



HAL
open science

Structures rigides soumises aux avalanches et chutes de blocs : modélisation du comportement mécanique et caractérisation de l'interaction phénomène-ouvrage

P. Berthet-Rambaud

► **To cite this version:**

P. Berthet-Rambaud. Structures rigides soumises aux avalanches et chutes de blocs : modélisation du comportement mécanique et caractérisation de l'interaction phénomène-ouvrage. Sciences de l'environnement. Doctorat sciences et géographie, spécialité: mécanique et génie-civil, Université Joseph Fourier Grenoble I, 2004, 2004. Français. NNT : . tel-02583256

HAL Id: tel-02583256

<https://hal.inrae.fr/tel-02583256v1>

Submitted on 14 May 2020

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.

UNIVERSITE GRENOBLE 1 – JOSEPH FOURIER
SCIENCES & GEOGRAPHIE

THÈSE

pour obtenir le grade de

DOCTEUR DE L'UNIVERSITE JOSEPH FOURIER

Spécialité: Mécanique / Génie-civil

présentée par

Philippe BERTHET-RAMBAUD

Le 12 Juillet 2004

**Structures rigides soumises aux avalanches et chutes de blocs :
modélisation du comportement mécanique et caractérisation
de l'interaction "phénomène-ouvrage"**

Jury:

M. Bernard CAMBOU	Professeur, École Centrale de Lyon	Président
M. Victor SAOUMA	Professeur, Colorado University, USA	Rapporteur
M. François TOUTLEMONDE	Ingénieur HDR, LCPC, Paris	Rapporteur
M. François DUFOUR	Ingénieur, IFENA Valais, Suisse	Examineur
M. Jean-Marc TACNET	Ingénieur, Cemagref, Grenoble	Examineur
M. Jacky MAZARS	Professeur, INPG, Grenoble	Directeur de thèse
M. Laurent DAUDEVILLE	Professeur, UJF, Grenoble	Directeur de thèse
M. François NICOT	Chargé de recherche HDR, Cemagref	Invité

Thèse préparée au sein de
l'Unité de Recherche Érosion Torrentielle Neige et Avalanches du Cemagref de Grenoble
en collaboration avec le Laboratoire Sols Solides Structures de Grenoble et le Laboratoire
Régional des Ponts et Chaussées de Lyon.

A Marie & Cédric... cruelle avalanche... 21 février 2004

Remerciements

A la réflexion, un sous-titre de cette thèse, excusez du peu, aurait pu être "participation à la lutte contre la gravité". Bien sûr, ce moteur naturel des avalanches et chutes de blocs justifie à lui seul ces trois années de travail (même si ce dernier mot, presque négatif de nos jours, retranscrit assez mal mon sentiment au moment de conclure). Mais surtout, en rassemblant mes souvenirs devant ce paquet de plus de 250 pages (pas plus de 150 qu'ils disaient...), cette lutte contre la gravité apparaît bien comme un des maître-mots de toute cette histoire.

Il était donc une fois un ti'VAT (Volontaire Au Tourisme...) occupé à chatouiller la gravité du côté de Kourou en participant à son modeste niveau au projet spatial européen... et quatre ans plus tard, le voilà maintenant chargé de satelliser "à la descente" des blocs de béton dans des filets anti sous-marins. Drôle d'évolution, par la faute... ou plutôt grâce à quelques personnages eux aussi en lutte contre la pesanteur... administrative cette fois! Mes premiers remerciements vont ainsi à Jean-Marc Tacnet et Yves Montagne, sans qui vous ne seriez sûrement pas en train de lire ces lignes (et la suite, j'espère...). Jean-Marc, à l'époque jeune ingénieur plein d'avenir au Cemagref a tout fait et même plus pour que ce projet de thèse aboutisse, à commencer par supporter mes incessants et pressants messages transatlantiques.... En fait, plus que le fond du sujet lui-même, c'était le montage administratif qu'il s'agissait d'inventer entre le Cemagref et ma maison mère de l'Équipement. Yves Montagne, alors patron du Laboratoire Régional des Ponts et Chaussées au CETE de Lyon a finalement été l'Interlocuteur pour tenter cette expérience et m'autoriser à disposer de trois années de mon premier poste pour mener à bien cette thèse. D'autres ont sûrement aussi trempé dans cette affaire de manière plus ou moins anonyme: qu'ils soient également remerciés aujourd'hui.

Cette mise à disposition étant acquise (et je vous passe les tribulations intermédiaires, le DEA, ...), ma désorbitation des cocotiers Guyanais pouvait se passer dans les meilleures conditions vers le fameux bureau 196 du fin fond du couloir de la soufflerie au Cemagref. Cet autre aspect de la vie du thésard qui consiste à lutter contre la gravité ... de la situation doit beaucoup à mes deux colocataires, Thierry et Philippe, de ce haut lieu de l'interaction "phénomène-ouvrage". D'ailleurs, l'interaction quotidienne avec ces deux phénomènes Cantalou-Marseillais, entre parties de Blobby, virées Lautaresques ou tentatives d'améliorations sociales (avec de belles luttes même si notre mur de chantier nous a finalement résisté jusqu'au bout...) était aussi un sacré ouvrage et a rarement engendré la mélancolie. Quand pour arranger le tout, les autres tauliers du couloir, Caroline, Benoît, FX, Alexi, Hervé et David (du couloir un jour, du couloir toujours...), voire Stéphane (en est-il ?) participent aussi activement à cette sacrée ambiance, la notion de "travail" prend rapidement une toute autre connotation !

Tant que j'en suis aux adeptes de l'anti-gravité, mes remerciements les plus sincères pour le champion toute catégorie du feeling de la chose et des équations à la main, trouveur (en champignons...) plus que chercheur, adepte de la brouette à chenille, ami de l'Opinel et schpountz de cœur, Jean-Michel Taillandier, commandant de son état à la Taillio Limited®. Son expérience réellement pluridisciplinaire sauf peut-être dans le domaine du béton ou de la ceinture de sécurité, est très précieuse surtout qu'elle s'accompagne encore, malgré un âge déjà avancé, d'une curiosité de tous les instants et d'une sacrée fraîcheur mentale et physique. Il y a des gens comme ça qui marquent et Jean-Michel en est, donc merci pour ce bout de route ensemble, en espérant qu'on pourra mener à bien nos nouveaux projets !

Une thèse, c'est effectivement un nom en première page mais c'est aussi tout un environnement qui a été ici des plus favorables et agréables. J'en profite à ce titre pour saluer tous les collègues du groupement de Grenoble, permanents ou de passage, et surtout les membres de l'unité ETNA, avec des remerciements particuliers à Alain, Roland, Eric, bipro1, 2 (ce cher bipro2...) et 3 pour leur efficace collaboration informatique, Martine, Françoise et Huguette pour toutes les tracasseries quotidiennes et bien sûr le chef Didier pour tout le reste.

Au-delà de cet environnement quotidien, il faut bien évidemment aussi souligner l'environnement scientifique sans lequel cette thèse ne serait pas ce qu'elle est, à commencer par mon encadrement direct, d'abord avec Jean-Marc puis François Nicot qui a bien voulu relever le gant le moment venu. Notre relation a eu la chance de pouvoir dépasser le cadre purement professionnel avec de sacrées aventures Népalaises et montagnardes. D'ailleurs, encore désolé pour ce strapontin lors de ma soutenance mais les lois de constitution du jury sont ce qu'elles sont et merci pour ton "sacrifice". Toujours au rang de mes encadrants, une pensée également pour Michel Viktorovitch, mon correspondant au CETE qui a tracé la voie et assuré l'intérêt de mon futur poste avec Frédéric, successeur d'Y. Montagne, Pierre² et bien sûr tous mes nouveaux collègues dont la fameuse Josette.

Bien sûr, la règle impose aussi une direction de thèse et cette mission a été solidement assurée par Laurent Daudeville et Jacky Mazars au sein de l'équipe R&V du Laboratoire Sols Solides Structures (en passant, un salut amical à Sébastien, as de la bille, Véronique et tous les membres de cette équipe croisés au gré des réunions de suivi). Mes directeurs m'ont ainsi fait découvrir le monde insondable et passionnant de la simulation numérique en me permettant de profiter de leur prestigieuse expérience. Jacky a également été un sacré exemple à beaucoup d'égards, aussi bien humainement pour

rester toujours présent et assurer son soutien malgré les pires épreuves que professionnellement pour son dynamisme et sa façon de considérer la place de la recherche par rapport au monde opérationnel. A ce titre, l'étude menée pour le compte du Setra a été des plus formatrices (en espérant qu'on pourra continuer dans cette voie...) sans oublier les très sympathiques coopérations "transalpine" avec Antonella et "Franco-Libanaise" avec Yehia (Encore merci pour ce séjour inoubliable !). D'ailleurs, il faut aussi citer ici la mise à disposition par le CE-Gramat et la DGA de la sous-routine fortran du modèle PRM qui a été une des conditions de base pour l'existence de nos calculs. Plus que cela, l'expertise d'Alain Rouquand nous a régulièrement permis de sortir des ornières inhérentes à ce genre d'exercice parfois périlleux.

Cette thèse tripartite entre le CETE, le Cemagref et le Laboratoire 3S a en fait profité d'un contexte encore plus large et efficace avec la Fédération de Recherche RNVO (Risques Naturels & Vulnérabilité des Ouvrages) qui a été l'occasion de nombreuses rencontres dont certaines ont eu une influence directe sur ma thèse en en dépassant même parfois le cadre strictement scientifique. Ainsi parmi toutes les équipes intervenant dans les projets PIR et PRANE, je voudrais surtout saluer l'équipe du LOCIE, Pascal, Fabien, Michel, Jean-Pierre et Amen pour leur travail expérimental remarquable sur les dalles PSD et les remercier pour m'avoir laissé disposer "à ma guise" de toutes les données expérimentales nécessaires pour exploiter mes calculs. Bien sûr, je n'oublie pas non plus Jean Tonello, qui ne "pète ses fusibles" (si je peux me permettre malgré tout le respect qu'il inspire...) qu'à très bon escient et qui reste pour moi une rencontre précieuse.

