = \begin{pmatrix} 0,01 \\ -0,03 \\ 0,02 \end{pmatrix}$ et en conservant la matrice A, on obtient $x = \begin{pmatrix} 7,01 \\ -8,40 \end{pmatrix}$ ce qui très éloigné de la valeur initiale et traduit une forte sensibilité aux perturbations.

Cela provient du conditionnement de la matrice qui est très élevé [cond (A) = 1 098]. Nous sommes ici en présence d'un problème discret alors que notre problème semble plus proche d'un problème continu (équation IV.1). Il s'avère que cette forme est généralement discrétisée

comme cela est indiqué à l'équation IV.2. Ainsi, si l'on part de l'équation intégrale de Fredholm de première espèce [GRO, 84] :

$$\int_b^a K(s,t) f(t) dt = g(s) \qquad c \le s \le d \qquad \text{IV.11}$$

En faisant l'hypothèse que le noyau K et g sont connus, le problème inverse va consister à rechercher la valeur de f. À partir de l'équation IV.11, il est possible de poser le problème sous la forme de l'équation IV.9 en calculant les coefficients a_{ij} et b_i à partir de K et g. On se retrouve alors dans la même situation que celle présentée dans l'exemple précédent. Heureusement il existe des solutions pour résoudre ce type de problème et c'est l'objet du paragraphe ci-dessous.

IV.3.2 Les méthodes de régularisation

Hansen a constitué une bibliothèque d'outils sous Matlab® afin d'aider à la résolution des problèmes dits "mal posés". Il a mis cette bibliothèque ainsi qu'un manuel d'explications à la disposition de la communauté scientifique sur son site Internet. Une partie des informations contenues dans ce paragraphe retranscrit ces explications.

La résolution des problèmes inverses cités dans les équations IV.9 et IV.10 peut-être difficile du fait des valeurs singulières les plus faibles qui rendent le système souvent instable. Pour stabiliser la solution, il convient, lors de la résolution, d'intégrer des contraintes supplémentaires et c'est l'objet de la régularisation. La plus connue des méthodes de régularisation est certainement la régularisation de Tikhonov [TIK, 63]. Elle consiste à ajouter un terme $\beta^2 \left\| L(x - x^*) \right\|_2^2$ à l'équation IV.10.

$$x_\beta = \arg\min \left\{ \left\| Ax - b \right\|_2^2 + \beta^2 \left\| L(x - x^*) \right\|_2^2 \right\} \qquad \text{IV.12}$$

β est le paramètre de régularisation, qui contrôle le poids affecté à la contrainte introduite et par conséquent la sensibilité de x_β aux perturbations. En revanche, l'utilisation de cette méthode nous oblige à renoncer à vérifier exactement l'expression IV.10. Pour la suite nous devons introduire la décomposition en valeurs singulières (ou SVD) qui est un outil mathématique classiquement utilisé pour ce type de problème.

IV.3.2.1 SVD

Soit une matrice $A \in \mathbb{R}^{m \times n}$ avec $m \ge n$; la SVD de A est une décomposition sous forme suivante :

$$A = U \Sigma V^T = \sum_{i=1}^{n} u_i \sigma_i v_i^T \qquad \text{IV.13}$$

Où $U = [u_1, u_2, ..., u_m]$ et $V = [v_1, v_2, ..., v_n]$ sont des matrices à colonnes orthonormales qui vérifient $U^T U = V^T V = I$ et $\Sigma = diag(\sigma_1, ..., \sigma_n)$ où les σ_i sont les valeurs singulières de A $(\sigma_1 \ge \sigma_2 \ge ... \ge \sigma_n)$.

La solution au problème $\min_x = \left\| Ax - b \right\|_2$ peut alors facilement être trouvée à partir de l'expression :

$$x_{LSQ} = \sum_{i=1}^{n} \frac{u_i^T b}{\sigma_i} v_i \qquad \text{IV.14}$$

Cette relation montre clairement les difficultés rencontrées pour la résolution d'un problème des moindres carrés, car si $u_i^T b$ décroît moins rapidement que la valeur singulière qui lui est associée alors la solution x_{LSQ} sera rapidement dominée par les termes σ_i faibles et ainsi la solution sera soumise à des changements de signe complètement aléatoires.

IV.3.2.2 La démarche de régularisation

Les méthodes de régularisation proposent d'amortir ou filtrer la contribution des valeurs singulières faibles. La solution régularisée en effectuant une SVD va alors prendre la forme :

$$x_{reg} = \sum_{i=1}^{n} f_i \frac{u_i^T}{\sigma_i} v_i \text{ pour } L = I_n \qquad \text{IV.15}$$

Où le nombre f_i est un filtre qui dépend de la méthode de régularisation.

Pour la méthode de régularisation de Tikhonov [TIK, 63], le filtre proposé est de la forme :

$$f_i = \frac{\sigma_i^2}{\sigma_i^2 + \beta^2} \text{ pour } L = I_n \qquad \text{IV.16}$$

Lorsque $\sigma_i \gg \beta$ alors $f_i \simeq 1$ et lorsque $\sigma_i \ll \beta$ alors $f_i \simeq \sigma_i^2 / \beta^2$.

Il ne reste maintenant qu'à calibrer le paramètre β.

IV.3.2.3 Choix du paramètre de régularisation

Pour le choix du paramètre de régularisation, nous avons employé deux méthodes afin d'affiner notre choix. Il s'agit de la méthode L-Curve [HAN, 00] qui est une méthode graphique de détermination de β. Elle consiste à tracer l'évolution de la norme de la solution régularisée $\left\| x_{reg} \right\|_2$ en fonction du résidu $\left\| A x_{reg} - b \right\|_2$ pour différents valeurs de β. Le paramètre de régularisation optimal est défini comme celui qui équilibre l'erreur de perturbation et l'erreur de régularisation, correspond à la courbure maximale sur la courbe suivante.

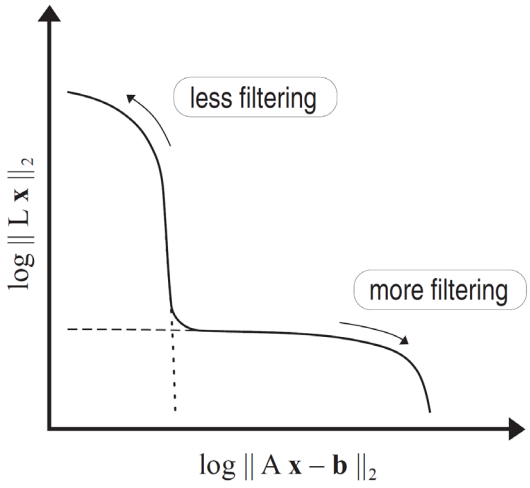


Figure IV.4 : forme générique pour la L-Curve [HAN, 07]

La seconde méthode utilisée est la méthode GCV pour *Generalized cross-validation* [GOL, 79] et [WAH, 90]. Elle consiste à minimiser la fonction GCV suivante :

$$G = \frac{\left\| A x_\beta - b \right\|_2^2}{\left[trace\left(I_n - AA^I \right) \right]^2} \qquad \text{IV.17}$$

A^I est la matrice qui, multipliée par b, produit la solution x_β , $x_\beta = A^I b$.

Dans la partie suivante, nous allons montrer les résultats les plus intéressants que nous avons obtenus aussi bien pour la localisation que pour l'identification.

IV.4 LES EXPÉRIMENTATIONS MENÉES

Dans le cadre de contrats de recherche et de la thèse de Zoheir Boukria traitant du sujet, les premières applications ont été effectuées sur des éléments de structure simple dont les conditions aux limites étaient parfaitement connues. Il s'agissait d'une poutre encastrée-libre et d'une plaque circulaire encastrée sur son pourtour dont le principe est donné dans la thèse de [BEN, 01]. Le matériau constitutif de ces deux éléments était de l'aluminium et il n'a été utilisé que dans son domaine élastique linéaire. Puis nous avons appliqué la démarche à une plaque en béton armé.

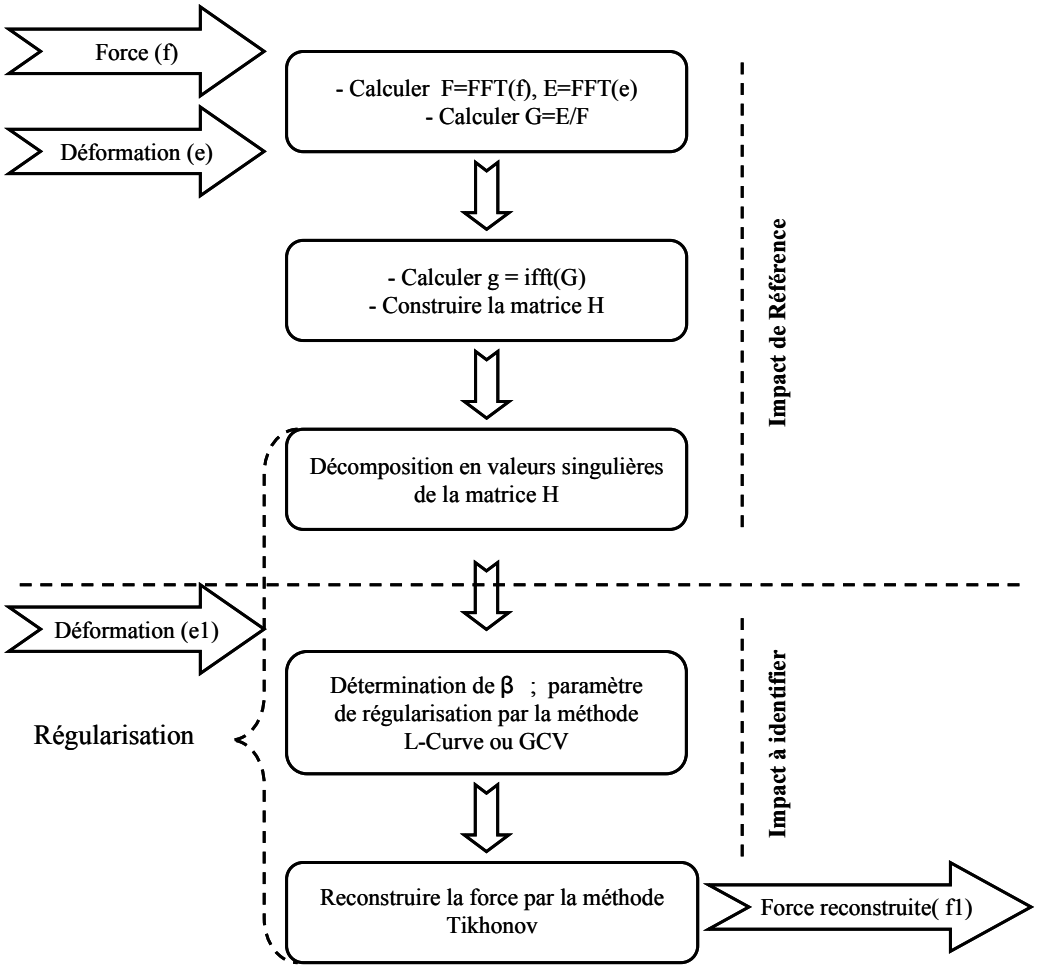


Figure IV.5 : procédure d'identification d'un impact par analyse inverse avec régularisation

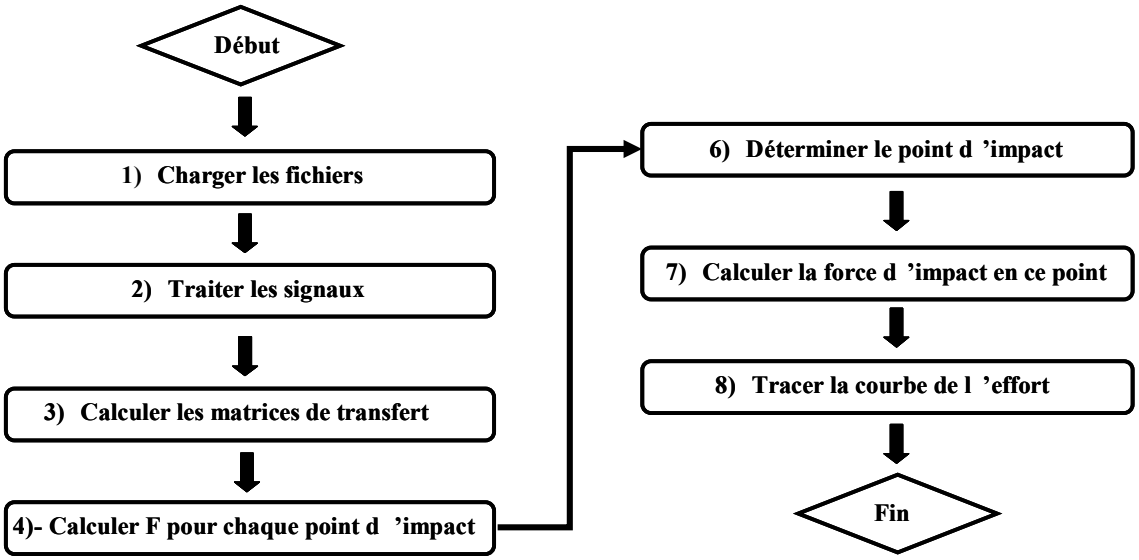


Figure IV.6 : procédure pour la localisation des impacts

Sur les deux figures précédentes nous retrouvons ces procédures, la figure IV.5 correspond à l'identification de l'effort d'impact et la figure IV.6 correspond à la démarche complète de localisation et d'identification basée sur [HU, 05] et [HU, 07].

Pour ces expérimentations nous avons mis au point avec l'entreprise SAPHIR un système d'acquisition autonome permettant des mesures dans des conditions de terrain et prenant en compte les traitements instantanés des valeurs pour faciliter les premières interprétations en place. Ce système est composé d'un logiciel d'acquisition développé selon nos spécifications et la partie acquisition est constituée d'un support NI CDAQ 9172 comportant des modules accélérométriques et de jauges. La fréquence d'échantillonnage de ce système est comprise entre 1 et 50 kHz.

Figure IV.7 : système d'acquisition autonome

IV.4.1 Résultats pour la plaque en aluminium

Ces expérimentations nous ont permis de tester les différentes démarches que nous avions trouvées dans la bibliographie et de mettre en place des procédures avant de passer à des expérimentations plus proches de notre problématique initiale.

Sur les figures suivantes, nous avons représenté deux cas d'analyse inverse que nous avons traités avec la plaque circulaire.

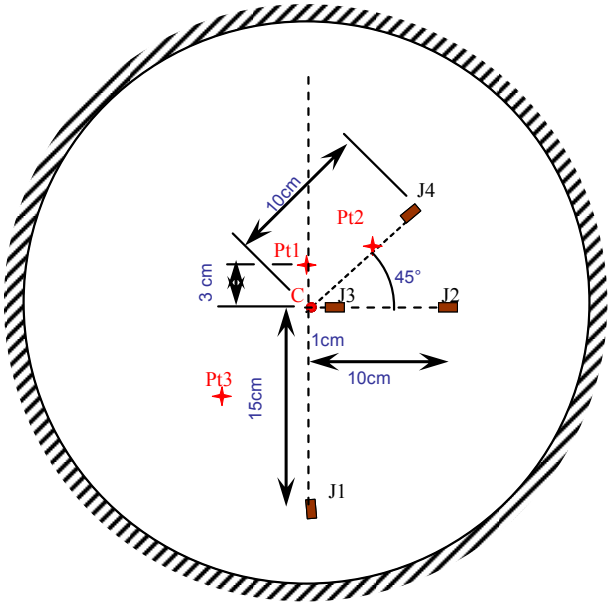


Figure IV.8 : position des jauges de déformation et des impacts

Dans un premier temps, comme cela est expliqué sur la figure IV.5, nous avons construit la fonction de transfert pour un couple de référence donné (point d'impact, point de mesure). Ensuite nous avons cherché à reconstruire l'effort d'un nouvel impact.

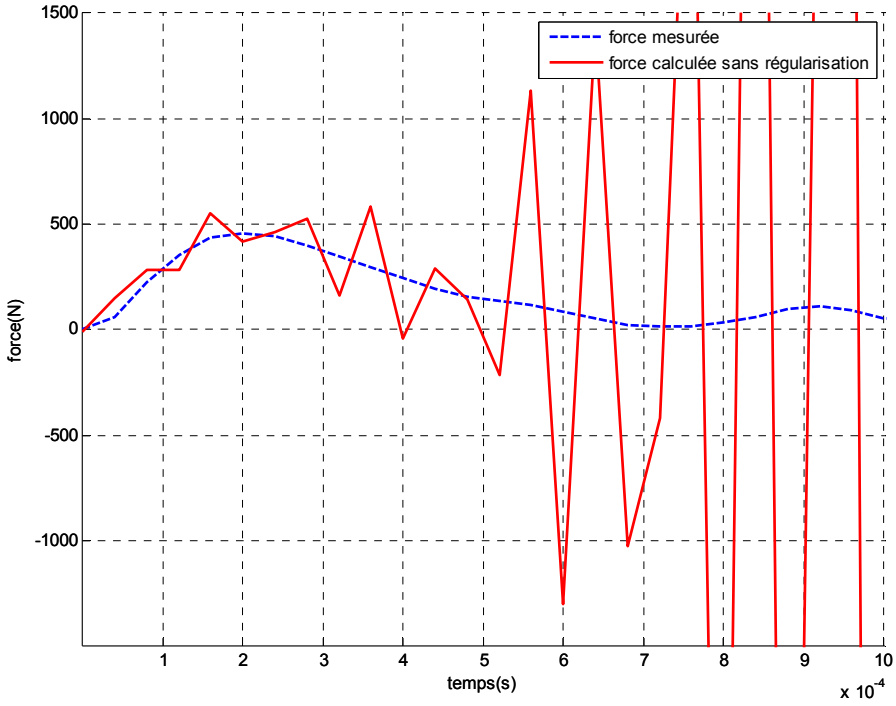


Figure IV.9 : effort pour un impact au centre de la plaque mesurée et calculée sans régularisation

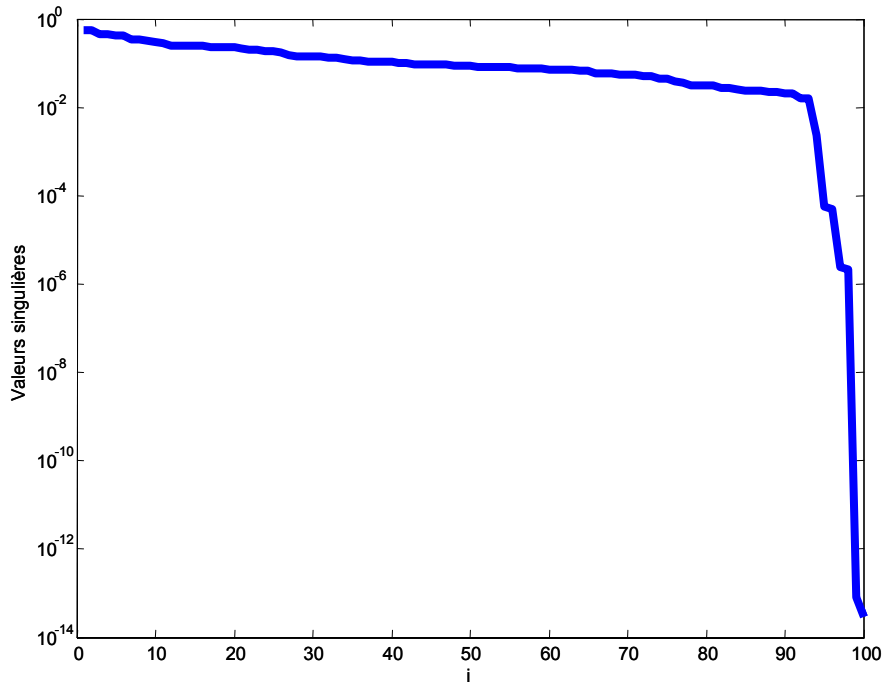


Figure IV.10 : valeurs singulières correspondant à la Figure IV.9

Sur la figure IV.9, il est possible de voir l'effet des instabilités décrites précédemment : très rapidement la solution trouvée est dénuée de tout sens.