Concernant maintenant l'expertise de terrain des dents défectives de Taconnaz, là aussi la collaboration de l'équipe des ouvrages d'art du CETE menée par Pierre Roenelle a été des plus efficaces, de même que celles de François Rapin pour son analyse du phénomène et de l'antenne de la DDE à Chamonix pour nous avoir laissé accéder à leurs archives.

Toujours dans le domaine des avalanches, nos expérimentations au Lautaret qui constituent sûrement la partie la plus "affective" de ces trois années, sont également le résultat d'un formidable travail d'équipe, cette fois entre le Cemagref et l'URGC-INSA autour d'Ali Limam. Je ne remercierai jamais assez ce dernier de m'avoir épaulé sur tous les aspects théoriques, numériques et de laboratoire de cette étude et nous avoir fait profité des compétences et des moyens de son équipe toujours dans la meilleure des ambiances. A ce sujet, une pensée particulière à Bruno, colleur de jauges hors pair et amateur de fondue à ses heures. D'un point de vue technique, je n'oublie pas non plus le travail d'Hervé en collaboration avec la société Saphir et Jean-Michel Challons pour mettre au point notre système d'acquisition et solutionner tous nos petits problèmes d'instrumentation. De même, un grand merci à Christian qui a géré l'ensemble de la fabrication des fusibles et à Fred responsable de l'atelier du Cemagref sans qui aucune de nos élucubrations métalliques n'aurait vu le jour, Bien sûr, ces expérimentations "grandeur nature" ne seraient rien non plus sans tous les coups de mains nécessaires, notamment pour les jours J: mes remerciements vont ainsi à tous nos pelleteurs, vigies et/ou porteurs d'un ou plusieurs jours en rappelant encore le rôle de notre Taillio national. Une mention spéciale également à Gaston Guglielmetti, entrepreneur acrobate spécialiste des chantiers d'extrêmes fins de saison (quand ce n'est pas de la saison suivante...chasse oblige) et coupeur d'aiguille à l'occasion, à Philippe Buyle, notre Directeur des Opérations, toujours patient et disponible même quand les mèches sont mouillées et aux responsables du jardin alpin qui nous autorisent l'accès à leur chalet pour des bivouacs de luxe. Enfin, que serait une journée au Lautaret sans l'accueil typiquement chaleureux, le café et les sacrés casse-croûtes de Roland et Odile? Autant d'éléments qui vont nous obliger à poursuivre ces manips dès l'hiver prochain en comptant désormais sur le renfort d'Emmanuel et Xavier!

Avant de terminer (quand même), une pensée aussi pour trois collaborateurs très particuliers, Aurélie, chef de chantier en pente, Cédric maçon numérique et Simon spécialiste en feuilles Excel pour cage d'armatures, stagiaires qui ont bien voulu me supporter et apporter leur studieuse contribution à cette thèse. Je n'oublie pas non plus Michel, Julien, Renaud, Sébastien, Jérôme et d'autres qui ont gravité à un moment ou à un autre autour de ces mêmes sujets.

Enfin, au moment du décompte final, je tiens aussi à remercier toute l'assistance pour ma soutenance et les membres "extérieurs" du jury pour avoir accepté notre invitation, en particulier Victor Saouma et François Toutlemonde pour avoir pris le temps de rapporter ce travail dans une période (toujours) chargée, Bernard Cambou pour avoir accepté d'être mon président d'un jour et François Dufour qui m'a fait l'amitié d'être présent en attendant, je l'espère, de futurs autres échanges.

Voilà donc, comme s'il n'y en avait pas encore assez, encore quelques pages supplémentaires mais qui sont bien nécessaires pour retranscrire un peu du contexte de ces trois années et exprimer tous les remerciements nécessaires (en espérant n'avoir oublié personne...). Comme doivent d'ailleurs le faire ressentir ces quelques paragraphes, cette période a été très riche sur de nombreux plans et je souhaite qu'elle ne constitue qu'une étape qui nous mènera vers de nouvelles collaborations désormais depuis le CETE-LRPC à Lyon et qui seront à nouveau l'occasion d'écrire quelques mots ensemble. En attendant, continuons la lutte contre cette gravité et à tous les sens du terme. Tchembé Raid !



Structures rigides soumises aux avalanches et chutes de blocs : modélisation du comportement mécanique et caractérisation de l'interaction "phénomène-ouvrage"

Résumé

Cette thèse aborde les phénomènes gravitaires rapides, avalanches et chutes de blocs, sous l'angle du génie-civil: des moyens existent désormais pour simuler le comportement de structures complexes soumises à des sollicitations dynamiques. Ainsi, la chute de blocs sur une dalle est modélisée grâce à un modèle d'endommagement pour le béton dans un code "éléments finis" selon un schéma d'intégration temporel explicite. Ce même outil est ensuite utilisé pour mener l'expertise numérique de la destruction de dents déflectrices paravalanches. Les résultats confirment le potentiel de cette approche numérique pour le domaine des risques naturels. Pourtant et avant une application opérationnelle, des méthodes simplifiées doivent être encore développées et la sollicitation mieux connue. Ainsi, l'interaction "phénomène-ouvrage" est finalement étudiée grâce à de nouvelles expérimentations qui caractérisent l'avalanche par analyse en retour du comportement de microstructures métalliques.

Mots clés : ouvrages rigides, avalanche, chutes de blocs, béton armé, modélisation numérique, éléments finis, modèle d'endommagement, expérimentations et expertise numériques, interaction "phénomène-obstacle", analyse en retour, campagne expérimentale, ingénierie des risques naturels.

Rigid structures submitted to snow-avalanches and rock falls: mechanical behaviour modelling and characterisation of "obstacle – phenomenon" interactions

Abstract

This thesis considers natural hazards such as snow avalanches and rock falls from a civil engineering point of view. Computational tools henceforth exist to simulate adequately the behaviour of complex structures subjected to dynamic loadings. In this context, impacts on a rock shed are modelled by means of a damage model for concrete coupled with an explicit time integration "finite element" tool. This approach is then used to analyse damages induced by an avalanche on deflective walls. Its relevance is clearly highlighted for natural hazards. However and prior to apply these powerful tools to engineering practices, simplified methods have still to be developed, as well as a better understanding of the phenomenon action is required. This last topic is studied through new experiments aiming at characterizing action of avalanche through the back-analysis of metallic microstructures behaviour.

Keywords : rigid structures, snow-avalanche, rock-falls, reinforced concrete, numerical modelling, finite elements, damage model, numerical experiments and assessment, interaction "phenomenon-obstacle", back analysis, on site campaign, engineering for natural hazards.

Table des matières

I. INTRODUCTION	15
II. ENJEUX SOUMIS AUX PHÉNOMÈNES GRAVITAIRES RAPIDES EN MONTAGNE : CONTEXTE	19
II.1. UN ACCROISSEMENT DES RISQUES	21
II.1.1. <i>Des enjeux multiples et multipliés.....</i>	21
II.1.2. <i>Des besoins croissants en protection.....</i>	23
II.2. LES PHÉNOMÈNES GRAVITAIRES RAPIDES.....	26
II.2.1. <i>Le dernier mot de la nature</i>	26
II.2.2. <i>Les avalanches de neige.....</i>	27
II.2.2.1. Maîtrise et imprévisibilité.....	27
II.2.2.2. Départ, écoulement, arrêt.....	29
II.2.3. <i>Les chutes de blocs</i>	31
II.2.3.1. Du versant à la pierre.....	31
II.2.3.2. Rupture, propagation et arrêt.....	33
II.3. LES MOYENS DE PROTECTION.....	35
II.3.1. <i>La défense temporaire active.....</i>	36
II.3.2. <i>La défense permanente active.....</i>	36
II.3.3. <i>La défense temporaire passive – réglementation.....</i>	38
II.3.4. <i>La défense permanente passive.....</i>	39
II.3.4.1. Les ouvrages rigides en béton armé	41
II.3.4.2. Les pratiques actuelles.....	42
II.4. UN OBJECTIF : CONCRÉTISER LES APPORTS DE LA RECHERCHE	45
III. MODÉLISATION DES OUVRAGES SOUMIS AUX PHÉNOMÈNES GRAVITAIRES RAPIDES	49
III.1. CAHIER DES CHARGES ET ESPRIT DES CHOIX	51
III.2. RÉOLUTION DU PROBLÈME MÉCANIQUE	52
III.2.1. <i>Une approche numérique</i>	52
III.2.2. <i>Éléments distincts ou éléments finis ?</i>	52
III.2.3. <i>Schéma d'intégration en temps: explicite ou implicite ?</i>	54
III.3. MODÉLISATION DES MATÉRIAUX	58
III.3.1. <i>Comportement réel, y compris en dynamique, des matériaux du génie-civil.....</i>	58
III.3.1.1. Comportement du béton	60
III.3.1.2. Comportement de l'acier.....	65
III.3.1.3. Comportement des néoprènes	68

III.3.2. Modélisation du comportement des matériaux.....	69
III.3.2.1. Modélisation du comportement du béton.....	69
III.3.2.2. Les autres matériaux : acier et néoprènes.....	87
III.4. INGÉNIERIE NUMÉRIQUE : MODÉLISATION DES STRUCTURES RÉELLES EN BÉTON ARMÉ ...	89
III.4.1. Maillage et dépendance.....	89
III.4.1.1. De la bonne modélisation des ouvrages... ..	89
III.4.1.2. Localisation et régularisation	91
III.4.2. Prise en compte du ferrailage et de l'interface acier béton	97
III.4.3. Caractérisation des matériaux	99
III.4.4. Introduction de la sollicitation et conditions aux limites	100
III.4.5. Modélisation des contacts	101
III.4.6. Utilisation de l'érosion.....	104
III.5. RÉOLUTION PRATIQUE DES CALCULS ET EXPLOITATION.....	106
III.5.1. Gestion des contacts entre entités en interaction	106
III.5.2. Paramètres numériques et amortissement.....	106
III.5.3. Choix d'un critère quantitatif d'initiation de la rupture des ouvrages	107
III.6. CONCLUSION	109
IV. EXPÉRIMENTATIONS ET EXPERTISE NUMÉRIQUES : SIMULATION DE DALLE PARE-BLOCS SOUS IMPACT ET ANALYSE DE LA DESTRUCTION DE DENTS DÉFLECTRICES PARAVALANCHES.....	111
IV.1. INTRODUCTION	113
IV.2. LES ESSAIS SIMULÉS	114
IV.2.1. Un domaine expérimental et numérique nouveau	114
IV.2.2. Les dalles pare-blocs structurellement dissipantes	115
IV.2.3. La maquette et les essais.....	117
IV.2.3.1. La maquette PSD à dalle horizontale.....	118
IV.2.3.2. Les essais	121
IV.3. MODÉLISATION COMPLÈTE DES ESSAIS DE CHUTE DE BLOCS SUR DALLES PSD	123
IV.3.1. Modélisation de la dalle	123
IV.3.2. Conditions d'appuis et aux limites de la dalle.....	124
IV.3.2.1. Appuis fusibles.....	124
IV.3.2.2. Dispositifs anti-soulèvement.....	126
IV.3.3. Modélisation du bloc	126
IV.3.4. Modèle complet et mise en œuvre des calculs	126
IV.3.5. Récapitulatif.....	128
IV.4. ANALYSE DES RÉSULTATS	129

IV.4.1. Phase pré-impact : pesanteur & influence d'un pré-endommagement	129
IV.4.1.1. Mise en place de la dalle sous pesanteur.....	129
IV.4.1.2. Influence d'un pré-endommagement	130
IV.4.2. Phase d'impact – lâcher n°4.....	133
IV.4.2.1. Recalage général	133
IV.4.2.2. Déroulement expérimental de l'impact.....	134
IV.4.2.3. Caractéristiques numériques du contact.....	135
IV.4.2.4. La modélisation de l'impact et de l'enfoncement de la dalle.....	141
IV.4.3. Évolution de la dalle post impact – lâcher n°4.....	145
IV.4.4. État final – niveaux d'endommagement	151
IV.4.5. Choc en rive – lâcher n°3	153
IV.5. BILAN POUR DES EXPÉRIMENTATIONS NUMÉRIQUES.....	158
IV.6. APPLICATION À L'EXPERTISE DE LA DESTRUCTION DES DENTS DÉFLECTRICES DE TACONNAZ.....	160
IV.6.1. Introduction	160
IV.6.2. Présentation du site	160
IV.6.3. L'avalanche du 11 février 1999 et ses dégâts.....	164
IV.6.3.1. L'expertise nivo-avalancheuse.....	164
IV.6.3.2. L'expertise structurelle des dégâts des dents n°9 et n°11	166
IV.6.3.3. Bilan de l'expertise de terrain : deux scénarios de rupture	173
IV.6.4. L'expertise numérique : analyse en retour par simulation.....	174
IV.6.4.1. Le modèle numérique	174
IV.6.4.2. Évaluation de la capacité résistante statique	175
IV.6.4.3. Dent n°11 sous sollicitation avalancheuse dynamique	181
IV.6.4.4. Dent n°9 sous l'impact d'un bloc et sollicitation avalancheuse.....	184
IV.6.5. Bilan de la destruction des dents déflectrices du dispositif de Taconnaz.....	187
IV.7. CONCLUSION.....	189
V. AXES DE DÉVELOPPEMENT ET PERSPECTIVES POUR UNE APPLICATION OPÉRATIONNELLE.....	191
V.1. INTRODUCTION.....	193
V.2. DES MODÉLISATIONS SIMPLIFIÉES	195
V.3. CARACTÉRISATION DE LA SOLLICITATION AVALANCHEUSE PAR ANALYSE EN RETOUR DU COMPORTEMENT DE STRUCTURES MÉTALLIQUES.....	198
V.3.1. Introduction.....	198
V.3.2. État des connaissances sur la sollicitation avalancheuse.....	199
V.3.2.1. Vitesse, densité et pression.....	199

V.3.2.2. Répartition spatiale de la pression.....	201
V.3.2.3. Interaction avec l'obstacle.....	205
V.3.2.4. Évolution temporelle de la pression	206
V.3.2.5. Une information à compléter pour le cas des ouvrages réels	207
V.3.2.6. Direction de la sollicitation	208
<i>V.3.3. Une nouvelle campagne expérimentale : objectifs & moyens.....</i>	<i>209</i>
V.3.3.1. L'obtention de profils spatio-temporels fiables	209
V.3.3.2. Un principe de mesure novateur et original pour le domaine des avalanches.....	210
V.3.3.3. Un compromis expérimental entre avalanches et structures	212
<i>V.3.4. Le dispositif expérimental</i>	<i>213</i>
V.3.4.1. Le site du Lautaret.....	213
V.3.4.2. Les expérimentations mises en place : des (micro)-structures fusibles comme macro-capteurs	216
<i>V.3.5. Les mesures effectuées – Résultats.....</i>	<i>219</i>
V.3.5.1. Préambule.....	219
V.3.5.2. Une opération en images	220
V.3.5.3. Profils de la pression maximale – saison 2002-2003	221
V.3.5.4. Évolution temporelle de la pression – saison 2003-2004.....	226
V.3.5.5. Bilan pour des profils spatio-temporels fiables	236
<i>V.3.6. Perspectives</i>	<i>236</i>
VI. CONCLUSION GÉNÉRALE.....	241
ANNEXE : SIMULATIONS DALLE PSD - FICHIER DE DONNÉES TYPE ABAQUS VERSION 6.4.....	247
TABLE DES FIGURES.....	261
BIBLIOGRAPHIE.....	271

I. Introduction

S'il n'y a pas de solution, c'est qu'il n'y a pas de problème

Devise SHADOK

Si les phénomènes liés aux manifestations de la nature ont toujours engendré fascination et parfois même terreur chez l'homme, ce dernier a rapidement appris à les apprivoiser ou le cas échéant à composer avec. Aux connaissances d'abord limitées et même à l'intuition empirique, le XX^{ème} siècle a ensuite apporté une consistance plus scientifique, notamment basée sur les avancées en mécanique et dans le domaine des géosciences. En premier lieu, ces développements se sont ainsi focalisés sur le phénomène lui-même, de son initiation à son arrêt en passant par sa propagation pour mieux en comprendre le fonctionnement intrinsèque. Or, si cela permet notamment d'apporter des éléments à la question de l'occurrence spatiale et temporelle de l'aléa, ces connaissances ont laissé presque sans réponse le second grand problème lié à la gestion des risques naturels : quid de l'interaction du phénomène avec les enjeux de notre société ?

En fait, ce dernier aspect s'avère beaucoup moins abordé, peut-être à cause de son caractère complexe, multiforme et pluridisciplinaire en faisant intervenir à la fois des aspects socio-économiques et structurels. Des travaux scientifiques sur ce thème existent mais restent encore trop rares et les pratiques opérationnelles en vigueur méritent d'être améliorées en profitant des moyens actuels et des progrès réalisés dans des disciplines connexes.

Ainsi, cette thèse a pour objectif de participer et de contribuer à cette amélioration en l'abordant sous l'angle particulier des structures rigides soumises aux phénomènes gravitaires rapides en montagne que sont les avalanches et les chutes de blocs. Il ne s'agit donc pas d'aborder l'aléa en tant que tel, de son initiation à son développement alors qu'il fait déjà l'objet de nombreuses recherches, ni de considérer toutes les manifestations gravitaires notamment "lentes". La nouveauté est plutôt d'étudier le phénomène pour et par son action et ses conséquences par rapport à un acteur essentiel de la protection, l'ouvrage.

L'avantage de ce point de vue est qu'il permet de profiter de la dynamique de recherche autour des domaines du génie-civil et des avancées de ces dernières années, notamment en terme de moyens de modélisation. Ici, il s'agit non seulement d'appliquer ces développements à l'étude du comportement d'ouvrages proprement dite mais aussi de les utiliser pour obtenir de nouvelles informations sur cette interaction cruciale "phénomène-ouvrage". Après avoir examiné le potentiel des outils de modélisation, l'originalité de ce travail est donc d'exploiter un état de développement plus avancé dans le domaine du comportement des structures pour améliorer la connaissance des influences mutuelles qui se produisent avec le phénomène naturel. A terme, il s'agit de mieux caractériser la sollicitation que subit effectivement l'ouvrage en situation réelle.

Pour cela, la démarche repose en particulier sur l'analyse en retour du comportement d'ouvrages, si possible suffisamment bien caractérisés. Nous verrons que cette analyse peut s'appliquer à des cas de pathologies réelles pour mener une expertise numérique mais aussi être exploitée plus spécifiquement pour servir de base à de nouvelles méthodes de caractérisation de la sollicitation : d'une certaine manière, il s'agit dans ce dernier cas de

créer artificiellement des pathologies pour les utiliser comme indicateur de l'action effectivement subie.

En parallèle, si notre approche se veut aussi exhaustive que possible en intégrant toutes les capacités et subtilités des outils de modélisation, l'objectif à terme est de développer des stratégies adaptées pour améliorer, sur le terrain, le dimensionnement des ouvrages soumis aux avalanches et aux chutes de blocs. Cette application en ingénierie opérationnelle nécessitera donc de traduire ces apports de connaissance issus de ce travail initial en profondeur vers des moyens dédiés. Ces "utilisables" se situent à plusieurs niveaux, de la simple prise en compte d'une sollicitation plus réaliste avec des dispositions constructives adaptées à l'outil spécifique complet intégrant une modélisation simplifiée.