Lorsque l'on trace les valeurs singulières de la fonction de transfert (cf. figure IV.10), on se rend vite compte que la valeur singulière la plus importante est de 0,5601 et la plus faible de $2{,}837\ 10^{-14}$ ce qui conduit à un très mauvais conditionnement de la matrice ($1{,}974\ 10^{13}$). De plus, sur cette même figure, il est possible de voir un "gap" important qui est souvent cité comme facteur d'instabilité [JAC, 03] et [BEN, 01].

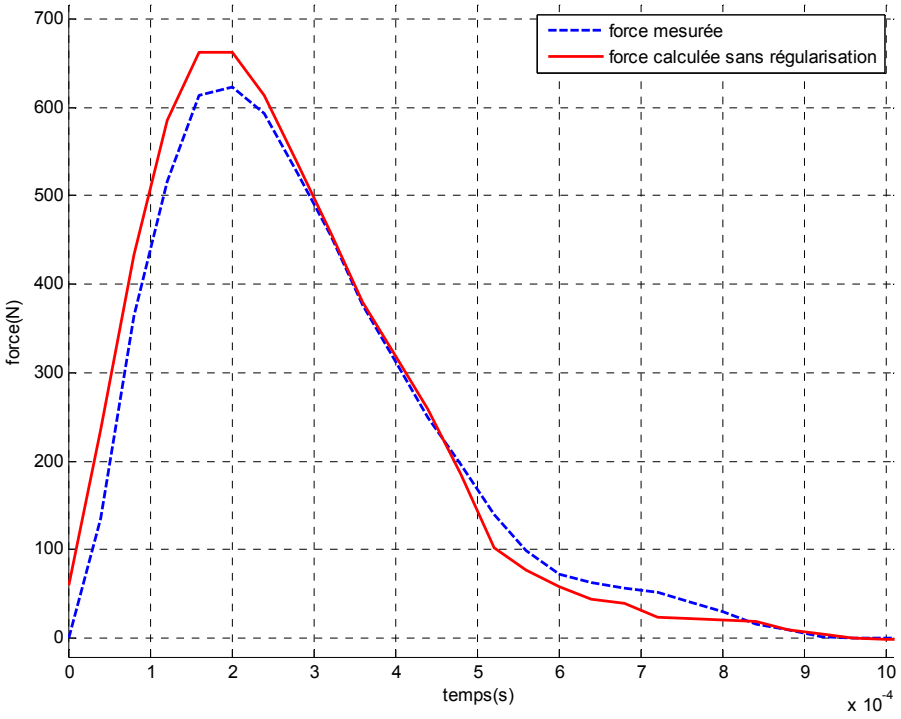


Figure IV.11 : effort reconstruit sans régularisation (impact au Pt1 et mesure en J3)

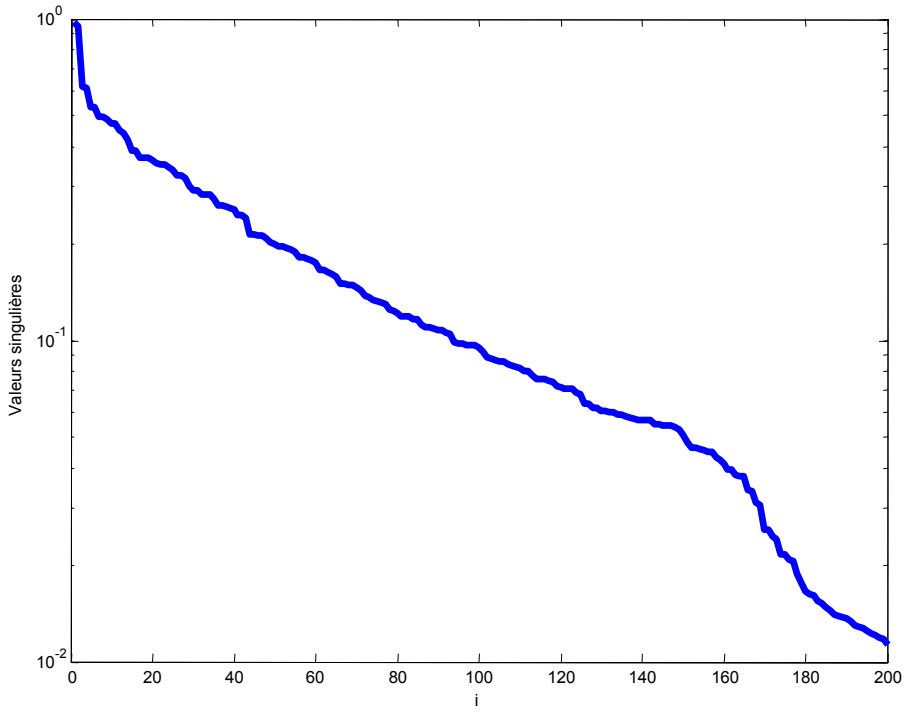


Figure IV.12 : valeurs singulières (impact au Pt1 et mesure en J3)

En revanche, et toujours sans régularisation (cf. figure IV.11), il est également possible d'obtenir des résultats intéressants. Sur la figure IV.12, il est à remarquer que les valeurs singulières décroissent de façon "continue" entre 1 et 10^{-2} ce qui donne un conditionnement pour la matrice inférieur à 100.

Dans notre démarche, pour laquelle un nombre important de traitements vont devoir être faits, il nous a semblé intéressant d'essayer d'automatiser la procédure et nous avons donc fait le choix de régulariser toutes les courbes. Effectivement, dans les deux cas présentés précédemment, nous avions la possibilité de comparer le signal obtenu avec le signal "recherché", mais ce ne sera plus le cas dans une approche d'identification opérationnelle.

À titre d'exemple, voici ce que nous avons obtenu pour la plaque circulaire avec un point d'impact en Pt1 et une mesure de déformation effectuée sur la jauge J2.

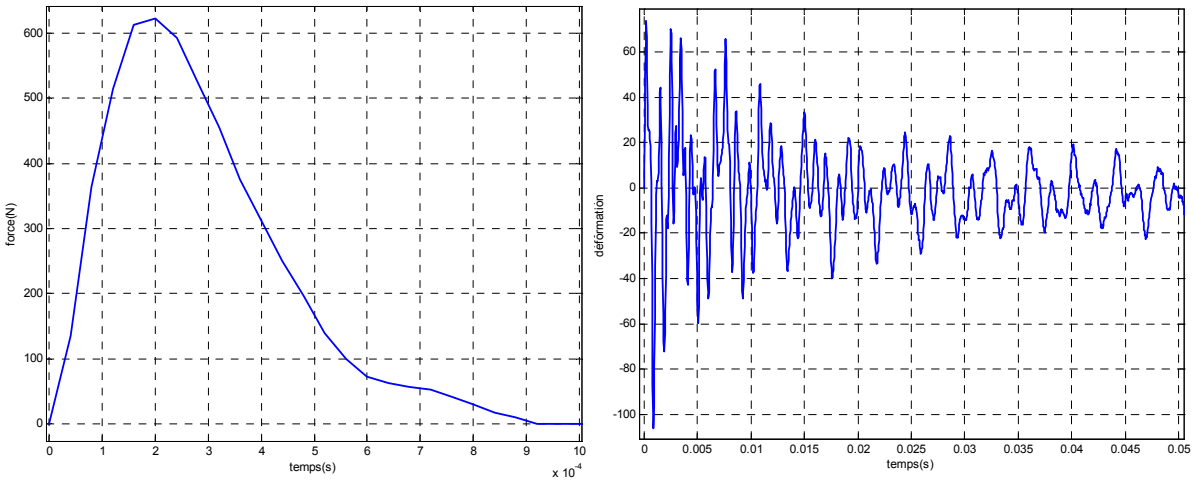


Figure IV.13 : effort et déformation obtenus pour un impact au point Pt1 et une mesure en J2

Sur la figure IV.13, nous avons l'effort à identifier ainsi que la mesure de la déformation. Sur les figures IV.14 et IV.15, nous avons obtenu le paramètre de régularisation par les deux méthodes présentées précédemment soit L-Curve et GCV (pour L-Curve, β = 0,01627 et pour GCV, β = 0,01685).

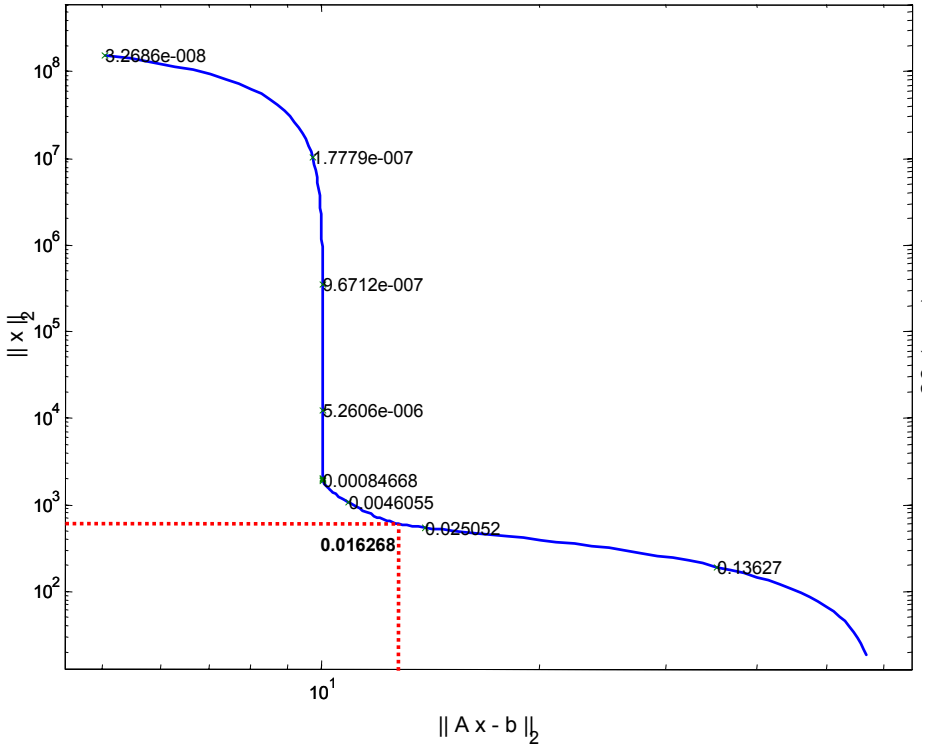


Figure IV.14 : détermination du paramètre de régularisation – méthode L-Curve

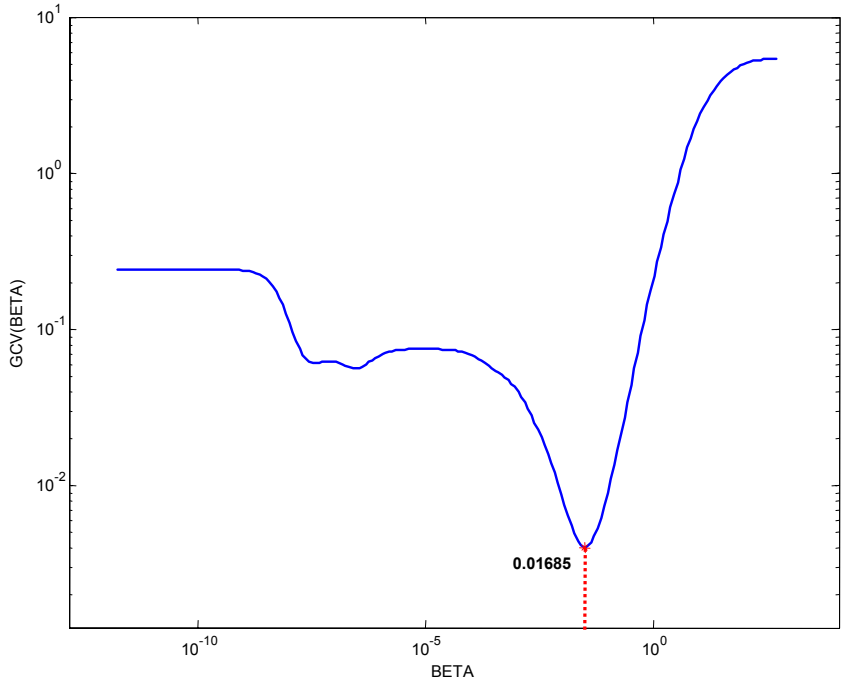


Figure IV.15 : détermination du paramètre de régularisation – méthode GCV

Sur la figure IV.16, les forces reconstruites avec les deux paramètres de régularisation trouvés précédemment sont tracées. Malgré la faible différence entre les deux valeurs de β, il est possible de voir une différence entre les deux courbes ; mais, si sur cet exemple c'est la méthode GCV qui semble donner les meilleurs résultats, cela n'est pas toujours le cas.

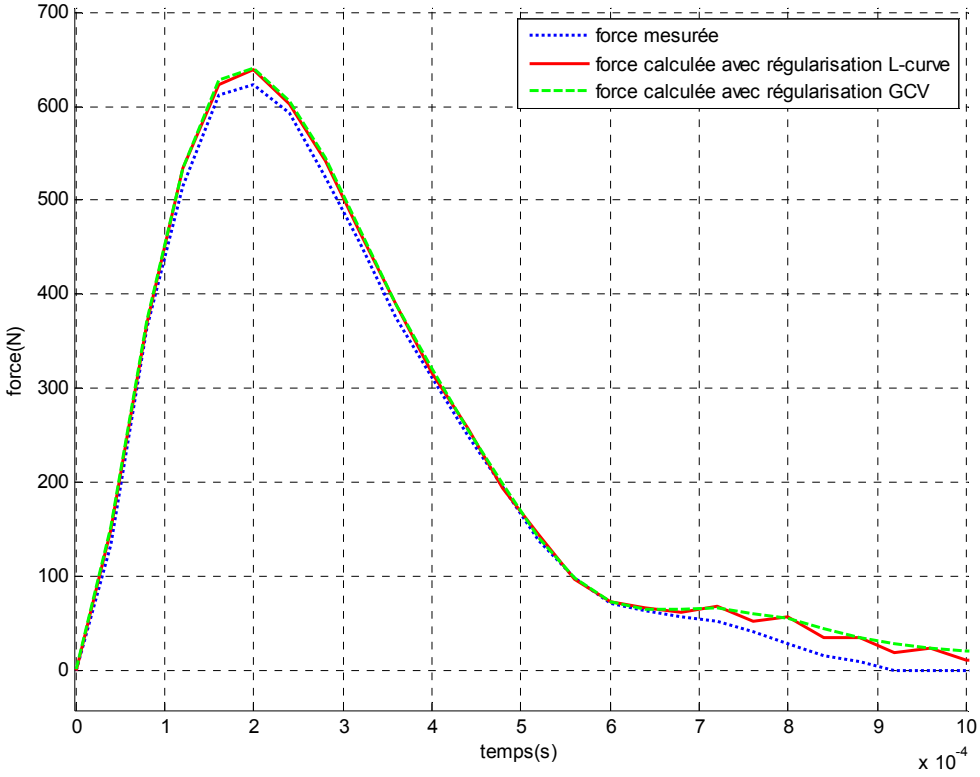


Figure IV.16 : comparaison des efforts reconstruits en utilisant L-Curve et GCV

Concernant les résultats obtenus sur la localisation, nous les développons dans le prochain paragraphe et en traitant directement le cas de la dalle en béton armé.

IV.4.2 Résultats obtenus pour la dalle en béton armé

IV.4.2.1 Le montage expérimental

La dalle de test a pour dimensions 0,10 m x 2,00 m x 1,50 m. Le ferraillage est un treillis soudé de type ST10 (maille de 20 cm et diamètre de 5,5 mm) pour la face impactée et un ST40C (maille de 10 cm et diamètre de 7 mm) pour l'autre face.

Cinq accéléromètres de type PCB 625B01 ont été utilisés ; ils ont une plage de mesure de ± 50 *g*.

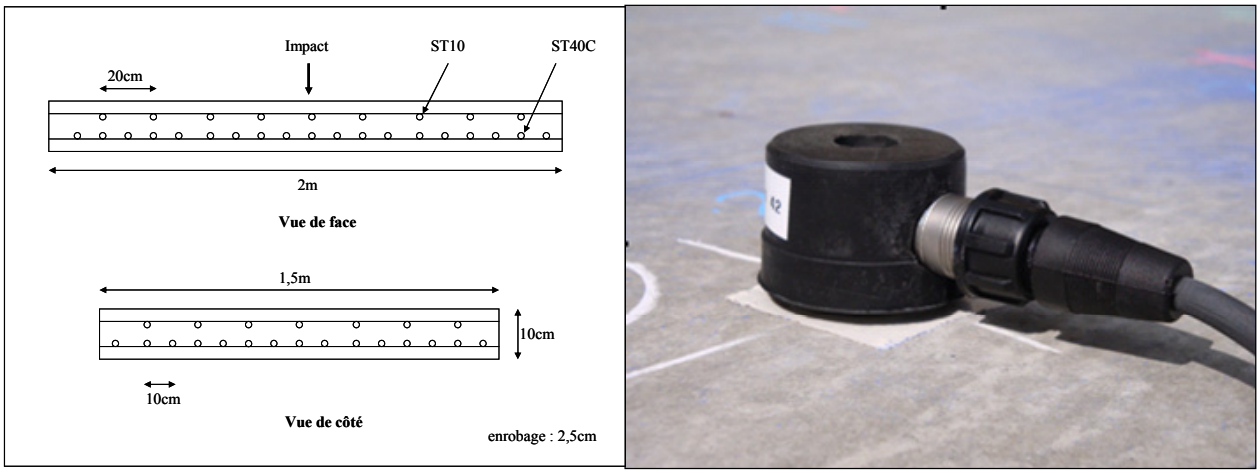


Figure IV.17 : coupe de la dalle et accéléromètre collé sur la dalle

La dalle a été simplement appuyée en trois points afin d'obtenir un fonctionnement isostatique. Le maillage représenté sur la figure IV.18 correspond au maillage utilisé pour la création des fonctions de transfert et qui sera repris pour la localisation.