Cet objectif ultime et ce lien fort vers les pratiques opérationnelles justifient ainsi le contenu et parfois le ton de cette thèse qui, après cette rapide introduction, s'organise en quatre parties principales. En premier lieu, quelques éléments de contexte rappellent l'essentiel sur les deux phénomènes étudiés, leurs conséquences sur les enjeux et les moyens et pratiques actuelles pour s'en protéger. Ensuite, une présentation des outils de modélisation disponibles et choisis permet de faire l'état de l'art actuel dans ce domaine. A partir de là, ces outils sont jugés d'une part au travers de la modélisation directe des essais d'impact sur dalle PSD (Pare-blocs Structurellement Dissipantes) et d'autre part appliqués à l'analyse numérique du comportement des dents défectives du dispositif paravalanche de Tacconnaz pour participer à l'expertise complète de leur destruction par l'avalanche du 11 février 1999. Cette partie montre en particulier les capacités des outils utilisés pour envisager des expérimentations numériques permettant de s'affranchir d'essais souvent lourds et coûteux ou pour aborder l'analyse en retour de pathologies par expertise numérique.

A partir de là, la dernière partie s'attache à détailler les perspectives et développements prévus et même initiés pour atteindre l'objectif d'une application dans les pratiques opérationnelles. Si la question des modélisations simplifiées n'est abordée que sous un angle bibliographique, les apports de l'analyse en retour du comportement de structures métalliques pour la connaissance avalancheuse sont décrits avec la mise en œuvre d'une campagne expérimentale originale et l'obtention de premiers résultats prometteurs.

II. Enjeux soumis aux phénomènes gravitaires rapides en montagne : contexte

La montagne n'est ni juste ni injuste, elle est dangereuse...

Reihnold MESSNER

II.1. UN ACCROISSEMENT DES RISQUES.....	21
II.1.1. DES ENJEUX MULTIPLES ET MULTIPLIÉS	21
II.1.2. DES BESOINS CROISSANTS EN PROTECTION	23
II.2. LES PHÉNOMÈNES GRAVITAIRES RAPIDES.	26
II.2.1. LE DERNIER MOT DE LA NATURE	26
II.2.2. LES AVALANCHES DE NEIGE	27
II.2.2.1. <i>Maîtrise et imprévisibilité</i>	27
II.2.2.2. <i>Départ, écoulement, arrêt</i>	29
II.2.3. LES CHUTES DE BLOCS	31
II.2.3.1. <i>Du versant à la pierre</i>	31
II.2.3.2. <i>Rupture, propagation et arrêt</i>	33
II.3. LES MOYENS DE PROTECTION	35
II.3.1. LA DÉFENSE TEMPORAIRE ACTIVE.....	36
II.3.2. LA DÉFENSE PERMANENTE ACTIVE.....	36
II.3.3. LA DÉFENSE TEMPORAIRE PASSIVE – RÉGLEMENTATION.....	38
II.3.4. LA DÉFENSE PERMANENTE PASSIVE	39
II.3.4.1. <i>Les ouvrages rigides en béton armé</i>	41
II.3.4.2. <i>Les pratiques actuelles</i>	42
II.3.4.2.1. Conception d'un ouvrage paravalanche.....	43
II.3.4.2.2. Conception d'un ouvrage pare-blocs	44
II.4. UN OBJECTIF : CONCRÉTISER LES APPORTS DE LA RECHERCHE	45

II.1. Un accroissement des risques

II.1.1. Des enjeux multiples et multipliés

Si pendant de nombreux siècles l'occupation des "monts maudits" s'est limitée à quelques moines le long des lieux de passage ou aux paysans dans les hautes vallées, la découverte de la vallée de Chamouny et de ses "Glacières" par les Anglais Windham et Poccoke en 1741 a marqué le début d'une ère nouvelle, celle du tourisme et du développement économique.

Ce développement, d'abord localisé autour des principaux axes de communication et de sites remarquables, s'est ensuite étendu aux vallées puis aux alpages et aux sommets. En effet, la maîtrise et l'utilisation de l'hydroélectricité, la fameuse houille blanche, par des pionniers comme Aristide Bergès a apporté dès la fin du XIX^{ème} siècle l'énergie nécessaire à l'installation d'industries lourdes (chimiques, métallurgiques, papetières...) qui ont ensuite assuré la prospérité des grandes vallées et de villes comme Grenoble pendant des décennies.

Après les premiers jeux olympiques d'hiver à Chamonix en 1924, l'industrie du ski et des sports d'hiver se développe également, d'abord dans quelques villages puis directement dans des stations créées de plus en plus haut et dont l'unique vocation est celle des loisirs. Après les deux guerres mondiales, la seconde moitié du siècle verra ainsi les créations successives de stations de différentes générations.

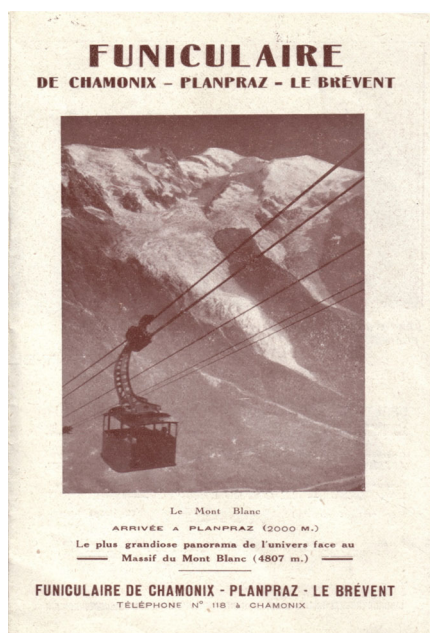


Fig. II. 1 - Dépliant touristique de 1929 (Collection PBR)

Aujourd'hui et avec l'évolution de l'économie mondiale, les industries traditionnelles ont globalement disparu de nos massifs alors que l'industrie des loisirs, hivernale et dans une moindre mesure estivale et thermale, n'a cessé de se développer. A titre d'exemple le département de la Savoie, à la première place française dans ce domaine, compte désormais 60 stations de ski alpin, plus de 1000 remontées mécaniques, 6 stations thermales, 17 sites de ski de fond pour un total de 30 millions de nuitées annuelles. D'un point de vue économique, les retombées et l'influence de l'activité touristique y sont prépondérantes, qu'il s'agisse de considérer l'immobilier (plus de 700 000 lits touristiques pour 373 000 habitants permanents – recensement 1999), l'emploi (en 2001, l'emploi salarié dans les communes stations de sports d'hiver représentait 27.4 % de l'emploi total du département en progression constante) ou simplement le dynamisme économique (le tourisme représenterait près de 50 % du PIB du département – en 2003, l'investissement lié aux domaines skiables savoyards s'est élevé à 131,4 millions d'euros [A&M 2003]).

En parallèle, la position des massifs montagneux, souvent aux frontières nationales, ainsi que l'augmentation des échanges internationaux par rail et route y induisent la présence d'axes de communication de première importance, empruntés par des milliers de wagons ou camions chaque jour de l'année et par des centaines de milliers d'automobilistes lors des grandes migrations des vacances. Typiquement, cette évolution a conduit à une présence plus étendue de la société avec l'installation d'enjeux dans des zones de plus en plus reculées. L'exemple parfait est celui des stations de ski créées ex-nihilo, tel Val Thorens, dans des lieux fréquentés jusqu'alors seulement par quelques bergers pendant la saison d'été. De fait, l'homme est venu à la rencontre de la montagne et s'est donc retrouvé plus régulièrement confronté aux manifestations naturelles qui peuvent s'y produire [Audrechy 2001]. Ces phénomènes et en particulier les phénomènes gravitaires rapides telles que les avalanches et les chutes de rochers ne sont pas nouveaux, sauf que désormais ils ne menacent plus seulement quelques "monchus" à dos de mulets mais des milliers d'usagers des routes ou du rail, des centaines d'occupants de résidences de vacances ou risquent de paralyser tout un massif et d'isoler une haute vallée.

Le problème qui nous intéresse est donc celui-là : de nombreux enjeux de notre société sont désormais installés dans des zones dites "à risque", c'est-à-dire qu'ils peuvent être confrontés à un aléa tout à fait naturel (même si certains pensent que le dérèglement climatique pourrait les rendre encore plus fréquents) mais pouvant être destructeur et même fatal. Cette notion d'aléa intègre ici à la fois les caractéristiques du phénomène et sa probabilité d'occurrence.

Là où nos anciens avaient pris conscience du danger et se contentaient modestement de ne pas s'aventurer, une population qui n'a pas le sentiment d'avoir choisi consciemment le risque, est désormais installée à l'année, même au pire des conditions naturelles. Surtout cette occupation (ou le maintien des axes de communication) doit être assurée presque à tout prix au regard de tous les enjeux concernés. Cette notion nouvelle justifie ainsi tous les efforts qui sont faits désormais pour protéger biens, activités et personnes notamment par rapport à l'évaluation de ces vies ou infrastructures et au coût d'indisponibilité économique

correspondant. A partir de là, il s'agit donc de gérer correctement le risque, conjonction de la présence de ces enjeux et aléas [Wilhelm 1998] en assurant une protection appropriée.



Fig. II. 2 – Les "chenilles processionnaires" ou la (sur)-fréquentation des montagnes vue par Samivel

II.1.2. Des besoins croissants en protection

La solution consiste ainsi à développer des parades et des moyens de protection mais cette tâche est relativement difficile pour plusieurs raisons :

- Tout d'abord et malgré toutes les études et recherches en cours, les aléas concernés restent naturels et sont à ce titre partiellement imprévisibles et de toute façon variés dans leur forme et leur intensité. Il s'agit donc de savoir les déceler dans l'espace (que peut-il se produire et où ?), dans le temps (quand cela va-t-il se produire ?) et en évaluant également l'intensité prévisible (combien ?) et la fréquence pour pouvoir commencer à apporter une protection fiable. La conjonction de ces quatre questions rend la tâche très délicate.
- Ensuite, les enjeux à protéger sont variés : habitations isolées ou villages, maison ou immeuble, bâtiment ou axe de communication... Les réponses en terme de protection seront donc différentes et adaptées à chaque cas en fonction de l'aléa traité.
- Enfin, qu'il s'agisse de moyens de protection existants ou projetés, leur installation et leur entretien coûte souvent cher à la société (entre 20 000 et 30 000 € par mètre

linéaire pour une galerie de protection routière). Dans le système actuel et même si la solution optimale peut être techniquement finalisée sur le papier, sa réalisation est toujours suspendue aux budgets disponibles et en concurrence avec tous les autres besoins de la société. Ainsi et faute de mieux, il ne manque pas d'exemple de galeries de protection routière un peu courte ou de protections seulement partiellement réalisées.