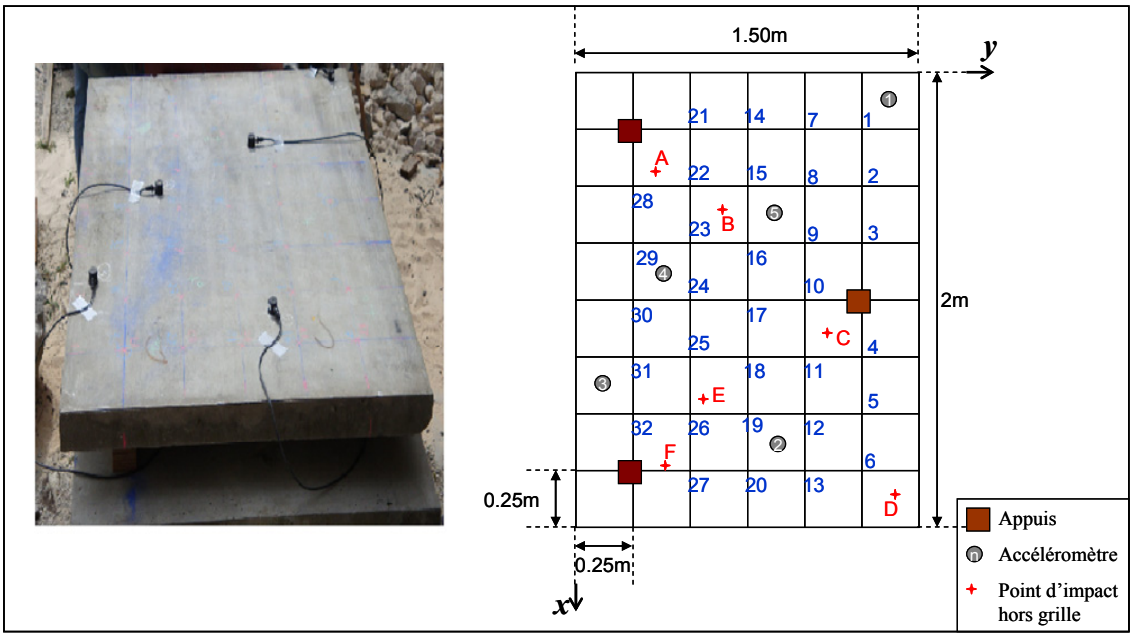


Figure IV.18 : montage expérimental de la dalle en béton armé

IV.4.2.2 Résultats concernant la caractérisation

À partir de ce travail préliminaire, nous avons commencé par la localisation d'un impact inconnu en utilisant la méthode dite de HU et décrite au paragraphe IV.2.2.2. Dans cette approche, il est proposé de minimiser la fonctionnelle IV.18 pour déterminer la localisation du point d'impact. Cela n'est possible que lorsque l'impact est positionné sur le maillage.

$$\min_{x_e,y_e} E = \sum_{i=1}^{m} \frac{\left\| [G_i]\{\tilde{f}_e\} - \{\tilde{\varepsilon}_i\} \right\|^2}{\left\| \{\tilde{\varepsilon}_i\} \right\|^2} \qquad \text{IV.18}$$

Sur la figure IV.19, nous avons représenté E comme une surface alors que les valeurs sont discrètes ; de plus nous avons limité les valeurs maximales de E à 10 afin d'en faciliter l'interprétation.

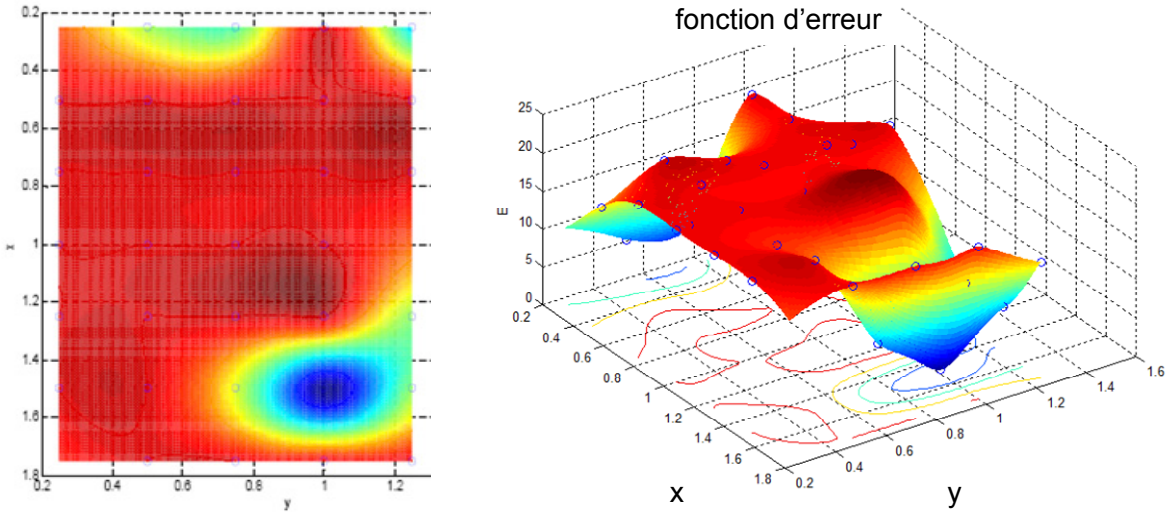


Figure IV.19 : fonction d'erreur permettant la recherche du point d'impact

Sur la figure IV.19, il est possible de voir plusieurs minima, mais le point représentant la localisation obtient une valeur de *E* bien inférieure aux autres. Les autres minima peuvent s'expliquer par le comportement vibratoire de la dalle qui présente une certaine symétrie.

Lorsque la localisation est effectuée, il ne reste alors qu'à identifier l'impact en reprenant la démarche expliquée dans le paragraphe précédent. Sur la figure IV.20, nous voyons le résultat de l'identification et la comparaison avec l'effort réellement mesuré.

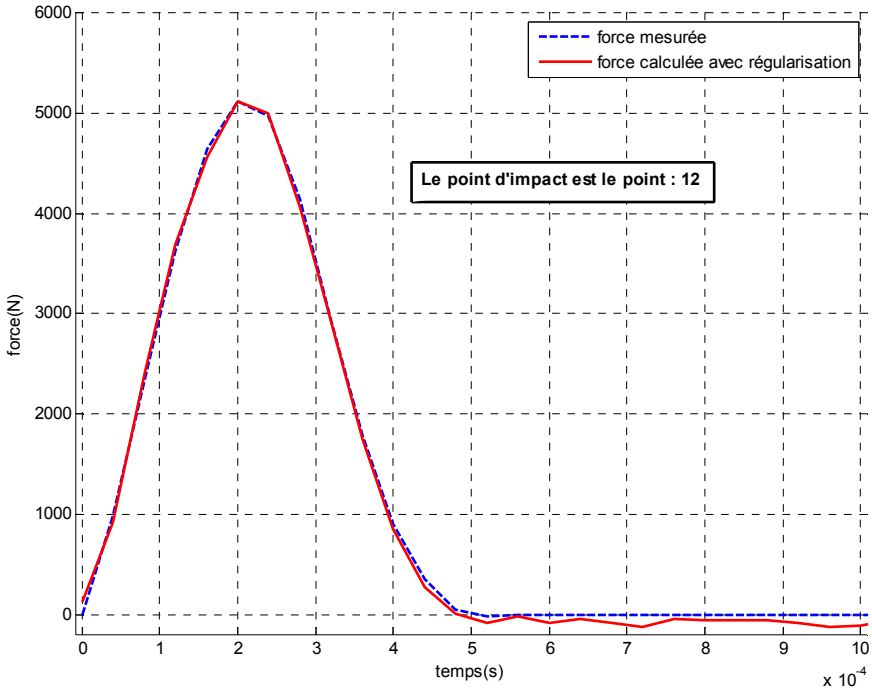


Figure IV.20 : identification de l'effort après localisation – Point d'impact : 12

La qualité de ces résultats doit être relativisée car même si nous avons travaillé avec un matériau dont le comportement n'est pas linéaire, il n'a pas été endommagé lors de nos tests.

IV.4.2.3 Modèle numérique

Pour compléter la démarche expérimentale utilisée dans la caractérisation de l'impact, nous avons choisi de faire une modélisation numérique de l'expérience sur la dalle en béton armé. Cela a été fait à l'occasion du travail d'un post-doctorant qui a passé un an au sein du LOCIE. Cette démarche pouvait aussi nous aider à explorer des méthodes de recherche d'impacts en dehors de la grille d'analyse initialement choisie sur l'expérimentation. La modélisation a été effectuée sous ABAQUS® avec, pour le béton, un modèle "concrete damaged plasticity" [HIB, 04], conçu pour des applications où le béton est soumis à un chargement dynamique, ce qui correspond bien à notre problème.

Les paramètres choisis sont reportés dans le tableau IV.1.

Désignation	Paramètres choisis
Béton	
Module d'élasticité expérimental	30 700 MPa
Résistance expérimentale moyenne à la compression	30 MPa
Résistance à la traction	2,9 MPa
Coefficient de Poisson	0,2
Énergie de fissuration	100 J.m²
Acier	
Module d'Young	200 000 MPa
Limite élastique	500 MPa
Module plastique	842 MPa
Coefficient de Poisson	0,3

Tableau IV.1 : caractéristiques choisies pour les matériaux du modèle numérique

Pour les armatures, nous avons utilisé le modèle "Rebar Layer" avec un comportement élasto-plastique avec écrouissage. Il y a quatre couches au total, soit une par direction et par nappe. Les caractéristiques de l'acier retenu correspondent à celle d'un FeE 500.

Le détail de la modélisation peut-être retrouvé dans la thèse de Zoheir Boukria et dans les publications effectuées au cours de ce travail. Les premiers éléments de comparaison ont été les fréquences des différents modes vibratoires de la dalle qui sont répertoriés dans le tableau IV.2.

Mode	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Fréquence du modèle numérique (Hz)	55,27	76,34	121,1	190,2	197,1	269,2	273,6	285,7	323,4	360,7
Fréquence expérimentale	48,83	56,97	118	187,2	215,7	281,8	291,8	286,8	332,6	374,7

Tableau IV.2 : comparaison des fréquences vibratoires expérimentales et selon remodèle numérique

Les résultats de la modélisation sont assez proches de l'expérimentation même si l'on peut noter pour quelques modes des écarts importants. Les différences proviennent certainement de la modélisation numérique des appuis qui étaient surfaciques dans l'expérimentation et ponctuelle pour le modèle numérique. Malgré tout nous avons poursuivi l'étude avec le modèle numérique et les résultats obtenus sont très prometteurs comme nous pouvons le constater sur la figure IV.21 qui regroupe aussi bien la localisation que l'identification.

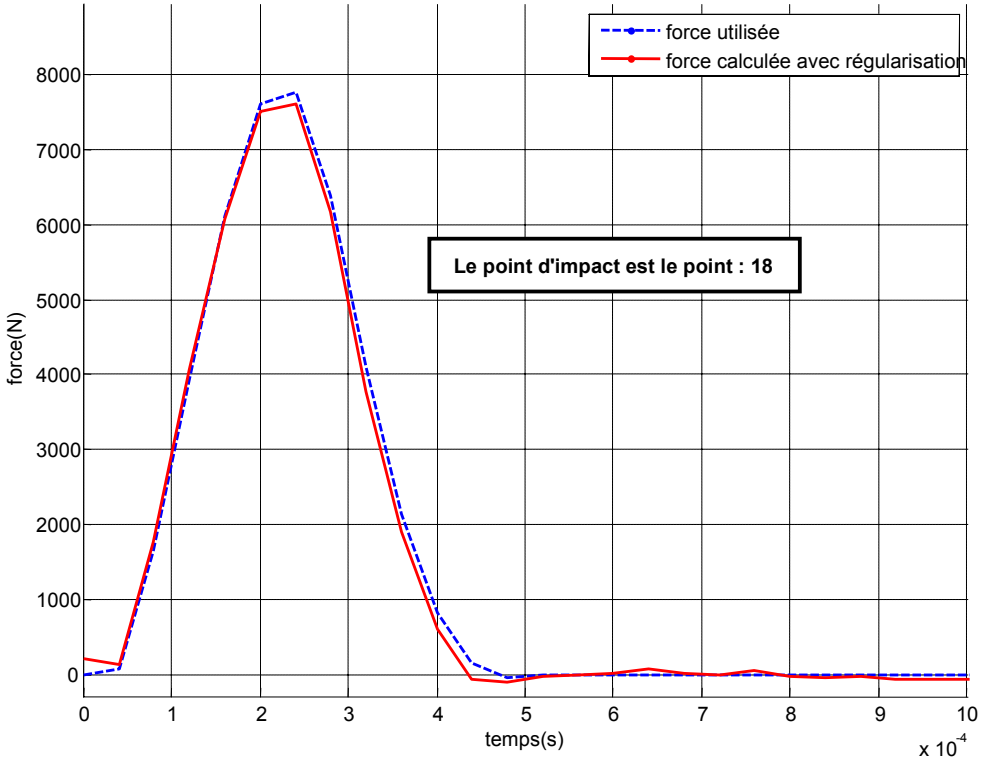


Figure IV.21 : caractérisation numérique d'un impact sur le point Pt18

IV.5 CONCLUSION

Ces résultats obtenus sur la localisation et sur l'identification sont très prometteurs. Nous avons montré une quasi-similitude entre les efforts mesurés et estimés.

En revanche, il reste encore beaucoup de travail concernant au moins quatre points :

- la localisation en dehors de la grille de calage,
- l'évolution de l'endommagement de la structure,
- la mise en place du système sur un ouvrage pare-blocs opérationnel de type PSD,
- le développement d'un volet numérique facilitant l'exploitation de nouvelles voies.

Un certain nombre de ces points seront abordés dans la conclusion finale et j'apporterai des pistes qu'il conviendra de confirmer.

L'analyse inverse telle que nous l'avons mise en œuvre ici a été possible grâce à la collaboration avec le LGCIE de l'INSA de Lyon et avec l'INRETS – LBMC de l'université de Lyon. Cette collaboration nous a permis de transférer les méthodes utilisées par les mécaniciens à des structures et matériaux du génie civil.

V CONCLUSION ET PERSPECTIVES

La trajectographie et l'analyse de risque

Au vu de l'ensemble des travaux présentés dans ce document, il apparaît que la notion d'impact est un point récurrent. Mais ce n'est pas parce que l'on emploie le terme d'impact que la sollicitation est forcément accidentelle [EC1, 07]. Pour s'en convaincre, il suffit de regarder la figure V.1 qui donne les éléments de la main courante de la DDE d'Ugine pour la RD 1212. Même si ce n'est pas indiqué ici, il est possible de distinguer des blocs dont la taille va de quelques dizaines de centimètres à plusieurs mètres-cubes.

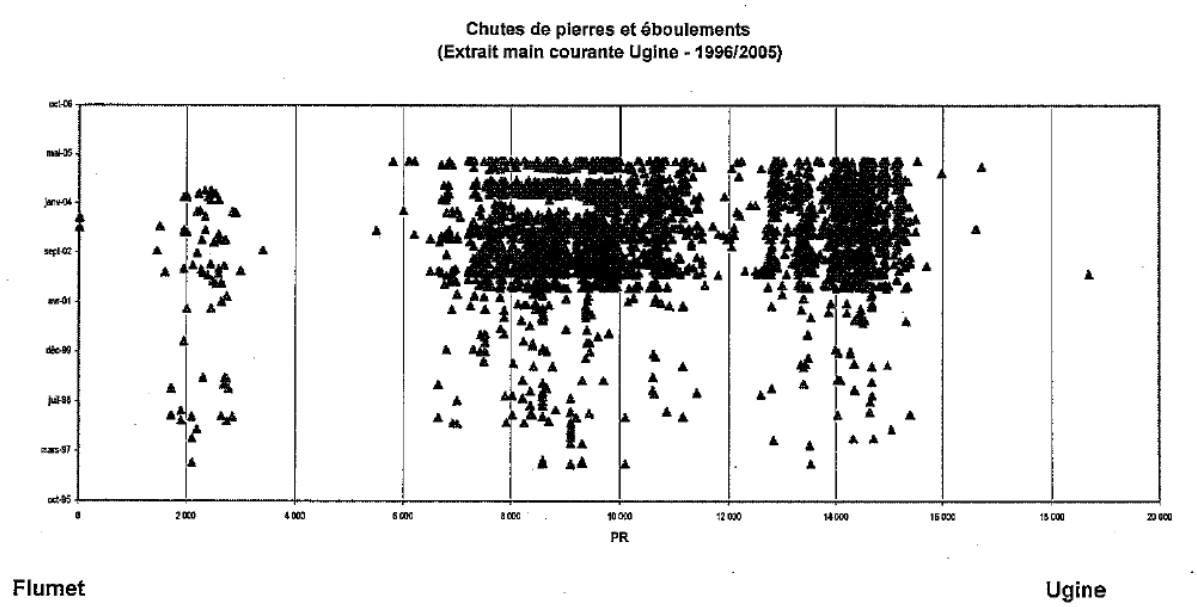
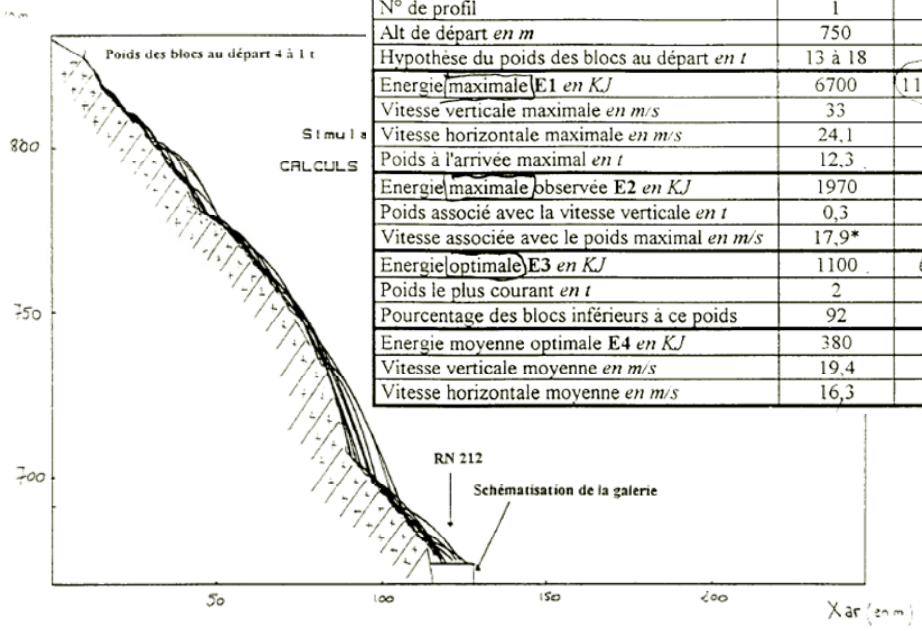


Figure V.1 : main courante de la RD 1212 entre Flumet et Ugine (Savoie)

Mais comment classer les différents impacts que subiront les ouvrages de protection en fonction de leur niveau d'énergie et plus particulièrement comment différencier les impacts courants des impacts exceptionnels tant au niveau de l'énergie que de la fréquence d'apparition ? La question reste encore posée.