Pour améliorer cette situation, il s'agit pour la communauté technique et scientifique de travailler à différents niveaux :

- Tout d'abord et de manière évidente, la connaissance du phénomène est primordiale. D'un point de vue général, cette connaissance doit intégrer les processus de formation ou de déclenchement ainsi que leur localisation. Ensuite, le développement du phénomène lui-même doit être abordé jusqu'à son évolution et son extension finale. Concernant maintenant plus précisément la protection et les ouvrages, il s'agit aussi d'étudier ce qui se passe à leur échelle en terme d'interaction avec le phénomène. En effet, cette interface entre le phénomène et l'ouvrage (ou plus généralement l'obstacle) est celle qui va conditionner la transmission de l'énergie à la structure. Il est donc important de bien connaître ce qui s'y passe pour ensuite être capable d'optimiser les géométries et de définir correctement les caractéristiques de la sollicitation subie par un ouvrage dans des conditions réelles.
- Ensuite et une fois la sollicitation définie, y compris par la manière dont elle s'applique dans le temps et dans l'espace, l'objectif est d'être capable de concevoir et de construire un ouvrage résistant. Or, aujourd'hui, les méthodes de dimensionnement employées se basent sur les approches réglementaires type BAEL [BAEL 1992] qui ne permettent pas de prendre correctement en compte certains aspects essentiels de la sollicitation : en particulier, les forces qui conditionnent le caractère dynamique de la sollicitation, ne sont pas directement intégrées. Par ailleurs, le fait de traiter de phénomènes naturels, avec des probabilités d'occurrence plutôt faibles, est différent de la situation d'un ouvrage fonctionnel et classique comme un pont. Ainsi, l'application stricte du règlement est parfois difficile notamment pour choisir entre les combinaisons d'action "service", "ultime" et "accidentel" dont l'application est moins adaptée au contexte particulier des risques naturels. Sur ce point, le débat n'a d'ailleurs pas encore pu aboutir et les pratiques diffèrent d'un projeteur à l'autre [Calgaro 2000]. Il est donc intéressant de pouvoir traiter ces ouvrages soumis aux phénomènes gravitaires rapides de manière nouvelle et plus déterministe. L'objectif est ici très clair : il s'agit de savoir finalement à quoi correspond exactement un dimensionnement donné et ce dont il est capable dans un contexte réaliste. En effet, la mise en place d'une démarche de dimensionnement statique ne permet finalement pas de connaître précisément la capacité effective d'un ouvrage en conditions réelles, puisque incluant d'un côté des marges de sécurité sur le comportement attendu des matériaux et de l'autre mésestimant la sollicitation effectivement subie. A terme,

des améliorations dans ce domaine permettront d'optimiser les structures, donc de limiter les coûts et de mieux gérer le risque.

- Enfin en prolongement du point précédent, il s'agit aussi d'apprendre à diagnostiquer et à évaluer l'état de structures existantes. En effet, un patrimoine important d'ouvrages de protection existe et vieillit sans qu'on ne soit forcément capable de juger de leur capacité résiduelle à assumer leur fonction.
- Pour terminer, l'ensemble de ce travail ne pourra trouver une application concrète et efficace s'il se cantonne au domaine de la recherche. Typiquement, ce type de sujet doit forcément se confronter au terrain pour progresser et un effort doit ensuite être fait pour transférer les connaissances acquises, aussi bien en terme de méthodes ou d'outils spécifiques, en ingénierie et en expertise. Cette application opérationnelle est d'autant plus importante et intéressante que ces domaines sont largement demandeurs.
- Il faut également noter ici que l'étude des ouvrages soumis aux phénomènes naturels et en particulier gravitaires rapides est relativement nouvelle. Au jour d'aujourd'hui, peu ou pas de travaux n'ont été menés sur ce point et de toute façon, l'existant n'intègre pas du tout les derniers développements techniques et scientifiques dans le domaine des ouvrages et du génie-civil.

Cette thèse s'insère ainsi dans ce contexte en abordant, pour les avalanches et les chutes de blocs, les différents points listés ci-dessus pour le cas des ouvrages rigides et plus particulièrement en béton armé. La contribution est donc multiple et nouvelle, et ouvre la voie à des développements plus approfondis pour permettre une amélioration effective des méthodes et des moyens de protection actuels.

Bien sûr, l'ensemble de ce travail ne traite que la partie technique (vulnérabilité structurelle) du problème et la réponse globale doit également intégrer l'ensemble des aspects socio-économiques qui y sont liés [Penel & Marco, 1991] [Manche 2000].

II.2. Les phénomènes gravitaires rapides.

II.2.1. Le dernier mot de la nature

Les catastrophes naturelles, recensées par le principal réassureur mondial Munich Re, font régulièrement plusieurs dizaines de milliers de morts chaque année (environ 11000 en 2002, 25000 en 2001...) avec une moyenne annuelle de 650 événements majeurs [Munich Re 2002]. Les dégâts s'estiment ainsi en plusieurs dizaines de milliards de dollars chaque année (55 Md \$ en 2002 selon la même source). La cause principale de ces pertes humaines et matérielles est constituée des "grands" aléas liés à la géodynamique interne [Dagorne & Dars 2001] tels que les séismes (le tremblement de terre qui a dévasté la ville de Bam dans le sud-est de l'Iran le 26 décembre 2003 a fait à lui seul plus de 40 000 victimes), les éruptions volcaniques (l'éruption du Nevado del Ruiz en Colombie a fait 22 000 victimes en 1985) ou les Tsunamis (plusieurs milliers de morts dans la région d'Aitape en Papouasie en 1998).

Viennent ensuite les phénomènes météorologiques et climatiques : sécheresses ou tempêtes, vagues de chaleur ou de froid, inondations ou neige, cyclones ou tornades ... qui, s'ils peuvent donner des bilans aussi catastrophiques en terme de vies humaines, sont également générateurs de nombreux dégâts matériels [Ledoux 1995].

Les phénomènes gravitaires en montagne, liés à la géodynamique externe, tels qu'avalanches de neige, laves torrentielles, éboulements, chutes de blocs (rapides) ou glissements de terrain (lents), ne représentent finalement que des aléas mineurs en comparaison des fléaux naturels de grande ampleur évoqués ci-dessus. Pourtant et par l'importance des enjeux, dans une société moderne où l'acceptation du danger est moindre [Dauphiné 2003], ces phénomènes génèrent aussi un risque qui justifie les investissements et les développements techniques et scientifiques qui y sont consacrés. Il faut d'ailleurs noter des bilans non négligeables faisant état de plusieurs dizaines de victimes [MATE 2002].

Cette thèse s'intéresse ainsi plus particulièrement aux phénomènes gravitaires rapides que sont les avalanches et les chutes de blocs dans leur interaction avec les ouvrages. Ces phénomènes, animés par la gravité, développent des énergies cinétiques soudaines et importantes au cours de leur propagation et présentent à ce titre une menace pour tous les enjeux des zones de montagne. D'ailleurs, la raison principale pour les considérer dans la même étude tient justement au fait que notre point de vue est celui des enjeux et plus particulièrement des ouvrages de protection.

II.2.2. Les avalanches de neige

II.2.2.1. Maîtrise et imprévisibilité

Connues et décrites par les chroniqueurs dès l'Antiquité (en 218 avant J-C déjà, Hannibal et ses éléphants traversant les Alpes avaient eu à en pâtir), frappant toujours les esprits et faisant souvent la une des médias, les avalanches représentent un phénomène naturel complexe et aujourd'hui encore, difficile à comprendre et à prévoir. A l'échelle du globe, cet aléa n'est pourtant guère meurtrier avec une moyenne annuelle de 500 morts [Dauphiné 2003].



Fig. II. 3 - Noce surprise par une avalanche près du village d'Argentière - Eugène Guérard – XIX^{ème} siècle

Conséquence de la présence de neige sur une pente, les avalanches font surtout leurs victimes dans les rangs des alpinistes ou des skieurs et plus largement des pratiquants de la montagne. Entre 1972 et 2001 en France [ANENA 2001], on dénombre ainsi 1206 accidents ayant fait 905 morts soit une moyenne annuelle de 40 accidents et 30 décès. Les pratiquants de la montagne en représentent près de 94 % alors que pour ce qui nous intéresse, une moyenne de deux décès est à déplorer concernant les victimes dans des habitations ou sur les routes. Pourtant il existe toujours un risque non nul d'accidents de masse.

Ainsi, si l'avalanche de la vallée du Koban dans le Caucase Russe en 2002 [MEDR 2003] paraît assez exceptionnelle par son ampleur et le nombre de ses victimes (113), des catastrophes plus proches de nous sont aussi là pour le rappeler :

En 1970, le chalet de l'UCPA à Val d'Isère est touché : on dénombre 39 morts. Suite à cette tragédie, des moyens supplémentaires seront apportés à la recherche avec notamment la naissance de la division nivologie du Cemagref et la création de l'ANENA (Association Nationale d'Étude de la Neige et des Avalanches).

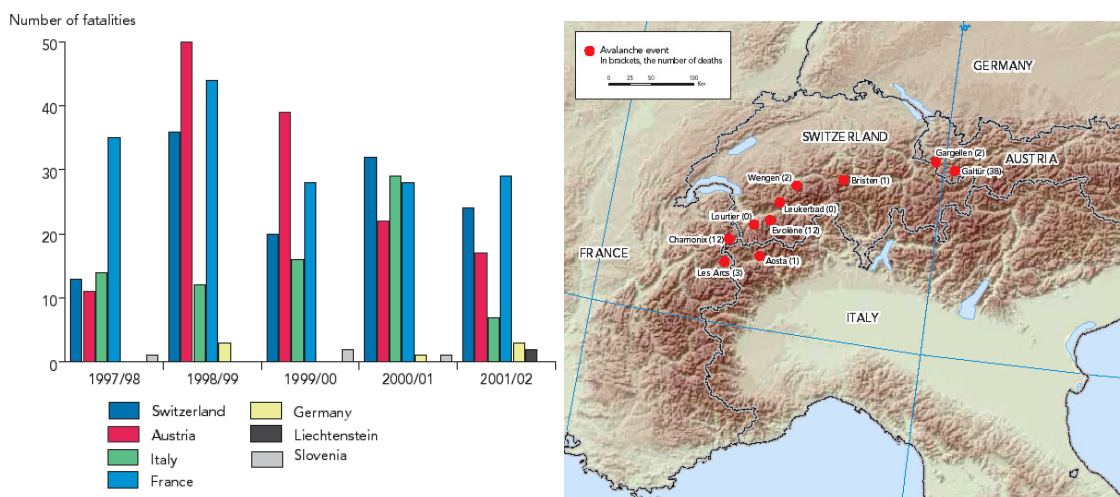


Fig. II. 4 - Victimes des avalanches dans les pays de l'arc alpin entre 1997 et 2002 et bilan de la crue avalancheuse de février 1999 en Europe [EEA 2003]

En février 1999, une crue avalancheuse fait plus de soixante victimes dans les Alpes du nord en Europe : Montroc près de Chamonix (17 chalets détruits, 12 morts), Evölène en Suisse (9 chalets ensevelis, 12 morts), Galtuer et Valzur en Autriche (38 morts).



Fig. II. 5 - Montroc 1999 : opérations de recherche des victimes et état du site 3 mois après (Cemagref F. Rapin & PBR)



Fig. II. 6 – Montroc 1999 : dégâts sur les habitations (Cemagref F. Rapin & PBR)

II Enjeux soumis aux phénomènes gravitaires rapides en montagne : contexte

En parallèle à ces catastrophes marquantes, les avalanches sont également la cause de difficultés d'exploitation des domaines skiables et des routes ou de dégâts matériels sur des infrastructures ou des bâtiments. Six cent communes sont ainsi concernées en France et dans certains pays comme l'Islande ou la Turquie, ce sont des villages entiers qui sont menacés.

II.2.2.2. Départ, écoulement, arrêt...

Du point de vue étymologique, le terme "avalanche" semble provenir du verbe latin *labi* qui signifie glisser [Ancey 1996] et que l'on retrouve fréquemment dans la toponymie locale : Les Lanches, le Lavancher... Pourtant, donner une définition concise et précise du phénomène n'est pas forcément évident tant il est multiforme, avec des échelles de temps et d'espace très variables. D'autre part d'une vallée à l'autre, la terminologie peut changer avec un foisonnement de termes descriptifs pas toujours traduisibles : cui, volante, avalanche de poudre, avalanche de fond...

Dans un premier temps, nous nous contenterons donc de l'acceptation scientifique du terme "avalanche" : une avalanche est un écoulement gravitaire rapide de neige, suite à une rupture du manteau neigeux. Le terme gravitaire rappelle que le moteur de ces écoulements est la gravité. L'échelle de temps est la seconde, voire la minute, celle d'espace varie de la dizaine à plusieurs centaines de mètres. De même, le volume de neige engagé peut varier de quelques mètres cubes au million [Ancey 2001]. A noter que l'avalanche se distingue d'un autre phénomène gravitaire lié à la neige mais qui, lui, est lent, à savoir la reptation du manteau neigeux (Fig. II. 7).



Fig. II. 7 - Reptation du manteau neigeux (Cemagref)

La classification internationale de l'UNESCO [UNESCO 1981] définit, à partir de critères morphologiques de l'écoulement, trois zones dans une avalanche : les zones de départ, d'écoulement et d'arrêt. C'est dans la zone de départ que se produit la rupture initiale du manteau neigeux instable (départ ponctuel, en plaque dont les fameuses plaques à vent...) et où la neige se met en mouvement. Dans la zone d'écoulement, la neige peut être reprise ou déposée par l'avalanche, avec un transit déterminé en partie seulement par le relief du site : chenal, couloir ou versant entier. La zone d'arrêt ou de dépôt est la zone de décélération où la neige et les débris se déposent et l'avalanche s'arrête.



Fig. II. 8 - Zone de départ, cassure d'une avalanche en plaque (Cemagref)

Les scientifiques classent plutôt les avalanches par rapport à l'écoulement, d'un point de vue dynamique.

- *Avalanche de neige dense ou avalanche coulante* : ce sont des écoulements de neige coulant le long du sol en suivant le relief avec une vitesse relativement faible (inférieure à 30m/s) et une densité importante (supérieure à 150 kg/m^3). L'échelle de hauteur d'écoulement est le mètre. Sous nos climats tempérés, c'est le cas classique de l'avalanche de neige humide au printemps. Par son inertie, elle peut provoquer des dégâts importants.



Fig. II. 9 - Avalanches de neige humide (Cemagref)

- *Avalanche aérosol ou avalanche de neige poudreuse* : il s'agit d'écoulements formés au départ de neige fraîche, légère et peu cohérente, accumulée sur de fortes pentes ($>30^\circ$). L'écoulement est rapide (jusqu'à 100 m/s) sous la forme d'un nuage qui résulte d'un mélange d'air et de particules de neige. Cet aérosol est composé de grandes bouffées turbulentes accompagnées d'une onde de pression (souffle) dont la trajectoire n'est pas entièrement déterminée par le relief. L'échelle de hauteur est

ici de l'ordre de la dizaine de mètres (voire centaine pour les plus importantes). Là aussi, les surpressions développées peuvent être importantes et provoquer des dégâts considérables.



Fig. II. 10 -Avalanche aérosol, versant nord du K2 en Himalaya (Cemagref, P. Beghin)

En fait, un aérosol pur est assez rare et on observe en général des *avalanches mixtes* possédant les deux caractéristiques : une partie dense à la surface de laquelle va se développer une partie aérosol.

II.2.3. Les chutes de blocs

II.2.3.1. Du versant à la pierre

Les chutes de blocs font partie des mouvements de terrain qui regroupent l'ensemble des déplacements, plus ou moins brutaux, du sol ou du sous-sol, d'origine naturelle ou anthropique. Il faut cependant rapidement distinguer les mouvements lents et continus tels que les affaissements, les tassements, les phénomènes de gonflement-retrait des sols très argileux et certains glissements de terrains des mouvements rapides et discontinus. Les écroulements ou éboulements et les chutes de blocs font partie de cette dernière catégorie. Ils résultent de l'évolution des falaises allant, selon les volumes de matériaux mis en jeu, de la simple chute de pierre (inférieur à 0.1 m^3) à l'écroulement catastrophique (supérieur à 10 millions de m^3).

La distinction entre éboulements et chutes de blocs tient avant tout au nombre d'entités en mouvement. En théorie, une chute de bloc est limitée à un seul bloc qui se déplace. En pratique et du fait des possibles divisions et fractionnements du bloc initial au cours des différents rebonds de sa trajectoire, on parlera encore de chutes de blocs lorsque le nombre de blocs reste faible. Les éboulements concernent la chute d'un grand nombre de blocs.

De la même manière que les avalanches, ce phénomène ne date pas d'hier et on en retrouve trace dans de nombreuses archives. Historiquement, on peut notamment citer l'éboulement

du Mont Granier (estimé à 500 000 000 m³) près de Chambéry en 1248, qui fit plusieurs milliers de victimes. Actuellement, des glissements très importants, amorcés depuis plusieurs années (pour l'instant de manière lente) et amenés à générer de gros éboulements, sont sous haute surveillance, comme les Ruines de Séchilienne dans la Vallée de la Romanche ou la Clapière dans la Vallée de la Tinée.



Fig. II. 11 - Chutes de blocs. Gravures sur bois du 16ème siècle (Bibliothèque municipale de Grenoble).

Les enjeux potentiellement touchés par ce phénomène sont donc nombreux et on recense en France environ 4500 communes concernées par les risques liés aux mouvements de terrain dans leur ensemble. Pourtant les statistiques sont ici moins précises que pour les avalanches (il n'existe pas de base de donnée équivalente à l'Enquête Permanente sur les Avalanches pour les chutes de blocs). Il est donc difficile de faire un bilan exhaustif des victimes de ce phénomène particulier. Pour autant et là encore sans s'intéresser aux alpinistes touchés par quelques chutes de pierres pendant leurs escapades verticales, divers évènements nous rappellent l'existence bien réelle de ce risque pour tous : l'un des derniers en date est l'éboulement dans le Vercors d'une partie de la falaise sur la route dans les gorges de la Bourne avec 2 personnes écrasées dans leur voiture...



Fig. II. 12 - Éboulement sur la route des gorges de la Bourne (Dauphiné Libéré du 31/01/2004)

Concernant par exemple le département de l'Isère, les chutes de pierre de petit volume sont quotidiennes, essentiellement dans la Vallée de la Romanche et sur les routes du Vercors et de la Chartreuse. Pour les plus gros volumes, le seul secteur du "Y Grenoblois" a connu, au cours du siècle passé, une moyenne d'un éboulement de plus de 100 m³ par an, un éboulement de l'ordre de 10 000 m³ tous les 20 ans et un de l'ordre de 100 000 m³ tous les 80 ans [Interreg II C 2001].

Comme pour les avalanches, on ne compte plus non plus les bâtiments touchés et surtout les perturbations liées à ce phénomène : route fermée ou déviée, trafic interrompu... Toujours dans le département de l'Isère, plus de 50 % du budget "risque naturel" de la DDE est ainsi consacré à la protection des routes vis-à-vis des chutes de blocs.

II.2.3.2. Rupture, propagation et arrêt...

Lors de la surrection des chaînes de montagnes, la roche a subi de fortes contraintes tectoniques mais sa rigidité a fortement limité sa capacité de déformation et a rapidement conduit à la rupture. Dans les roches massives comme les granits, la masse est prédécoupée par un réseau de fractures qui sont les seules discontinuités. Dans les roches sédimentaires, la stratification vient encore accroître le découpage de la masse rocheuse [Besson 1996].