Des données sont disponibles pour les bureaux d'études (cf. figure V.2), mais le niveau de sécurité associé à chaque niveau d'énergie est encore sujet à interprétation de la part des ingénieurs qui effectuent le dimensionnement des ouvrages. Les résultats produits par les études trajectographiques sont de très bonne qualité en relatif mais ils semblent très critiquables dans l'absolu. Cette notion de calibrage des sollicitations et leur classement dans des catégories de risque reste à faire et je pense que l'analyse de risque associée à un calage des outils de trajectographie tant sur la notion de fréquence d'apparition d'un événement que sur le niveau d'énergie impliqué est important à aborder dans l'avenir. L'apport de la recherche sur ce point me paraît important pour permettre de faire un calage des niveaux d'énergie avec les niveaux de risques acceptables et plus particulièrement pour les ouvrages PSD, dont l'endommagement constitue le principe même de fonctionnement.



Lieu dit	PR 13,600 LES FOURCHES		PR 9,100 MUR BASSO	
N° de profil	1	2	1	2
Alt de départ *en m*	750	750	830	860
Hypothèse du poids des blocs au départ *en t*	13 à 18	10 à 15	1 à 4	1 à 0,6
Energie maximale **E1** *en KJ*	6700	11 450	3360	650
Vitesse verticale maximale *en m/s*	33	41,3	41,5	35,8
Vitesse horizontale maximale *en m/s*	24,1	21,2	19,8	18,4
Poids à l'arrivée maximal *en t*	12,3	13,4	3,9	1
Energie maximale observée **E2** *en KJ*	1970	9500	3100	580
Poids associé avec la vitesse verticale *en t*	0,3	11,1*	3,6*	0,7
Vitesse associée avec le poids maximal *en m/s*	17,9*	25,7	24,3	33,8*
Energie optimale **E3** *en KJ*	1100	2560	1750	650
Poids le plus courant *en t*	2	3	2	1
Pourcentage des blocs inférieurs à ce poids	92	86	90	100
Energie moyenne optimale **E4** *en KJ*	380	600	400	430
Vitesse verticale moyenne *en m/s*	19,4	20	19,8	29,1
Vitesse horizontale moyenne *en m/s*	16,3	13,1	12,5	13,6

Figure V.2 : étude trajectographique

Le suivi des ouvrages de protection contre les chutes de blocs

Le suivi des ouvrages PSD est primordial du fait même de leur fonctionnement : ils peuvent être amenés à s'endommager. La démarche que nous avons proposée au travers des travaux de Zoheir Boukria est une réelle avancée car nous avons pu montrer que la localisation des impacts, mais également leur identification, étaient possibles sur un élément surfacique en béton armé. Cela n'avait pas encore été fait sur des structures de ce type : les structures testées jusqu'à maintenant étaient constituées soit de matériaux à comportement linéaire, soit d'éléments de petites dimensions obtenus à partir de matériaux composites, avec une densité de capteurs très importante par rapport à la surface observée.

En revanche, au moins deux points demandent à être approfondis :

- la localisation d'un impact en dehors d'une grille de référence imposée par un quadrillage initial,
- l'identification pour des impacts sollicitant la structure hors de son domaine élastique et pouvant l'endommager.

Des pistes concernant ces deux points semblent intéressantes, mais pour l'instant elles n'ont pas encore été suffisamment étudiées. Nous sommes ici confrontés à des problèmes fortement non linéaires qui seront certainement difficiles à résoudre avec l'approche utilisée. Une première proposition dans ce sens a été faite par Fukunaga [FUK, 07] pour la localisation hors de la grille mais en considérant une interpolation linéaire des fonctions de transfert sur les points les plus proches de l'impact supposé. Toutefois le fait de travailler avec un matériau à comportement linéaire a certainement rendu possible cette approche qu'il conviendrait de valider dans des cas tel que le nôtre.

$$G(\xi_i,\eta_i)=\sum_{j=1}^{4}N_j(\xi_i,\eta_i)\left[G_j\right]$$

$$N_1=\frac{1}{4}(1-\xi)(1-\eta)$$

$$N_2=\frac{1}{4}(1+\xi)(1-\eta)$$

$$N_3=\frac{1}{4}(1-\xi)(1+\eta)$$

$$N_4=\frac{1}{4}(1+\xi)(1+\eta)$$

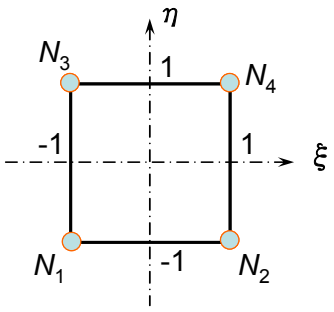


Figure V.3 : fonction d'interpolation proposée par Fukunaga [FUK, 07]

Les modèles simplifiés

Nous avons beaucoup travaillé sur la compréhension des phénomènes physiques pouvant apparaître lors d'un impact et cela a permis de construire des modèles simplifiés afin de dimensionner les ouvrages pare-blocs. Nos modèles couplent une approche énergétique (bilan des énergies cinétique, de déformation, potentielle, …) avec une approche comportementale de l'ouvrage (forme de la déformée lors de l'impact, …). La prise en compte de ces deux éléments dans les modèles proposés a permis un calage performant.

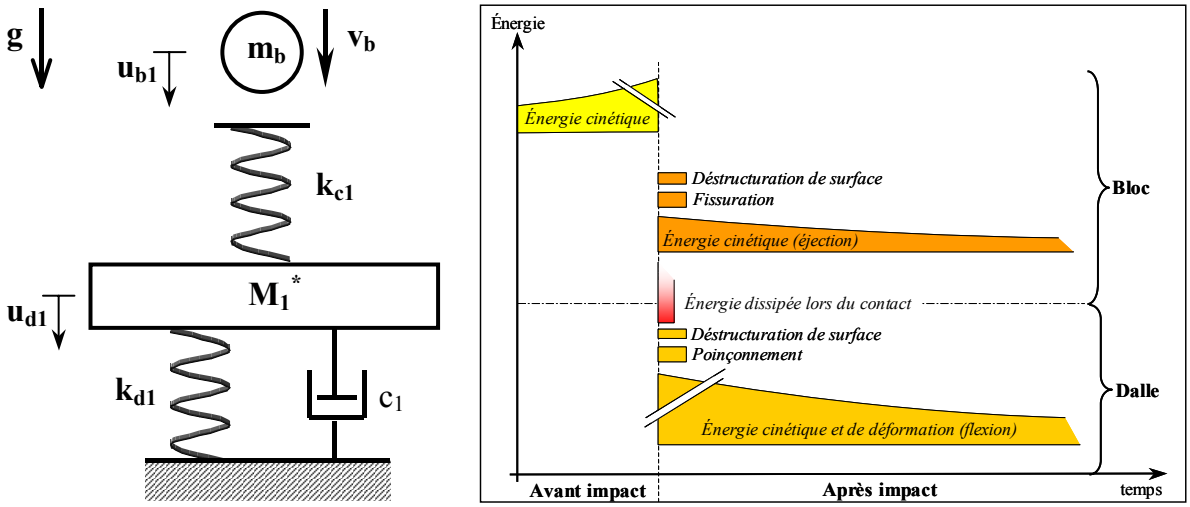


Figure V.4 : modèle simplifié et décomposition des mécanismes d'endommagement et de transfert d'énergie [DEL, 05]

Les points critiques, qui ont été rapidement traités, concernent la forme de la déformée qu'il fallait utiliser pour effectuer le dimensionnement des ouvrages. L'élimination du mode 1 semble évidente ; en revanche, son remplacement reste critiquable car encore trop approximatif en termes de forme [LUO, 05] mais aussi dans sa justification. Néanmoins, les résultats proposés concernant l'estimation de l'effort d'impact utilisé lors du dimensionnement au poinçonnement sont très intéressants.

Les bilans énergétiques

Nous avons passé beaucoup de temps pour cette démarche d'analyse des bilans énergétiques lors d'un impact. Les résultats obtenus sont très intéressants comme en témoigne la figure V.5,

mais ils restent encore entachés d'une incertitude importante qu'il conviendra d'éclaircir dans l'avenir.

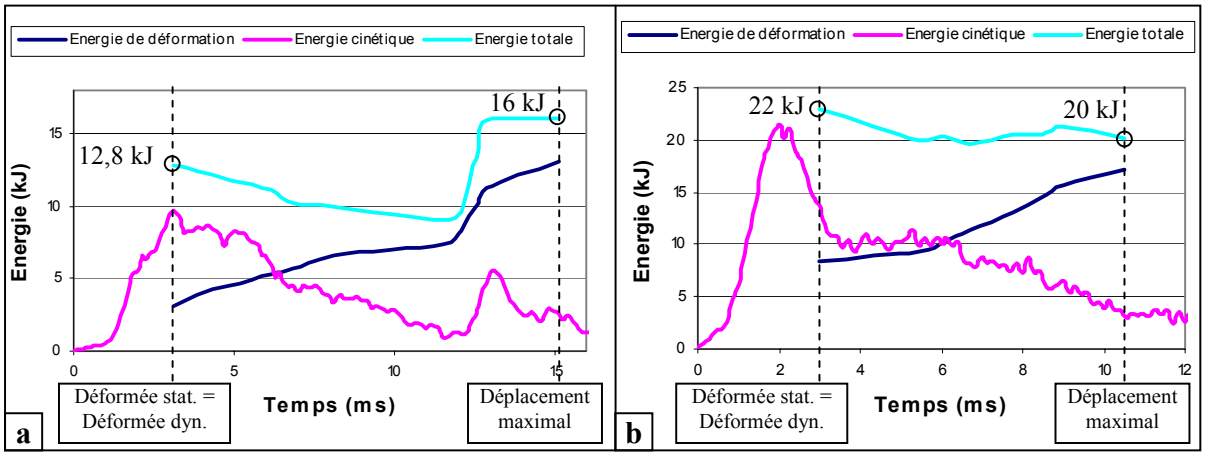


Figure V.5 : : énergies expérimentales transmises à la dalle pour les essais (a) DH-T4 et (b) DH-T5

Nous avons listé pas moins de 13 possibilités de sources de transfert ou de dissipation d'énergie (cf. figure V.4). Mais certaines comme la compaction sont difficilement quantifiables même si il existe des approches comme celle proposée par N. Burlion [BUR, 01] qui en permet une première approximation sur la base de l'estimation de la montée en température d'un volume de béton selon la relation :

$$\Delta E_{ch} = V_{bc}\,\Delta\theta\,c_{vb} \qquad \text{V.1}$$

avec V_{bc} = volume de béton concerné par la montée en température

$\Delta\theta$ = incrément de température estimé ou constaté

c_{vb} = chaleur volumique du béton = 2 300 kJ.m^{-3}.K^{-1}

Ce qui semble intéressant, mais qui reste encore à finaliser, concerne la quantification de l'énergie perdue par fissuration du bloc et lors de son mouvement post-impact. Nous avons commencé une recherche sur ce point grâce à un projet de recherche retenu par l'Institut national de la montagne.

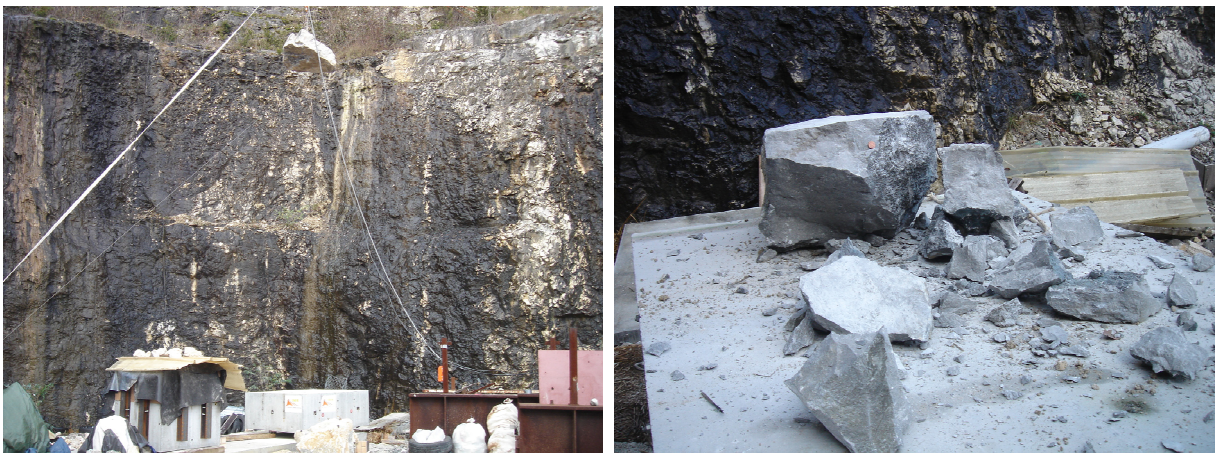


Figure V.6 : essai d'impact avec un bloc rocheux réel

Les travaux devaient être fondés sur des suivis trajectographique post-impact en 3 dimensions mais, suite à des problèmes techniques rencontrés lors du premier impact, nous n'avons pas pu poursuivre dans cette voie qui semble néanmoins très intéressante pour la quantification des transferts d'énergie. Sur la figure V.6, nous pouvons voir un des tests effectués lors de ce projet de recherche.

Instrumentation d'un ouvrage PSD réel

Une perspective importante du travail de Zoheir Boukria consiste à effectuer le suivi d'un ouvrage réel. Pour cela un ouvrage avait été instrumenté : il s'agit de l'ouvrage de "La Poniente" sur la RD 1212, mais le gestionnaire a préféré reporter ce suivi pour l'instant.

Lorsque nous regardons la figure V.1, nous pouvons observer un très grand nombre d'événements sur l'itinéraire de la RD 1212 qui est stratégique d'un point de vue touristique (déserte de la station de Megève). Le fait d'utiliser un pare-blocs comme capteur d'événements aurait pu permettre au gestionnaire (Conseil général de la Savoie) de l'intégrer dans un dispositif de mise en alerte comme cela a été proposé dans le cadre du projet ANR A_SCOOP. L'ouvrage de "La Poniente" a été instrumenté sur la travée présentant le plus de risques (cf. figure V.7).

Figure V.7 : ouvrage de la Poniente et couloir à risque

Les capteurs utilisés pour l'instrumentation sont de type jauge de déformation et piézo-électrique (PZT) et sont tous collés sur les armatures inférieures de l'ouvrage. Des accéléromètres étaient aussi prévus dans le dispositif de suivi mais, faute d'accord, ils n'ont pas été mis en place. Tous ces capteurs devaient être reliés à une centrale d'acquisition dont tous les éléments ont été dimensionnés en collaboration avec la société SAPHIR. Il ne restait qu'un accord de la part du Conseil général de la Savoie pour alimenter le tout en électricité et commencer les acquisitions.

Si ce dispositif est finalisé un jour, il permettra peut-être de quantifier l'endommagement que subit ce type d'ouvrage mais également de faire un suivi de l'activité en termes de chutes de blocs sur ce tronçon de route. La quantification de l'endommagement devra forcément passer par la mise au point et le calage d'un modèle numérique de l'ouvrage reposant sur des modèles de comportement du béton permettant de décrire son endommagement. Ce modèle sera d'autant plus important qu'il est pour l'instant difficile de connaître *apriori* les grandeurs physiques les mieux adaptées à un tel suivi. Des pistes ont déjà commencé à être explorées dans le

cadre d'une collaboration avec le LGCIE, fondées sur l'évolution des fréquences des modes vibratoires comme cela est déjà fait pour les ponts [CRE, 05]. Il conviendra de les confronter à la réalité de l'ouvrage avec par exemple les modifications de la masse de l'ouvrage au cours du temps par apport de matériaux extérieurs (cône de déjection) ce qui peut aussi faire rapidement évoluer les fréquences des modes vibratoires.

Point final

En point final à ce travail, je souhaite faire un bilan sur les méthodes mises en œuvre pour aboutir aux résultats et réflexions présentés.

Il est assez aisé d'imaginer que les expérimentations effectuées ont demandé un travail d'équipe important pour leur mise en œuvre, mais elles ont également demandé la mise au point de procédures afin de faciliter la compréhension des objectifs et faciliter l'exploitation ultérieure des données obtenues. La mise en place de telles expériences nécessite un engagement de chacun pour la mise en place des capteurs mais également pour le repliement après les essais. De même, les résultats qui sont reportés dans ce document sont issus d'analyses et de réflexions d'un groupe plus ou moins important. Enfin, les visions extérieures apportées lors des montages de projets ou lors de leur exécution ont largement contribué à l'ensemble des résultats présentés. Ce document est l'aboutissement de bientôt dix années de travail mais, surtout, il est issu d'échanges très riches avec des personnes très diverses qui ont contribué à ces recherches.

BIBLIOGRAPHIE

[ABD, 86] Abdul-Amir A. N., Abdul-Karim A. H. Microprocessor application to concrete crack depth measurement, *Journal of nondestructive Evaluation, vol. 6, N°2, p.67-72, 1986.*

[ABR, 84] Abramowicz W., Jones N. Dynamic axial crushing of circular tubes. *International Journal of Impact Engineering, vol. 2, n° 3, p. 263-281, 1984.*

[ANS, 98] ANSYS User's Manual Revision 5.5. *ANSYS Inc., Canonsburg, Pennsylvania, 1998.*

[ASH, 05] Ashby M.F. "Materials selection in mechanical design" *(3th ed.), Butterworth–Heinemann, Oxford (UK) (2005)*

[BAR, 98] Barbosa A. F., Ribeiro G. O. Analysis of reinforced concrete structures using ANSYS nonlinear concrete model. *Computational Mechanics, New Trends and Applications, Edition CIMNE, Barcelona, Spain, 1998.*

[BEN, 01] Bennani A., Détermination par une analyse dynamique et une méthode inverse de la fonction de chargement d'une structure, *Thèse de L'Université Claude Bernard, Lyon, 2001.*

[BER, 02] Berthet-Rambaud P., Colombo A., Mazars J. Simulation des essais de la galerie PSD à dalle inclinée. *Rapport et étude préliminaire pour l'Ingénieur Général des Ouvrages d'Art, décembre 2002.*

[BER, 04] 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, Grenoble, 2004.*

[BIS, 91] Bischoff P., Perry S. H. Compressive behaviour of concrete at high strain rate. *Materials and Structures, vol. 24, p. 425-450, 1991.*

[BOU, 02] Bouguerra K. Comportement sous chocs des appuis de dalle pare-blocs. *Rapport de stage de DEA, LOCIE, Université de Savoie, 2002.*

[BOU, 09] Boukria Z. Caractérisation des impacts sur une galerie "Pare-blocs" structurellement dissipant". *Thèse de l'Université de Savoie, Chambéry, France, 2009*

[BUR, 01] Burlion N., Pijaudier-Cabot G., Dahan N. Experimental analyse of compaction of concrete and mortar. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, p. 1467-1486, 2001.

[CEB, 88] Comité Euro-international du Béton. Concrete structure under impact and impulsive loading. *Bulletin d'information n° 187, août 1988.*

[CEB, 91] Comité Euro-International du Béton. CEB-FIP Model Code 1990. *Thomas Telford, London, 1991.*

[CHA, 97] Chang Y.-F., Wang C.-Y. A 3-D image detection method of a surface opening crack in concrete using ultrasonic transducer arrays, *Journal of nondestructive Evaluation, vol. 16, N°4, p.193-203, 1997.*

[CHI, 07] Chikatamarla R., Optimisation of cushion materials for rockfall protection galleries, *Veröffentlichungen des Instituts für Geotechnik (IGT) an der ETH Zürich Band 227, 1. Auflage 2007*

[COW, 58] Cowper, G.R., Symonds P.S., Strain Hardening and Strain Rate Effects in the Impact Loading of Cantilever Beams. *Brown University Applied Mathematics Report, p 28, 1958.*

[CRE, 05] Cremona C., Dieleman L., Fogli M., Inchauspe M.-H., Évaluation dynamique expérimentale des ouvrages, *Revue Européenne de Génie-Civil, Vol. 9/1-2, 2005.*

[DEL, 03-a] Delhomme F., Henriet N., Perrotin P., Mougin J.-P. Etude expérimentale d'une dalle en béton armé pour un ouvrage pare-blocs. *Congrès GC'2003, AFGC, Paris, 2003.*

[DEL, 03-c] Delhomme F., Perrotin P., Mommessin M., Mougin J.-P. Impact on a RC rock-shed slab: percussion analysis. *Proc. of the 5th Int. Conf. on Shock & Impact Loads on Structures (SI 2003)*, *Changsha, China, p. 151-158, 2003.*

[DEL, 04-a] Delhomme F., Mommessin M., Mougin J.-P., Perrotin P. Behavior of a structurally dissipating rock-shed: experimental analysis and study of punching effects. International Journal of Solids and Structures, vol. 42, issue 14, p. 4204-4219, July 2005.

[DEL, 05] Delhomme F. Étude du comportement sous impact d'une structure pare-blocs en béton armé. *Thèse de l'Université de Savoie, Chambéry, France, 2005*

[DIR, 08] Département fédéral de l'environnement, des transports, de l'énergie et de la communication DETEC, Office fédéral des routes OFROU, Actions de chutes de pierres sur les galeries de protection, *Office fédéral des routes OFROU, Directive Édition 2008 V2.02*

[DON, 01] Donzé F. V., SDEC (Spherical Discret Element Code), Version 2.00, isrn geonum-nst-2001-03-fr edn. www.geonum.com, France, 2001

[DOY 84a] J. F. Doyle, An experimental method for determining the dynamic contact law, Experimental Mechanics 24 (1984), no. 1, 10-16.

[DOY 84b] J. F. Doyle, Further developments in determining the dynamic contact law, Experimental Mechanics 24 (1984), no. 4, 265-270.

[EC1, 07] Eurocode 1 : actions sur les structures - Parties 1-7 : actions générales - Actions accidentelles, *février 2007.*

[EC2, 05] Eurocode 2. Calcul des structures en béton – Part 1-1 : Règles générales et règles pour les bâtiments. *Normes Européennes, Octobre 2005.*

[EOS, 07] Documents pédagogiques de l'Ecole et Observatoire des Sciences de la Terre de STRASBOURG, Septembre 2007 , http://eost.u-strasbg.fr/pedago/Accueil.html

[FUK, 07] Fukunaga H., Umino T. and Hu N., Impact Force Identification of CFRP Stiffened Panel under Multiple Loading, Proc. Fifth Int. Workshop on Structural Health Monitoring, 177-184, 2007

[GOL, 60] Golsmith W. Impact. *London, Arnold, 1960.*

[GOL, 79] Golub G. H., Heath M., and Wahba G., Generalized crossvalidation as a method for choosing a good ridge parameter, *Technometrics 21, 215-223, 1979.*

[GRO, 84] Groetsch C. W., The Theory of Tikhonov Regularization for Fredholm Equations of the First Kind, *Pitman, Boston, 1984.*

[HAD, 23] Hadamard J., Lectures on Cauchy's Problem in Linear Partial Differential Equations, *Yale University Press, New Haven, 1923*

[HAN, 00] Hansen P. C., The L-curve and its use in the numerical treatment of inverse problems, *Tech. Report, IMM-REP 99-15, Dept. of Math. Model, Tech. Univ. of Denmark, 2000.*

[HAN, 07] P. C. Hansen, Regularisation Tools: A Matlab Package for Analysis and Solution of Discrete Ill-Posed Problems, Version 4.0, *http://www2.imm.dtu.dk/~pch/,1-125, 2007.*

[HAR, 72] Hardin B. O. and Drnevich V. P. 1972 “Shear modulus and damping in soils: design equation and curves” Journal Soil Mechanics and foundation ASCE 98(7) 667-692

[HAS, 08] R. Hashemi and M. H. Kargarnovin, “Vibration base identification of impact force using genetic algorithm,” International Journal of Mechanical Systems Science and Engineering, vol. 1, no. 4, pp. 204–210, 2008.

[HEN, 03] Hentz S. Modélisation d'une structure en béton armé soumise à un choc par la méthode des éléments discrets. *Thèse de l'Université Joseph Fourier, Grenoble 2003.*

[HER, 96] Hertz H. On the contact of elastic solids. *Miscellaneous Papers, London, Macmillan, ch. 5, p. 146-183, 1986.*

[HER, 04] Her S.-C., Liang Y.-C. The finite element analysis of composite laminates and shell structures subjected to low velocity impact. *Composite Structures, Vol. 66 p.277-285, 2004.*

[HIB, 04] Hibbitt, Karlsson and Sorensen Inc., ABAQUS theory and user's manual, version 6.4, Pawtucket, RI, USA, 2004.

[HOL, 89] Hollandsworth P.E., Busby H.R., Impact force identification using the general inverse technique, *International Journal of Impact Engineering, Volume 8, Issue 4, 1989, Pages 315-322*

[HU, 05] HuU N. and Fukunaga H., A new method for health monitoring of composite structures through identification of impact force, *Journal of Advanced Science, 17, no.1&2, 82-89,2005*.

[HU, 07] Hu N. et al , An efficient approach for identifying impact force using embedded piezoelectric sensors, *International journal of impact engineering, vol. 34, no7, pp. 1258-1271, 2007*.

[IVO, 01] Label IVOR (Innovations Validées sur Ouvrages de Références). Couverture pare-blocs structurellement dissipante. *Direction de la recherche et des Affaires Scientifiques et Techniques, 6 février 2001.*

[JAC, 99] Jacquemoud J. Swiss guideline for the design of rockfall protection galleries : background, safety concept and case histories. *Proceeding of the Joint Japan-Swiss Scientific Seminar on Impact Load by Rock Fall and Design of Protection Structures, Kanazawa, Japan, p. 95-102, 4-7 October 1999.*

[JAC, 03] Jacquelin E., Bennani A. and Hamelin P., Force reconstruction: analysis and regularization of a deconvolution problem*, Journal of Sound and Vibration, 265, 81-107, 2003.*

[JAP, 83] Japan Road Association: The Design Manual of Protective Structures for Falling Rocks. *p. 1-359, July 1983.*

[JEN, 83] Jensen J. J., Hoiseth K. Impact of dropped objects on lightweight concrete. *Nordic Concrete Research, vol. 2, p. 102-113, 1983.*

[KAR, 01] Karagiozova D., Jones N., Dynamic effects on buckling and energy absorption of cylindrical shells under axial impact. *Thin-Walled Structures Vol. 39 p. 583-610, 2001.*

[KIS, 02] 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

[LAR, 86] Larralde J. P. Dynamique. *Edition Masson, p. 301-328, 1986.*

[LES, 49] Leslie J. R., Cheesman W. J. An Ultrasonic Method of Studying Deterioration and cracking in concrete structures, *Journal of the American Concrete Institute, vol. 46, N°1, p. 17-36, sep 1949.*

[LIU, 03] Liu G. R. and Han X., Computational Inverse Techniques in Nondestructive Evaluation, *CRC Press, p10-33, 2003*.

[LIU, 05] Liu Y., Shepard W. S., Dynamic force identification based on enhanced least squares and total least-squares schemes in the frequency domain, *Journal of Sound and Vibration, Volume 282, Issues 1-2, 6 April 2005, Pages 37-60*

[LUO, 05] Luo X. Analyse par éléments finis d'une dalle en béton arme impactée par un bloc. *Rapport de Master Recherche, 66p., LOCIE, Université de Savoie, 2005.*

[LOR, 07] Lorentz J. Etude de la capacité de dissipation sous impact d'une structure sandwich de protection contre les chutes de blocs rocheux, *Thèse de l'Université Joseph Fourier, Grenoble, France, 2007*

[MAL, 98] L. J. Malvar & C. A. Ross. Review of strain rate effects for concrete in tension. *Article 95-M73, ACI Materials Journal, p. 735, novembre - décembre 1998.*

[MAM, 99] Mamaghani I.H.P., Yoshida H., Obata Y., "Reinforced expanded polystyrene styrofoam covering rocksheds ander impact of falling rock". Joint Japan-Swiss Scientific Seminar on Impact Load by Rock Falls and Design of Protection Structures, Kanazawa (1999)

[MAR, 96] Martin M. T., Doyle J. F. Impact force identification from wave propagation responses, *International journal of impact engineering, 1996, vol. 18, no1, pp. 65-77*

[MAR, 96a] Martin M. T., Doyle J. F. Impact force location in frame structures, *International journal of impact engineering, 1996, vol. 18, no1, pp. 79-97*

[MAT, 05] Matsumoto S., Tajima M., Fukunaga H., Impact Force Identification of Aluminum Plates Using Strain Sensors, Structural eng. Earthquake, JSCE, Vol. 22, n°2, p. 175-184, 2005

[MES, 99] Mestat P., Prat M. Ouvrages en interaction. *Hermes Science Publications, Paris, ISBN 2-7462-0048-1, p. 709-74, 1999.*

[MON, 98] Montani S., sollicitation dynamique de la couverture des galeries de protection lors de chute de blocs, *Thèse EPFL, Lausanne, Suisse, 1998*

[MOU, 05] Mougin J.-P., Perrotin P., Mommessin M., Tonello J., Agbossou A. Rock fall impact on reinforced concrete slab: An experimental approach. *International Journal of Impact Engineering, vol. 31, n° 2, p. 169-183, February 2005.*

[OFR, 08] Directive Suisse : Actions de chutes de pierres sur les galeries de protection, Département fédéral de l'environnement, des transports, de l'énergie et de la communication DETEC, Office fédéral des routes OFROU, *2008.*

[PAO, 78] Pao Y. H., Theory of acoustic emission, ASME Elastic Wave and Non-Destructive Testing of Materials, AMD 29 (1978), 107-128.

[PER, 02] Perrotin P., Mommessin M., Mougin J. P., Tonello J. Étude expérimentale du comportement d'une dalle pare-blocs. *Revue Française de Génie Civil, vol. 6, n° 5/2002, p. 723-734, 2002.*

[PEI, 98] 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

[PIC, 05] Pichler B., Hellmich Ch.,. Mang H.A. Impact of rocks onto gravel, Design and evaluation of experiments *International Journal of Impact Engineering 31 (2005) p.559–578*

[PIR, 04] Prévention des instabilités rocheuses, programme de recherche RGCU, rapport final décembre 2004

[ROU, 96] Rouquand A., Pontiroli C., Canton E. An explicit damage model for dynamic concrete behaviour. Numerical simulations and comparisons with experimental results on reinforced concrete plates under blast loading *International conference on structures under shock and impact, Udine , Italie 4 p.331-340, 1996*

[SAK, 95] Sakata Y., Ohtsu M. Crack Evaluation in concrete members based on ultrasonic spectroscopy, *ACI Material Journal, vol. 92, N°6, p.686-698, 1995.*

[SER, 98] Sercombe J. Modélisation du comportement du béton en dynamique rapide –OA 30. *Publié par le LCPC, décembre 1998.*

[SOR, 87] Soroushian P., Choi K. B. Steel mechanical properties at different strain rates, *Journal of Structure Engineering, vol. 4, p. 663-672, 1987.*

[SRI, 95] Sridhar C., Rao K.P. estimation of low-velocity impact damage in laminated composite circular plates using nonlinear finite element analysis. *Computers & Structures, Vol. 54, No. 6, pp. 1183-l 189. 1995.*

[TAJ, 04] Tajima M., Fukunaga H., Matsumoto S., Hu S., Impact Force Identification of CFRP Laminated Plates Using PZT Piezoelectric Sensors, Transactions of the Japan Society of Mechanical Engineers, vol 70, n° 700, p. 1747-1754, 2004

[TIM, 68] Timoshenko S. P. Résistance des matériaux, tome 1, Théorie élémentaire et problèmes. *DUNOD éditeur Paris, 420. p., 1968*

[TIK, 63] Tikhonov A.M.,On the solution of ill-posed problems and the method of regularization, Soviet Mathematics 4 (1963)1035–1038.

[TON, 88] Tonello J., Généralité et approche de modèles simples. Cours Polytech'Grenoble « ouvrage paravalanches », Grenoble, 1988

[TOU, 95] Toutlemonde F. Résistance au choc des structures en béton, du comportement du matériau au calcul des ouvrages. Thèse de doctorat de l'ENPC, 1995.

[VAN, 91] van Mier J. G. M., Pruijssers 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.*

[VAZ, 96] Vaziri R., Quan X., Olson M.D. Impact Analysis of Laminated Composite Plates and Shells by Super Finite Elements. *Int.J.Impact Engng Vol. 18. Nos 7-8, p.765-782, 1996.*

[WAH, 90] G. Wahba, Spline Models for Observational Data, *CBMS-NSF Regional conference series in applied Mathematics, vol 59, SIAM, Philadelphia, 1990*

[WAN, 02] Wang B. T., Prediction of impact and harmonic force acting on arbitrary structure: theoretical formulation, *Mechanical systems and signal processing Volume 16, Issue 6, Pages 921-1109, 2002.*

[WAN, 03] Wang B. T. and Chiu C. H., Determination of unknown impact force acting on a simply supported beam, *Mechanical systems and signal Volume 17, Issue 3, 683-704, 2003.*

[WIL, 75] William K. J., Warnke E. D. Constitutive Model for the Triaxial Behavior of Concrete. *Proceedings of International Association for Bridge and Structural Engineering, vol. 19, ISMES, Bergamo, Italy, p. 174, 1975.*

[YAM, 10] Yamaguchi S., Nishi H., Kon-no H., Kishi N. and Ushiwatari Y, Weight impact test for rockfall protection wall jointed to steel-pile foundation with H-section steel. Euromediterranean Symposium on Advances in Geomaterials and Structures, Third edition, Djerba, Tunisie, mai 2010.

[YEN, 95a] C. S. Yen and E. Wu, On the inverse problem of rectangular plates subjected to elastic impact, part I: Method development and numerical verification, *Journal of Applied Mechanics 62 (1995), n° 3, 692-698.*

[YEN, 95b] C. S. Yen and E. Wu, On the inverse problem of rectangular plates subjected to elastic impact, part II: Experimental verification end further applications, *Journal of Applied Mechanics 62 (1995), n° 3, 699-705.*

[ZHA, 06] Zhang Y. Analyse et dimensionnement d'ouvrages de protection contre les chutes de blocs. *Thèse de l'Ecole nationale des ponts et chaussées, Paris, France, 2006*

ANNEXES

ANNEXE 1 : CURRICULUM VITAE

NON PUBLIÉE

ANNEXE 2 : DESCRIPTION DES CAMPAGNES SUR DALLE

- *Campagne I* : tous les essais de cette première campagne ont été réalisés sur la dalle horizontale et sur des zones différentes. Les zones ont été choisies avec un espacement suffisamment pour pouvoir considérer que la dalle était saine à chaque essai :
  Dalle horizontale :
  1. *Test DH-T1*[1] : un impact dit « courant » est effectué au centre de la dalle avec une énergie de 66 kJ (bloc de 450 kg lâché de 15 m) ;
  2. *Test DH-T2* : un impact dit « exceptionnel » est effectué en milieu de travée, excentrée sur un bord, avec une énergie de 132 kJ (bloc de 450 kg lâché de 30 m) ;
  3. *Test DH-T3*: un impact dit « exceptionnel » est effectué en bord de dalle avec une énergie de 132 kJ afin de vérifier le comportement des appuis (bloc de 450 kg lâché de 30 m).

- *Campagne II* : les objectifs étaient, pour la dalle horizontale premièrement de valider une méthode de réparation et de vérifier le comportement de la dalle après deux impacts successifs dans la même zone ; deuxièmement de quantifier les sollicitations et transferts d'énergie ayant lieu au cours du choc. Enfin pour la dalle inclinée, nous avons souhaité quantifier la part effective de l'énergie d'impact qui était transférée à la dalle et ce en fonction de l'angle d'inclinaison.
  Dalle horizontale :
  1. *Réparation* de la dalle dans la zone impactée par le test DH-T2 ;
  2. *Test DH-T4* : un impact « exceptionnel » est effectué sur la zone réparée avec une énergie de 138 kJ (bloc de 470 kg lâché de 30 m) ;
  3. *Test DH-T5* : un impact « exceptionnel » est effectué sur la zone endommagée par le test DH-T1, avec une énergie de 134 kJ (bloc de 455 kg lâché de 30 m) ;

  Dalle inclinée :
  4. *Test DI-T1* : un impact « exceptionnel » est effectué sur l'axe de la dalle et excentré latéralement avec une énergie de 135 kJ (bloc de 460 kg lâché de 30 m) ;
  5. *Test DI-T2* : un impact « exceptionnel » est effectué en bord supérieur de dalle avec une énergie de 132 kJ afin de vérifier le comportement des appuis (bloc de 450 kg lâché de 30 m).