A partir de là, l'altération et la dégradation du massif vont conduire à l'ouverture progressive de certaines fractures avec détachement et chutes de blocs rocheux dès que l'équilibre entre les forces de contact et la gravité n'est plus assuré. Cette rupture, qui peut être plus ou moins rapide, peut également être favorisée par d'autres phénomènes naturels : séismes, gel-dégel, pluie...



Fig. II. 13 - Chute d'un bloc sur une habitation à Barjac (Lozère) le 05/10/1995 (CETE Lyon – P. Guillemin)

Différents types de rupture peuvent se produire en fonction des conditions et de la configuration des fractures : glissement plan, rupture de surplomb, basculement...

Après la rupture, le (ou les) bloc va donc "chuter" en interaction avec le terrain. Sa trajectoire peut être très complexe et variée en fonction des qualités de sols rencontrées (rebonds différents) et de la roche du bloc, de la présence ou non d'obstacles, de la topographie, des interactions possibles avec d'autres blocs en mouvement... Au final, la position d'arrêt du bloc et la zone où le phénomène s'est propagé, restent relativement difficile à évaluer avec précision et même si un bloc particulier n'a que des contacts discrets avec son environnement, la probabilité pour qu'il touche un point donné à proximité immédiate n'est pas nulle.

II.3. Les moyens de protection

La défense contre ces phénomènes gravitaires rapides est déjà très ancienne et presque depuis toujours, l'homme a tenté de s'en protéger, soit en essayant de se placer hors d'atteinte (ce qui explique bien souvent la localisation de nos villages et hameaux de montagne) soit en essayant de mettre en place des systèmes de protection les plus adaptés possibles selon ses moyens et sa pratique de l'espace. L'exemple [Barrue & Barrue-Pastor 1998] issu de l'histoire, des granges foraines d'altitude dans les vallées du Haut-Levadan dans les Pyrénées centrales françaises, traduit même une grande précision dans la maîtrise technique et les savoir-faire développés contre les avalanches: renforcement des pignons pour les avalanches traversantes, protections adaptées aux différents types d'écoulement...



Fig. II. 14 - Exemple de protection "naturelle" en Oisans (Cemagref, PBR)

Ensuite, en 1860 sous le second empire et suite à de nombreuses calamités naturelles, une loi donne naissance aux services de Restauration des Terrains en Montagne (RTM), dépendant de l'administration des Eaux et Forêts et qui progressivement prennent en charge, entre autres, les travaux de protection contre les avalanches et les chutes de blocs. Aujourd'hui, la conception, la mise en place et l'entretien de cette protection sont partagés entre différents services.

D'un point de vue théorique, on peut distinguer pour les avalanches [Rapin 2001b] mais aussi pour les chutes de blocs, protection passive et protection active qu'il faut également croiser avec un caractère temporaire ou permanent.

- La défense active vise à maîtriser ou modifier les conditions de départ du phénomène.
- La défense passive vise à en maîtriser ou modifier l'écoulement ou la propagation.
- La défense permanente met en œuvre des techniques opérationnelles sans intervention humaine.
- La défense temporaire met en œuvre des techniques nécessitant l'observation préalable des conditions et implique par conséquent une prise de décision humaine. Elle tend à protéger lors de conditions particulières ou exceptionnelles.

II.3.1. La défense temporaire active

Ce type de protection est d'une certaine façon le moins intuitif puisque l'on force le phénomène à se propager (heureusement, dans des conditions contrôlées). Principalement, il s'agit de l'initiation artificielle, préventive du phénomène. Pour les avalanches, on retrouve ici le déclenchement artificiel à partir des moyens habituels : déclencheurs à gaz, explosifs... dont les équivalents sont les purges et déroctages pour les chutes de blocs.



Fig. II. 15 - Défense temporaire active : Avalhex et déclenchement préventif d'avalanche, purge-déroctage (Cemagref & CETE)

II.3.2. La défense permanente active

L'objectif de la défense permanente active est au contraire d'empêcher, de manière continue, que le phénomène puisse s'initier et se développer. Il s'agit donc d'empêcher la rupture dans le manteau neigeux ou au sein du massif rocheux. Pour cela, les techniques employées prennent place dans la zone de départ ou d'initiation et reposent sur l'utilisation de divers systèmes de maintien :

- Pour les avalanches : modification de la rugosité du sol (banquette), plantation (reboisement), fixation et soutien du manteau neigeux (râtelier, claie, filet), utilisation de l'action du vent (vire-vent...)



Fig. II. 16 - Défense permanente active paravalanche : banquettes, claies, filets, barrières à vent (Cemagref)

- Pour les chutes de blocs : béton projeté sur les parois, soutènements et contreforts (blocs isolés), ancrages et câblages, filets plaqués (phénomène de faible ampleur)...



Fig. II. 17 - Défense permanente active pare-blocs : béton projeté, contreforts, ancrages-emmaillotage, filets plaqués (PBR & CETE)

A noter ici que le caractère permanent pour le cas des avalanches est celui d'un permanent saisonnier avec une "remise à zéro" du manteau neigeux chaque année contrairement aux chutes de blocs.

II.3.3. La défense temporaire passive – réglementation

La défense temporaire passive repose principalement sur la réglementation liée aux risques naturels : interdiction, évacuations, consignes... Elle est basée sur un certain nombre de textes législatifs qui ont largement évolué ces dernières années et qui se traduisent en pratique par les différentes règles d'occupation du sol [Manche 2000], la définition des responsabilités, l'organisation de la prévention, la gestion de la catastrophe...

En effet, le droit interne français appréhende spécifiquement, depuis les années 30 et d'abord pour les inondations, les risques naturels prévisibles. Plusieurs strates successives de textes peuvent être distinguées qui relèvent soit du droit de l'urbanisme, soit du droit de l'environnement.

En terme de responsabilité, le Code Général des Collectivités Territoriales, sous son article L.2212-2 relatif aux pouvoirs de police du maire prévoit notamment que la police municipale tend à prévenir "les accidents et les fléaux calamiteux ainsi que les pollutions de toute nature, tels que les incendies, les inondations, les ruptures de digues, les éboulements de terre ou de rochers, les avalanches ou autres accidents naturels". Ceci inclut l'organisation des secours qui doivent être prévus et réfléchis avant l'événement. Un certain nombre de cas plus ou moins dramatiques se sont ainsi terminés devant le tribunal comme pour l'avalanche de Montroc et la mise en examen du maire de Chamonix. Par ailleurs, il peut être noté qu'après une catastrophe, la mise en cause de la responsabilité est de moins en moins recherchée devant le juge administratif et de plus en plus devant le juge pénal [Calderaro 1999]. Ceci souligne l'importance de la prévention et donc du développement de moyens pour l'améliorer.

Une politique d'occupation des sols s'est ainsi établie progressivement au cours du XX^{ème} siècle en prenant en compte les risques naturels [Bourrelhier 1997] : la loi n°82-600 du 13 juillet 1982 introduit l'indemnisation des catastrophes naturelles. Ensuite, la loi du 22 juillet 1987 d'organisation de la sécurité civile et de prévention des risques majeurs crée un nouveau droit pour le citoyen, celui de l'information. Le code de l'urbanisme modifié à cette occasion est devenu, à partir de cette loi, le texte de base du contrôle de l'occupation du sol par rapport aux risques naturels.

Depuis et suite à de graves catastrophes comme Vaison-la-Romaine, ces précédentes dispositions ont été complétées par la loi n°95-101 du 2 février 1995 dite "loi Barnier" relative au renforcement de la protection de l'environnement. Parmi les principes retenus et notamment dans un souci de simplification, les procédures existantes sont refondues en une procédure unique : les Plans de Prévention des Risques naturels prévisibles (PPR)

remplacent ainsi les Plans d'Exposition aux Risques (PER créés par la loi du 13 juillet 1982) qui eux-mêmes avaient remplacé, dans le cas particulier des avalanches, les Plans des Zones Exposées aux Avalanches (PZEA datant de 1974).

Le PPR qui, une fois approuvé, vaut servitude d'utilité publique et est annexé au Plan d'Occupation des Sols (POS), est une compétence de l'état. Il est prescrit par arrêté du préfet qui en détermine le périmètre et la nature des risques à prendre en compte. Par ailleurs, dans le cas de l'existence préalable d'un PER, il vaut PPR sous réserve des modifications prévues par la loi.

Le but, en tant que de besoin, est de délimiter des zones pour y prévoir des mesures d'interdiction ou de prescriptions. Il s'agit également de définir des moyens et procédures de prévention, de protection et de sauvegarde, notamment pour assurer la sécurité des personnes et faciliter l'organisation des secours. Par ailleurs, les mesures prises peuvent s'appliquer à l'existant selon certaines conditions.

Le plan comprend ainsi une note qui doit présenter les raisons de la prescription du PPR, les phénomènes naturels connus, les aléas, les enjeux, les objectifs recherchés pour la prévention et le choix du zonage et des mesures réglementaires associées. A cela s'ajoutent les documents graphiques correspondants qui présentent le zonage et un règlement.

En pratique, le PPR présente un zonage du périmètre selon différents niveaux qui définissent des zones constructibles sans conditions, constructibles sous conditions (prescriptions architecturales particulières) ou inconstructibles. Le niveau est attribué en fonction de la probabilité d'occurrence et de l'intensité prévisible de l'aléa à partir de considérations historiques et techniques.

Depuis la catastrophe AZF de Toulouse le 21 septembre 2001, cette loi de 1985 a été renforcée par la loi du 31 juillet 2003 relative à la prévention des risques technologiques et naturels et à la réparation des dommages. Concernant les risques naturels (titre II), la loi renforce notamment les dispositions relatives à l'obligation d'informer, complète la panoplie des outils d'aménagement et introduit diverses mesures de financement pour favoriser les travaux de prévention.

II.3.4. La défense permanente passive

La défense permanente passive est celle qui protège directement à proximité (c'est-à-dire dans la zone de développement ou d'arrêt du phénomène et non dans sa zone de départ) et de façon durable les enjeux menacés. Cette protection peut utiliser ou combiner plusieurs stratégies de défense :

- La déviation avec les galeries de protection, les tournes, les digues, les étraves
- L'arrêt et le stockage avec les murs, merlons, digues frontales associées à des plages de dépôt (principalement pour les avalanches), filets pour les chutes de blocs.