- *Campagne III* : le principe était de réaliser des essais avec un niveau d'énergie supérieur à celui d'un impact « exceptionnel » afin d'endommager le plus fortement possible la dalle :
  Dalle horizontale :
  1. *Test DH-T6* : un impact « hors dimensionnement » d'une énergie de 294 kJ est effectué sur la même zone que le test DH-T4 (bloc de 810 kg lâché de 37 m) ;
  2. *Démolition* au marteau piqueur d'une partie de la zone impactée par le test DH-T6 afin d'observer les mécanismes d'endommagement ;

  Dalle inclinée :
  3. *Test DI-T3* : un impact « hors dimensionnement » d'une énergie de 290 kJ est effectué en partie centrale de la dalle (bloc de 800 kg lâché de 37 m).

[1] Les abréviations DH et DI correspondent respectivement à la dalle horizontale et à la dalle inclinée. Elles sont complétées par T pour les tests en dynamique et S en statique.

Des tests en statique ont été effectués pour quantifier la rigidité de la dalle avant et après chaque essai et ainsi pouvoir qualifier l'endommagement de la structure. Ce dernier point a été très important dans le cadre de la collaboration qui nous reliait avec le laboratoire 3S-R à Grenoble car il a favorisé la compréhension des endommagements obtenus numériquement [BER, 04].

- *Campagne I* : un essai a été effectué après les tests dynamiques.
  Dalle horizontale :
  1. *Test DH-S1* : essai après l'impact DH-T2 avec un chargement maximal de 800 kN.

- *Campagne II :* quatre essais ont été effectués avant et après chocs.
  Dalle horizontale :
  1. *Test DH-S2* : essai avant l'impact DH-T4 (après réparation) avec un chargement maximal de 300 kN ;
  2. *Test DH-S3* : essai avant l'impact DH-T5 avec un chargement maximal de 300 kN ;

  Dalle inclinée :
  3. *Test DI-S1* : essai avant l'impact DI-T3 avec un chargement de 250 kN ;
  4. *Test DI-S2* : essai avant l'impact DI-T1 avec un chargement de 300 kN.

- *Campagne III :* un essai a été effectué après choc.
  Dalle horizontale :
  1. *Test DH-S4* : essai après l'impact DH-T4 avec un chargement maximal de 500 kN ;
  2. *Test DH-S5* : essai après l'impact DH-T5 avec un chargement maximal de 500 kN ;
  3. *Test DH-S6* : essai après l'impact DH-T6 avec un chargement maximal de 750 kN ;

  Dalle inclinée :
  4. *Test DI-S3* : essai après l'impact DI-T1, mais un problème n'a pas permis de rendre exploitable ces données ;
  5. *Test DI-S4* : essai après l'impact DI-T3 avec un chargement maximal de 850 kN ;
  6. *Test DI-S5* : même condition que DI-S3 avec un chargement maximal de 850 kN.

ANNEXE 3 : CARACTÉRISTIQUES DES DALLES ET DES APPUIS

ÉLÉMENT		MATÉRIAU	
Type	**Caractéristiques**	**Type**	**Caractéristique**
Dalle	Horizontale : Longueur = 12 m Largeur = 4,80 m Epaisseur = 0,28 m Portée = 4 m Masse ≈ 40 t inclinée : Longueur = 8 m Largeur = 4,80 m Epaisseur = 0,28 m Portée = 4 m Masse ≈ 27 t	Béton dalle horizontale	f_{bc} = 30 MPa f_{bt} = 2,9 MPa * E_b = 30700 MPa
		Béton de la zone réparée et dalle inclinée	f_{bc} = 35,7 MPa f_{bt} = 2,9 MPa E_b = 24800 MPa
		Armatures inférieures et supérieures Sens transversal	ρ = 0,71 % - HA 16 σ_{se} = 500 MPa E_s = 200000 MPa
		Armatures inférieures et supérieures Sens longitudinal	ρ = 0,39 % - HA 14 σ_{se} = 500 MPa E_s = 200000 MPa
		Armatures d'effort tranchant dalle horizontale	ρ=0,36% - cadres HA 8 σ_{se} = 500 MPa E_s = 200000 MPa
		Armatures d'effort tranchant de la zone réparée et de la dalle inclinée	Epingles HA 10 σ_{se} = 500 MPa E_s = 200000 MPa
Bloc cubique	Volume = 0,58 x 0,58 x 0,58 m^3 Masse ≈ 450 kg	Béton	f_{bc} = 30 MPa f_{bt} = 2,9 MPa * E_b = 30700 MPa
		Armatures	Fretté avec des HA 12 σ_{se} = 500 MPa E_s = 200000 MPa
Bloc à facettes	Surface d'impact = 0,51x0,51 m^2 Masse ≈ 810 kg	Béton	f_{bc} = 30 MPa f_{bt} = 2,9 MPa * E_b = 30700 MPa
		Armatures	Fretté avec des HA 14 σ_{se} = 500 MPa E_s = 200000 MPa
Appuis fusibles	Plaque : 110 x 110 x 8 mm^3 Tube : ϕ = 70 mm H = 100 mm Ep. = 2,9 mm Efforts statiques : P_m = 179 kN P_{max} = 246 kN	Acier	k_{app} = 186 kN.mm^{-1}
Plaque de néoprène	110 x 110 x 10 mm^3	Néoprène	k_n = 14,3 kN.mm^{-1}

* $f_{bt} = 0,3\ f_{bc}^{2/3}$ [EC2, 05]

tableau 1 : caractéristiques des éléments et des matériaux de la structure expérimentale

L'appui fusible de la dalle horizontale uniquement repose sur une plaque de néoprène carrée de 100 x 100 mm² et de 10 mm d'épaisseur ayant un écrasement de 7 mm pour une charge de 100 kN correspondant à une raideur de 14,3 kN.mm^{-1}. L'ensemble des appuis est fixé dans la dalle par l'intermédiaire de deux HA 8. Que ce soit pour la dalle horizontale ou inclinée le système en dessous des appuis fusibles peut être considéré comme infiniment rigide par rapport aux autres éléments.

ANNEXE 4 : ÉLÉMENTS DU MODÈLE NUMÉRIQUE

Nous présentons dans cette annexe les différents choix de modélisation.

Types d'élément

Dalle et bloc d'impact

Pour la modélisation du béton armé, le choix s'est porté sur l'élément solide en trois dimensions SOLID65. Il est défini par huit nœuds ayant chacun trois degrés de liberté en translation (Figure 1-a). Les armatures peuvent être positionnées soit de façon explicite soit par homogénéisation ("*smeared*") et dans ce cas il est possible de définir un taux d'armature dans trois direction de l'élément.

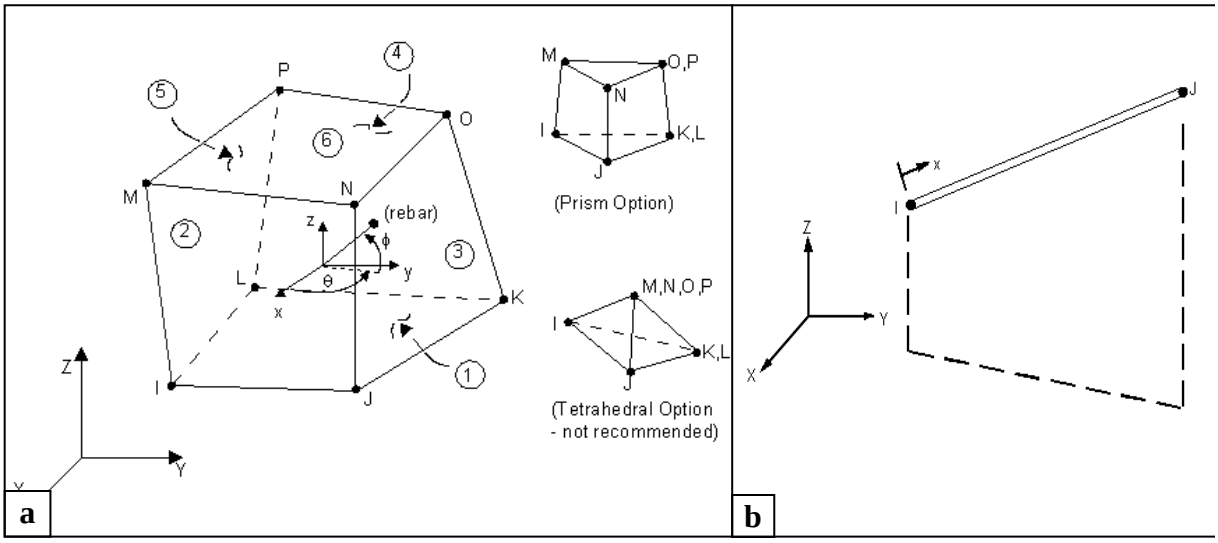


Figure 1 : (a) élément béton armé SOLID65 - (b) élément LINK8 et LINK10 [ANS, 98]

Appuis fusibles

Dans la thèse de Fabien Delhomme, nous avons fait le choix de modéliser les appuis fusibles avec deux éléments en série (LINK8 et LINK10) permettant ainsi de simuler un comportement élasto-plastique parfait et autorisant le soulèvement de la dalle (Figure 1-b et figure 2).

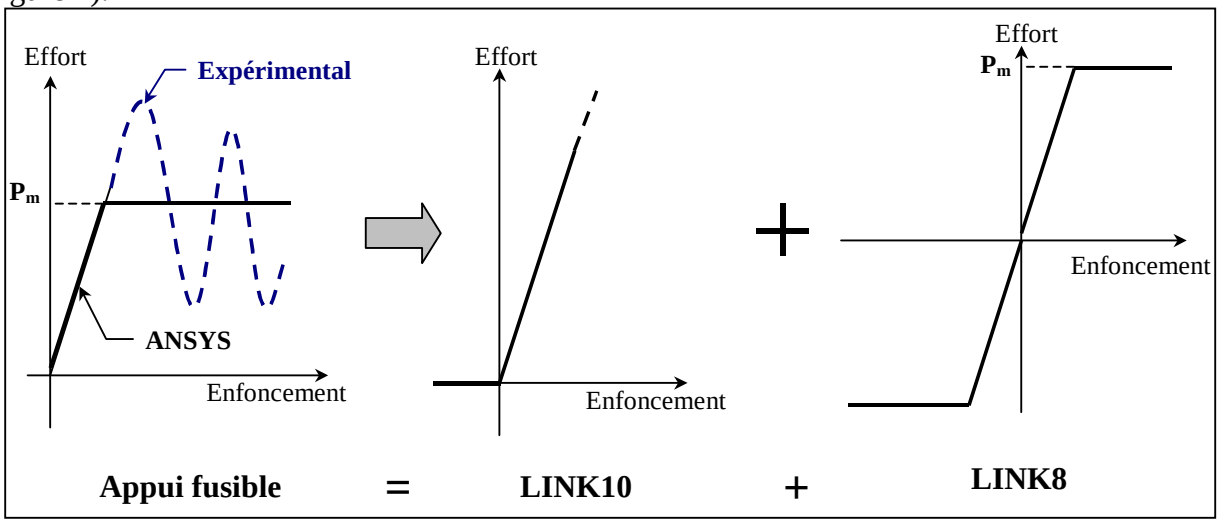


figure 2 : modélisation d'un appui fusible sous ANSYS

Propriétés des matériaux
Dans le tableau 2, il est possible de retrouver toutes les caractéristiques du modèle.

Béton armé
Les paramètres du modèle sont calés en fonction des données expérimentales précédemment obtenues. Pour la courbe contrainte déformation nous nous sommes appuyés sur la relation donnée dans l'Eurocode 2 [EC2, 05]. A. F. Barbosa et al. [BAR, 98] préconisent d'utiliser un modèle multilinéaire isotrope avec un critère de plasticité de von Mises plutôt qu'un critère de Drucker-Prager par exemple.

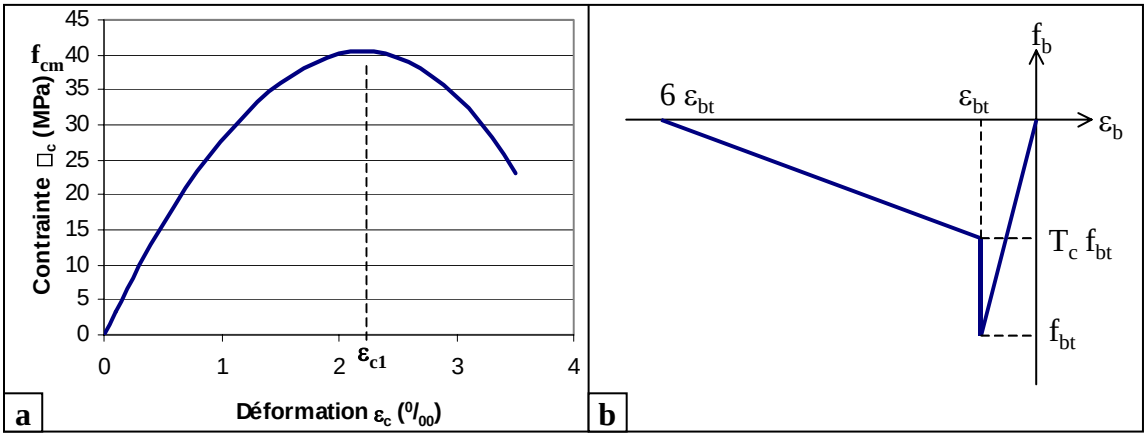


figure 3 : courbe contraintes-déformations du béton (a) en compression et (b) en traction

Le critère de rupture de Willam-Warnke [WIL, 75] est utilisé sous ANSYS et il est défini par une surface de rupture illustrée sur figure 4.

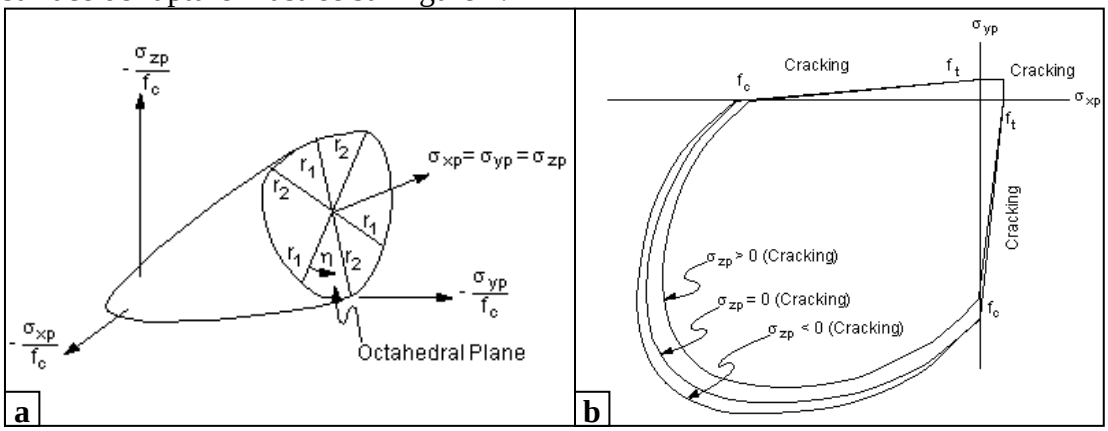


figure 4 : (a) surface de rupture dans l'espace des contraintes principales – (b) surfaces de rupture projetées sur le plan σ_{xp} et σ_{zp} [ANS, 98]

Les armatures ont un comportement élasto-plastique parfait (bilinéaire cinématique), identique en compression et en traction, avec un module d'Young "Es" de 200000 MPa et une limite élastique de 500 MPa. Pour des raisons de convergence, comme l'autorise l'Eurocode 2 [EC2, 05], un module plastique "E_p" de 842 MPa est utilisé, représentant la pente de la courbe contraintes-déformations après la limite élastique (figure 5). Le coefficient de Poisson des armatures est de 0,3.

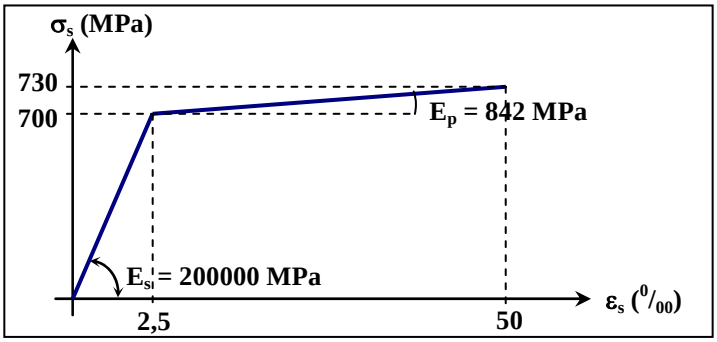


figure 5 : courbe contraintes-déformations des armatures sous ANSYS

Géométrie et maillage

Une pré-étude a permis de déterminer le maillage optimal en terme de qualité de résultat et de temps de calcul. Des maillages différents ont été choisis en fonction des tests à simuler (statique ou dynamique) mais nous ne présenterons ici que les choix effectués pour les simulations dynamiques. Un modèle 4 couches est utilisé pour les études dynamiques, sur la figure 6 est représenté le modèle avec ses dimensions géométriques. Les éléments sont des parallélépipèdes réguliers avec une base de 0,19 x 0,20 m² (figure 7).

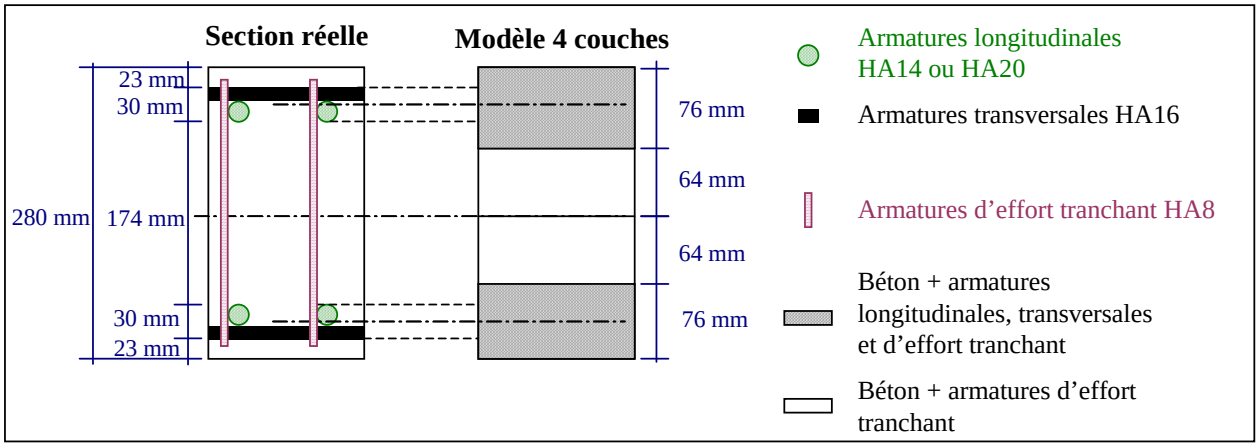


figure 6 : section de la dalle dans le sens transversal modélisée avec les modèles 4 et 6 couches

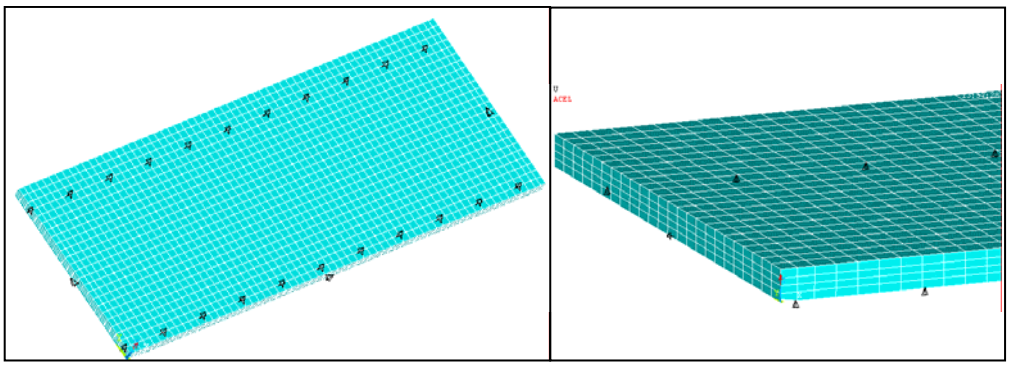


figure 7 : modèle dynamique sous ANSYS

Armature	Repère	Taux de ferraillage v_i^r	Dalle vue de dessus
		4 couches	
HA8	8	0,0034	
HA14	14	0,0138	
HA16	16	0,0260	
HA20	20	0,0331	

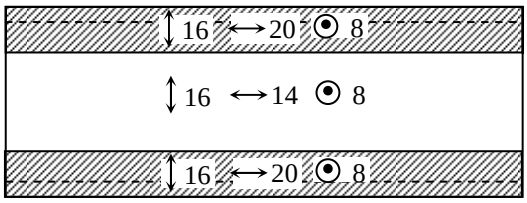


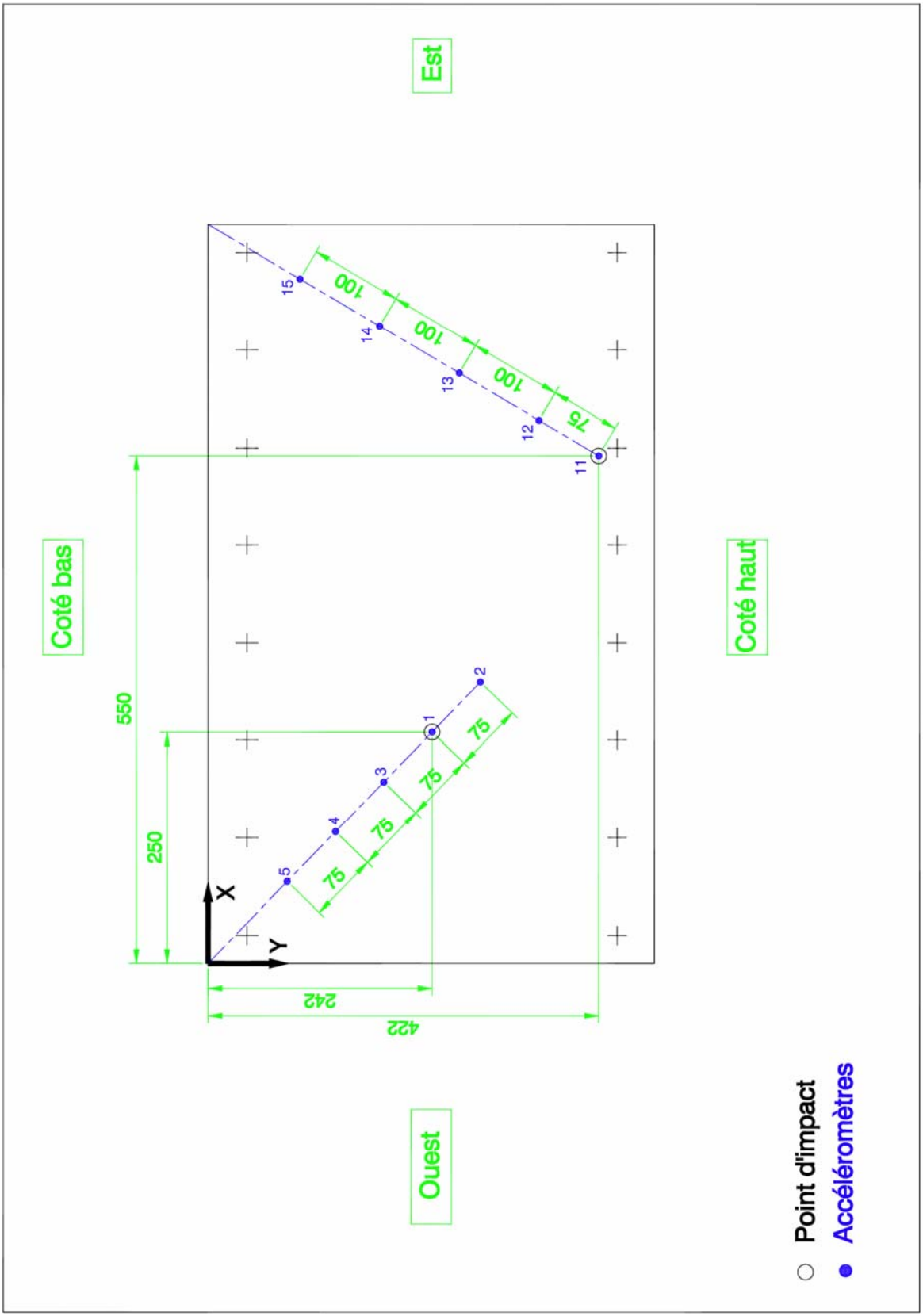
tableau 1 : taux de ferraillage dans les éléments

		DYNAMIQUE
Analyse	Type	Transitoire implicite (Newmark) Non linéaire
	Résolution	Newton-Raphson
Dalle	Géométrie	4,80 m x 12 m x 0,28 m 4 couches dans l'épaisseur
	Elément	Solide → SOLID65 7168 éléments Parallélépipède régulier de base égale à 0,19 x 0,20 m²
	Béton	E_b = 31760 MPa ; ν_b = 0 f_{bt} = 5,2 MPa f_{bt} = 0 MPa (couche béton+armatures de flexion) f_{bc} = 40,5 MPa Compression : multilinéaire isotrope Traction : élastique avec relaxation β_t = 0,5 ; β_c = 0,9 Critère de rupture de William-Warnke
	Armatures	ν_s = 0,3 ; E_s = 200000 MPa σ_{se} = 700 MPa Traction et compression : bilinéaire cinématique Armatures homogénéisées à l'élément ("*smeared*")
Appuis	Géométrie	Longueur = 0,10 m Section = 616 mm²
	Elément	Barre → LINK8 en série avec LINK10
	Matériau	k_{tub} = 186 kN.mm^{-1} Compression : élastique Traction : aucun effort repris
Bloc	Géométrie	Cube de 0,58 m d'arrête
	Elément	Solide type SOLID65 27 éléments Cube de 0,193 m d'arrête
	Matériau	ν_{bloc} = 0 E_{bloc} = 100000 GPa (infiniment rigide) Compression et traction : élastique Bloc 450 kg → ρ_v = 2300 kg.m^{-3} Bloc 810 kg → ρ_v = 4150 kg.m^{-3}

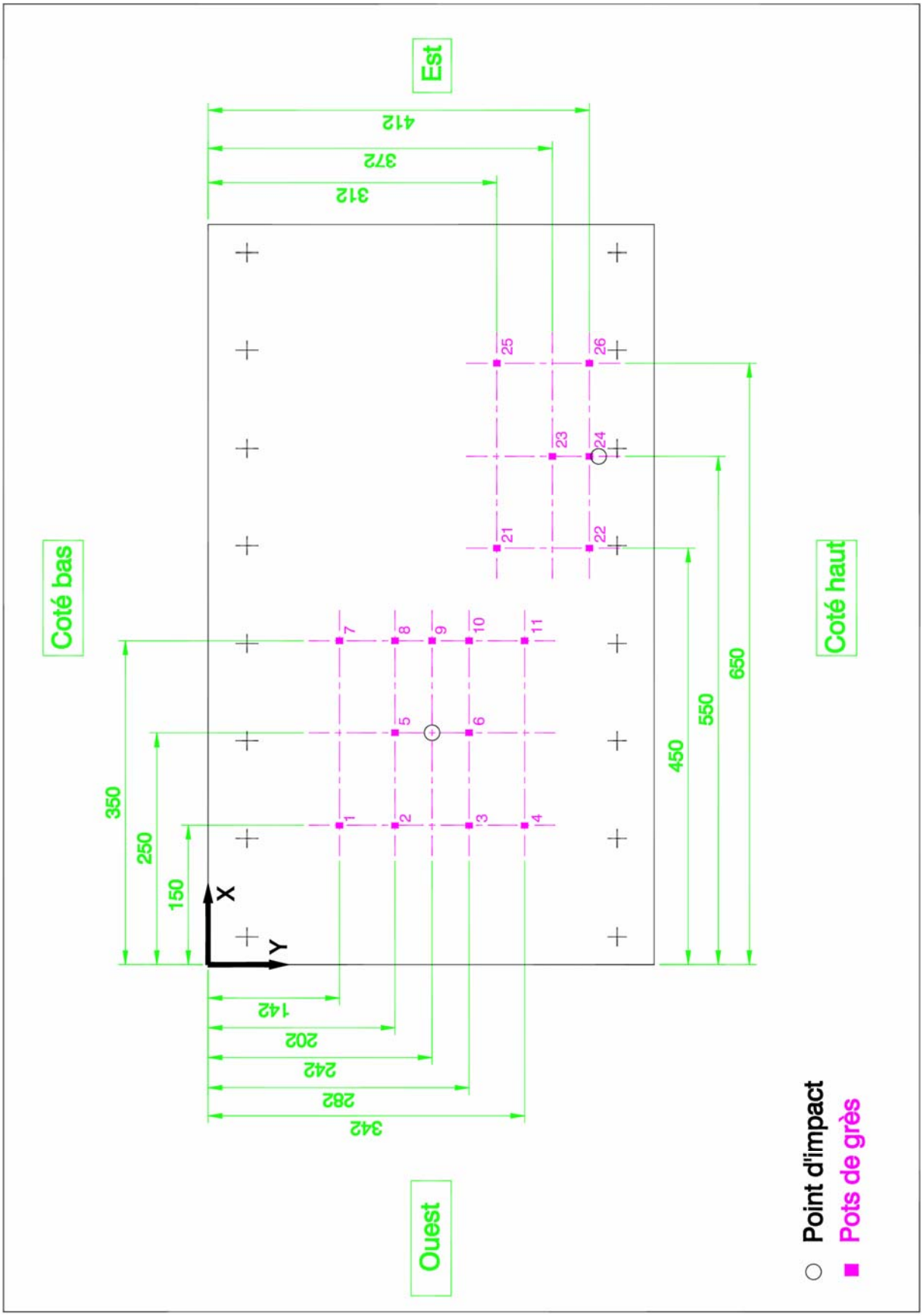
Contact	Elément	Contact → CONTAC49 KN = 70.10^6 $N.m^{-1}$

tableau 2 : récapitulatif des paramètres et hypothèses des modèles sous ANSYS

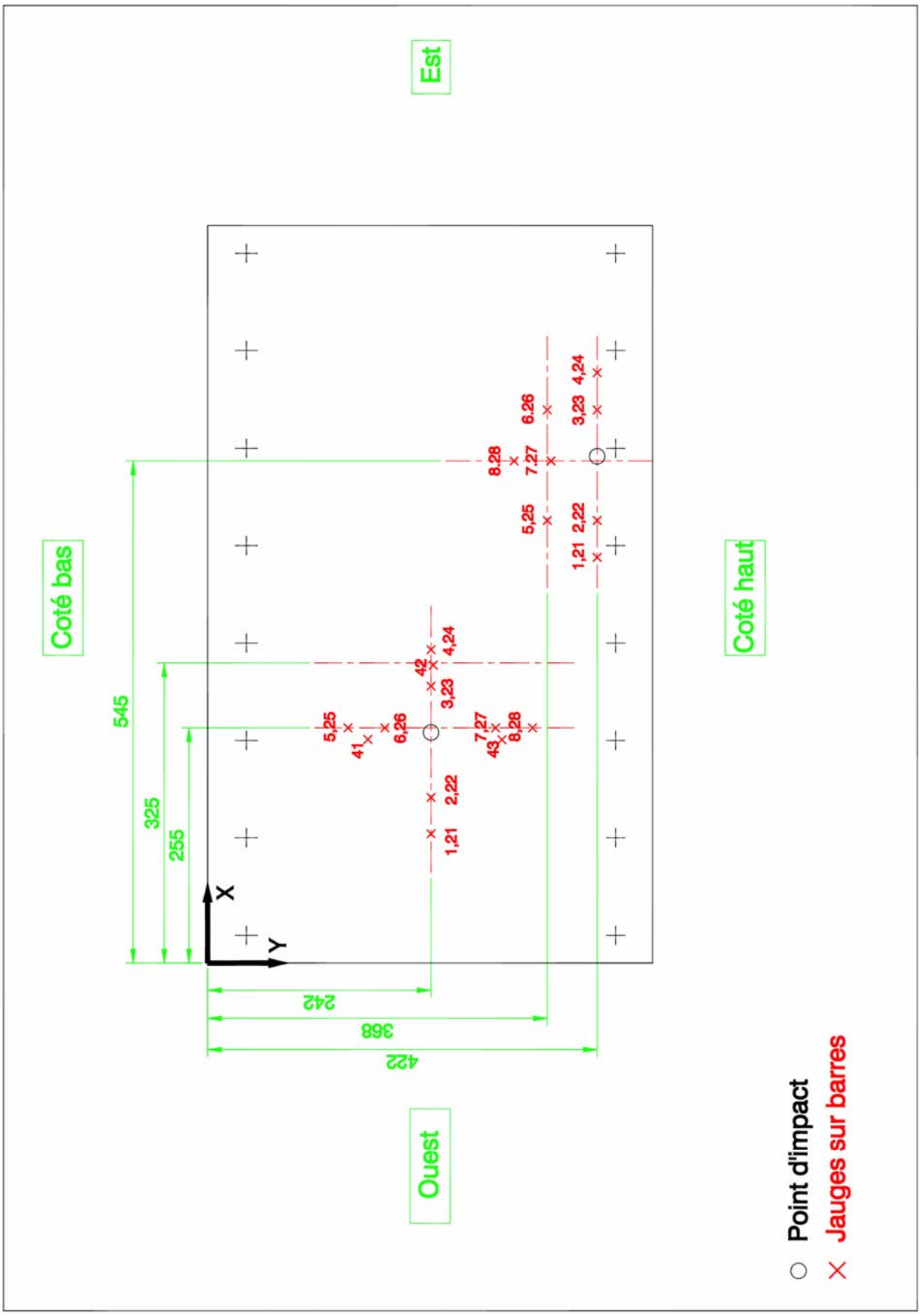
ANNEXE 5 : POSITION DES CAPTEURS POUR LES ESSAIS



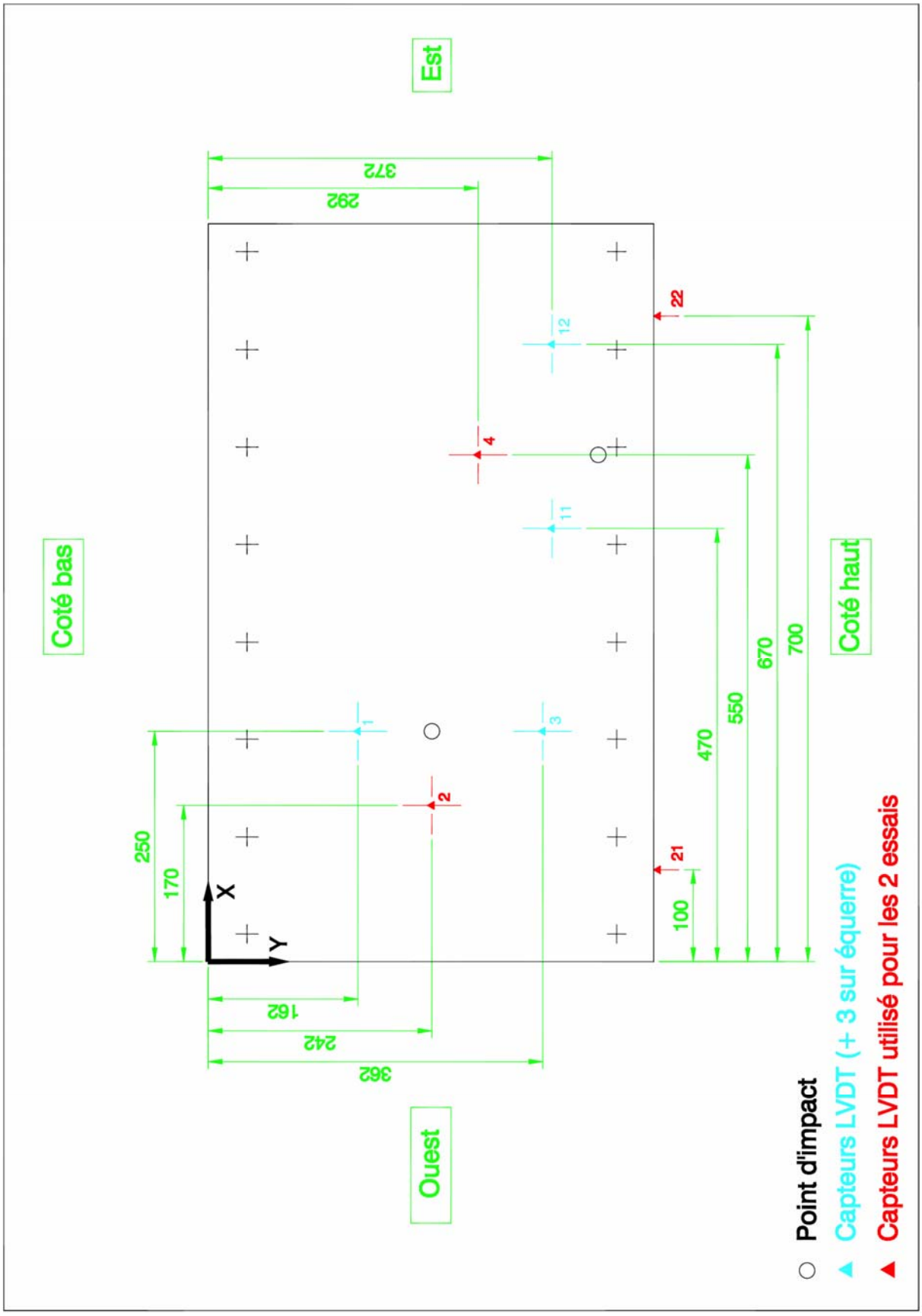
Dalle inclinée : position des accéléromètres



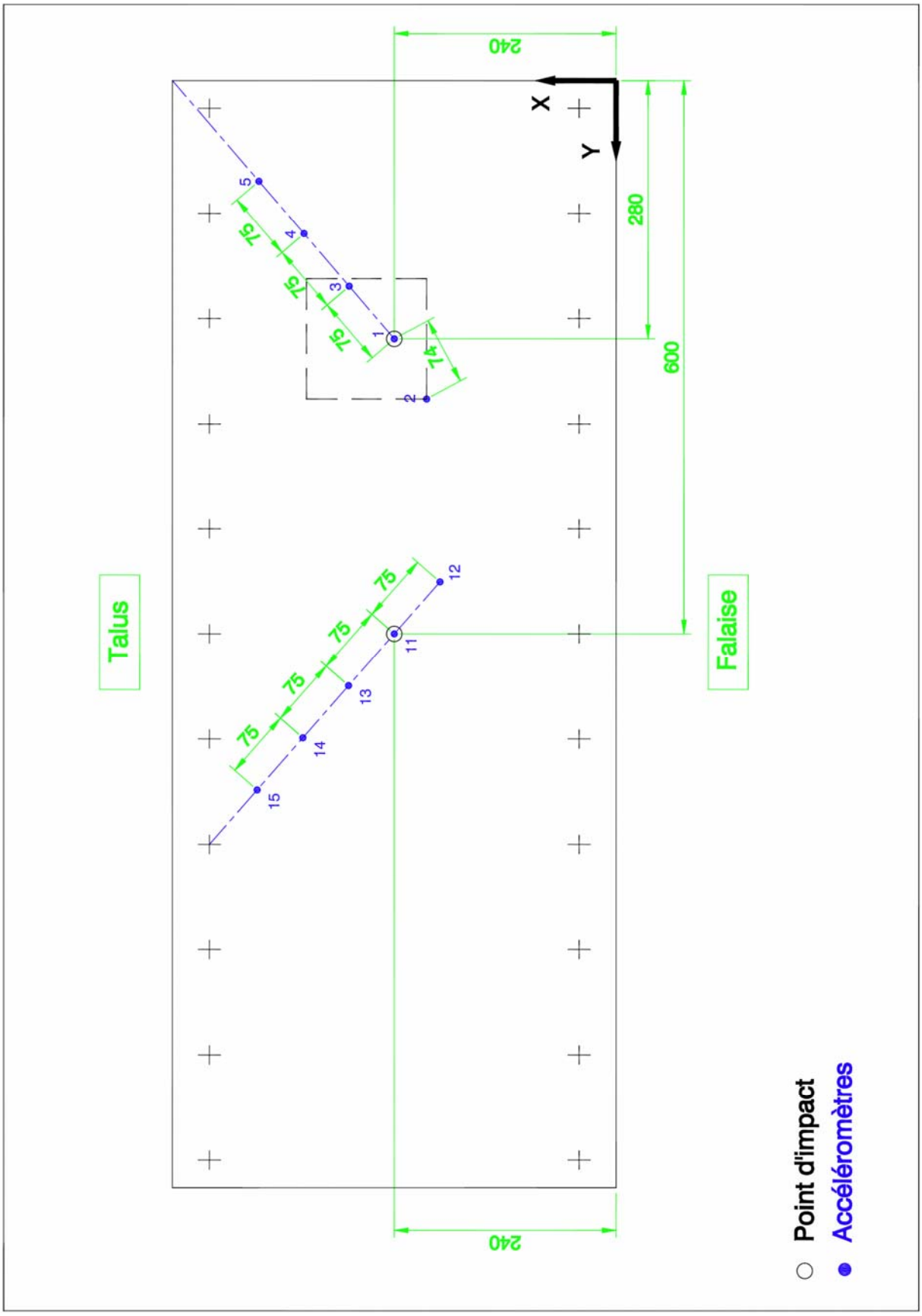
Dalle inclinée : position des pots de grès

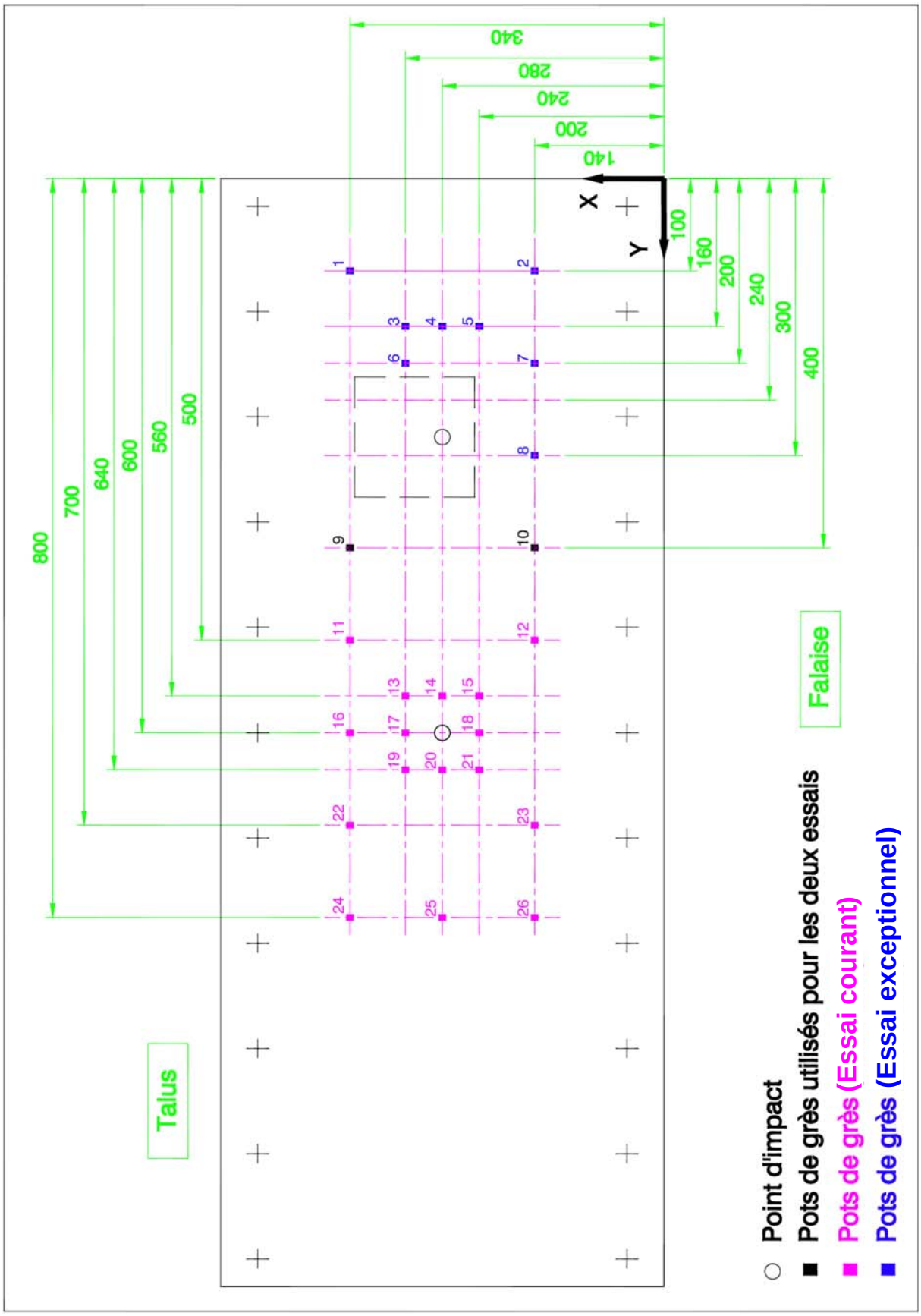


Dalle inclinée : position des jauges

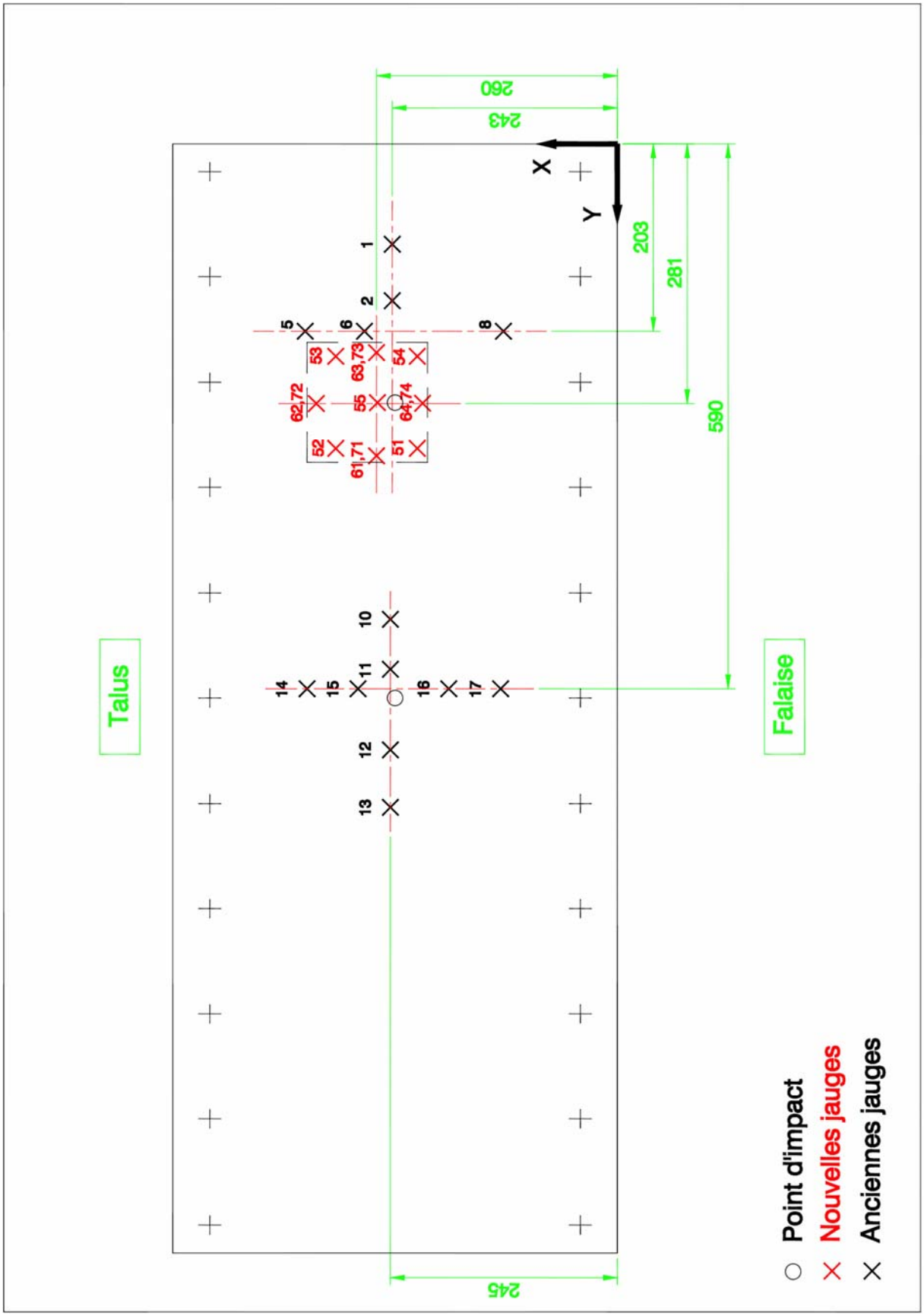


Dalle inclinée : position des capteurs LVDT

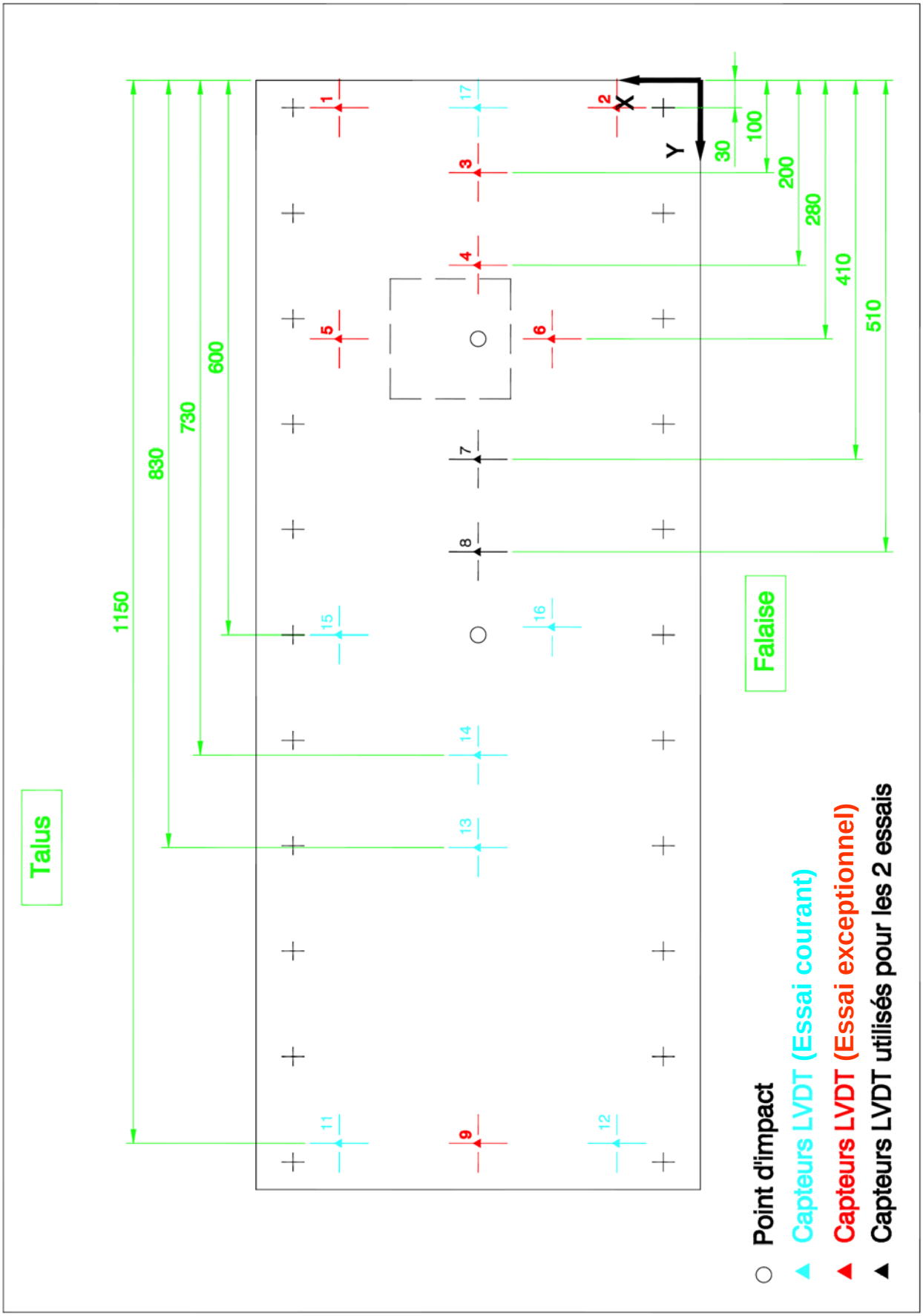

240
X
Y
280
600
75
75
75



Dalle horizontale : position des pots de grès



Dalle horizontale : position des jauges de déformation



Dalle horizontale : position des capteurs LVDT

Résumé :

Ce document traite des impacts de blocs rocheux sur les ouvrages de protection et plus particulièrement de leurs conséquences sur le dimensionnement et le suivi de tels ouvrages. La première partie est consacrée à des ouvrages innovants multicouches pour la protection de bâtiments contre des chutes de blocs avec des énergies inférieures au mégajoule (MJ). La deuxième partie est consacrée aux ouvrages de protection de type PSD (pare-blocs structurellement dissipant) avec dalle horizontale destinés à protéger des voies de circulation (routes, voies ferrées,…) soumis à des impacts de blocs rocheux pouvant aller jusqu'à 20 MJ. Les premières études ont été complétées ici par celle du fonctionnement des ouvrages PSD comportant une dalle inclinée. Enfin la dernière partie concerne le suivi des ouvrages PSD : comme cela est évoqué dans la deuxième partie, les PSD peuvent être endommagés lors d'impacts exceptionnels et il semble important de pouvoir effectuer un suivi de ces ouvrages en caractérisant les endroits où les impacts ont eu lieu mais aussi le niveau de sollicitation. Pour cela nous avons utilisé une approche fondée sur l'analyse inverse et les premiers résultats obtenus sont présentés. Enfin ce document se termine par une analyse de ces différentes approches et des pistes qu'il reste encore à explorer.

Mots-clés : béton armé, impact, dynamique, expérimentation, modèles simplifiés, éléments finis, ouvrage de protection, éléments discrets, analyse inverse

---

Abstract:

This document considers the consequences of rock falls on protective structures and especially their effects on the design and the monitoring of such structures. The first part is devoted to innovative multilayer structures for building's protection against rock falls with energies below the megajoule. The second part is devoted to rock-sheds like SDR (Structurally Dissipating Rock-shed) with an horizontal slab built to protect roads, railways, against rock falls impacts up to 20 MJ. The first studies have been completed here by the study of the behavior of DSP built with a sloped slab. The last part concerns the monitoring of DSP: as it has been discussed in the second part, the DSP may be damaged by exceptional impacts and it seems important to do a follow-up of these works by characterizing the impact location and the load level. For this, we used an approach based on inverse analysis and first results are presented. Finally this paper concludes with a discussion of the different approaches and ways which are to be explored.

Keywords: reinforced concrete, impact, dynamics, experiment, simplified models, finite elements, protective structure, discrete elements method, inverse problem