- L'adaptation avec le renforcement particulier des enjeux concernés vis-à-vis du phénomène: prescriptions architecturales particulières...
- La signalisation et les dispositifs d'alerte font également partie de cette défense permanente passive. On peut notamment citer les détecteurs routiers d'avalanches (DRA).
- Pour les avalanches, on utilise également le freinage avec des tas ou des obstacles ajourés. Pour les chutes de blocs, cette notion de freinage peut éventuellement être rapprochée de l'utilisation de la forêt comme protection [Rey & al 2003].



Fig. II. 18 - Dispositif paravalanche de Taconnaz : déviation, freinage, stockage (Cemagref F. Rapin)



Fig. II. 19 - Protection passive pare-bloc : merlon et filets (Cemagref & CETE)

II.3.4.1. Les ouvrages rigides en béton armé

Comme évoqué ci-dessus, la défense permanente passive fait notamment appel à des ouvrages de génie-civil en béton armé qui sont en général employés pour les cas d'énergies les plus élevées. Ils subissent directement le phénomène en phase de développement ou d'arrêt et sont donc en première ligne pour résister à la sollicitation générée. De ce point de vue, ils constituent des représentants particuliers du domaine des ouvrages soumis aux phénomènes naturels qui nous intéressent ici. En étant également des piliers des systèmes de protection et de gestion du risque, ils contribuent à justifier, par leur fonction et leur situation, l'ensemble du contenu de cette thèse.



Fig. II. 20 - Galerie de protection routière paravalanche et pare-blocs (Cemagref F.Rapin & PBR)

Ainsi et pour se placer dans des conditions intéressantes, nous avons choisi des ouvrages caractéristiques pour les domaines des avalanches et des chutes de blocs. Notre volonté a également été de se placer dans des conditions plutôt sévères pour l'ouvrage de manière à pouvoir pousser l'étude du comportement des matériaux et des structures le plus loin possible, voire jusqu'à la ruine. En effet, gardons à l'esprit que ces phénomènes peuvent être très violents et il ne s'agit pas ici de se contenter d'une étude élastique simple qui verrait l'ouvrage balayé au premier événement mais bien de faire progresser les pratiques actuelles dans le sens de plus de sécurité. Pour cela, l'objectif est de se placer dans des conditions réelles permettant de prendre en compte les principaux phénomènes en jeu intervenant au niveau de l'interaction avec l'ouvrage.

Dans cet esprit, la combinaison de différentes approches permet d'aborder plus largement tous les problèmes concernés. Pour notre part, nous avons retenu deux angles distincts, celui de la modélisation d'un ouvrage neuf dans des conditions expérimentales maîtrisées et celui de l'expertise d'un ouvrage existant endommagé en conditions réelles de terrain. L'intérêt est de pouvoir tester correctement le potentiel et l'applicabilité des outils utilisés au domaine des risques naturels et de pouvoir en retirer le maximum d'enseignements pour une application opérationnelle. On retrouve également là les deux grandes questions qui se posent du point de vue du génie-civil dans la gestion des risques naturels, celle de la

conception et du dimensionnement d'un nouvel ouvrage et celle du diagnostic d'un ouvrage existant.

Finalement, les ouvrages choisis sont d'une part les murs (ou dents) déflecteurs du dispositif paravalanche de Taconnaz, et d'autre part les galeries Pare-blocs Structurellement Dissipantes (PSD) mises au point par le bureau d'études Tonello IC et plus particulièrement la maquette qui en a été inspirée pour des tests grandeur nature. Chacun dans leur domaine, ces ouvrages représentent un cas typique d'un ouvrage rigide en béton armé sollicité directement par les phénomènes gravitaires rapides.



Fig. II. 21 - Ouvrages de protection en béton armé : Murs déflecteurs de Taconnaz et galerie PSD des Essariaux
(Cemagref F. Rapin & PBR)

II.3.4.2. Les pratiques actuelles

Avant de lister précisément les objectifs de cette thèse, il faut commencer par bien en comprendre le contexte. Comme cela a été évoqué précédemment, un certain nombre de risques existent, liés aux avalanches et aux chutes de blocs pour lesquels il s'agit de se protéger. Différents types de moyens de défense ont donc été développés qui, dans la plupart de cas (et jusqu'à preuve du contraire...), permettent de répondre au besoin.

Or, les pratiques actuelles reposent sur une démarche experte qui commence par qualifier un événement de référence ou de projet [Charlier & Marco 1995] à partir de considérations "historico-probabilistico-scientifico-techniques" [Interreg IIC 2001]. Il s'agit ensuite de convertir cet événement en une sollicitation mécanique pour pouvoir ensuite concevoir et dimensionner un ouvrage adéquat. A noter que nous ne nous intéresserons pas ici directement à cette phase de définition de l'événement de référence. En fait, elle devra, elle aussi, être renforcée en fonction de nouvelles connaissances acquises, notamment sur la sollicitation, pour avoir à terme une démarche complète cohérente.

II.3.4.2.1. Conception d'un ouvrage paravalanche

Dans le cas des avalanches, les principaux outils et méthodes utilisés s'inspirent du modèle de Voellmy [Voellmy 1955] qui considère l'écoulement stationnaire d'un bloc de neige en canal. Trois forces interagissent sur ce bloc : la pesanteur, la composante de réaction perpendiculaire au sol et la force de frottement parallèle au sol. A. Voellmy suppose ensuite que la force de frottement est la résultante de la somme de deux frottements : un frottement solide et un frottement qualifié de turbulent. La mise en équation et la résolution de ce problème conduisent notamment à déterminer la vitesse limite d'une avalanche selon les hypothèses listées.

Différentes versions et améliorations ont ensuite été développées, notamment en Suisse, [Salm & al 1990] qui donnent les plages de valeurs intéressantes pour les paramètres μ et ξ intervenant respectivement dans les termes de frottement solide et turbulent. Comme on peut le voir, une des premières étapes de la démarche est donc déjà entachée d'une certaine erreur liée aux hypothèses simplificatrices utilisées. Cette erreur est vraisemblablement réduite ensuite du fait des multiples recalages effectués à partir d'écoulements réels. Toujours est-il que la physique et les phénomènes en jeu sont sûrement mal retranscrits en particulier dans les zones de départ (accélération) et d'arrêt (freinage) de l'écoulement.

A partir de cette vitesse et de la densité ρ définie par ailleurs par l'expert, la pression de projet est définie comme un facteur de la pression dynamique de référence [Rapin 2000]

$$P = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v^2.$$

Cette expression est déterminée par analogie hydraulique à partir de l'équation de Bernouilli avec des hypothèses là aussi plutôt réductrices. Une des limites importantes à noter ici est notamment l'hypothèse d'un régime permanent : en présence d'un obstacle, cette hypothèse est complètement dépassée avec l'apparition de particularités dans l'écoulement. La formule est finalement "améliorée" grâce à un coefficient empirique qui est appliqué en fonction des conditions.

A partir de là, le projeteur dispose d'un simple niveau de pression, considéré comme "équivalent" statique pour dimensionner son ouvrage de protection. En parallèle, l'expert fournit également les principaux éléments géométriques de la protection : position, angles... Dans le contexte actuel, le dimensionnement se fait alors de manière systématique selon la méthode des États Limites [BAEL 1991] (mais avec quelques différences possibles quant à la manière de considérer les combinaisons d'action possibles [Calgaro 2000]). Finalement, certains recalages mutuels peuvent même avoir lieu pour aboutir au meilleur choix en terme de sécurité, technique mais aussi de possibilités financières. Il faut également noter que les valeurs de pression obtenues n'ont jamais réellement été confrontées à des mesures dans la situation particulière de la présence d'un obstacle [Ojeda 2000].

Bref, le déroulement de la démarche est brouillé par un certain nombre d'incertitudes dont certaines semblent relativement perturbantes : pression liée à un écoulement permanent, action statique... A la décharge des experts et bureaux d'étude qui utilisent régulièrement

cette approche, il faut bien se dire qu'il s'agit surtout d'une utilisation "faute de mieux": il y a donc là un champ de recherche nouveau pour lequel les besoins sont énormes et auquel cette thèse tente d'apporter de nouveaux éléments.

II.3.4.2.2. Conception d'un ouvrage pare-blocs

Dans le cas des chutes de blocs, la situation est légèrement différente puisque justement, le fait que l'action soit clairement dynamique (et donc difficile à prendre en compte directement) a conduit depuis longtemps à la conception de galeries classiques pourvues d'une couche amortissante pour pouvoir se ramener à un cas statique pour le dimensionnement réglementaire de la structure [Labiouse 2001], [Kishi & al 2002]. Ainsi, plusieurs approches existent permettant d'obtenir de manière analytique l'effort agissant sur l'ouvrage de protection. Elles diffèrent essentiellement par la manière de prendre en compte le comportement du sol et de traiter l'aspect dynamique ou quasi-statique de l'impact.

Au final, on obtient une dispersion relativement importante [Montani Stoffel 1998] quant à la force d'impact à prendre en compte suivant la formulation utilisée. En fait, il semblerait surtout que chacun utilise son propre modèle en fonction de ses habitudes et de son expérience. Après ces méthodes analytiques, des études numériques ont été tentées, qui utilisent principalement la méthode des "éléments distincts" pour modéliser la couche amortissante et essayer de mieux évaluer la force d'impact [Masuya & Kajikawa 1991]. La modélisation par "éléments distincts" de la couverture est même parfois couplée à la modélisation par "éléments finis" de la structure elle-même [Nakata & al, 1997].

Pour autant, l'ensemble des travaux recensés intègre une couverture amortissante, parfois relativement épaisse (quelques mètres), parfois plus fine (quelques décimètres) mais toujours présente. Dans le domaine de l'ingénierie, la sollicitation obtenue est finalement intégrée dans les combinaisons d'action classiques pour un dimensionnement réglementaire statique, justement justifié par la présence de cette couverture.

Or, dans ce domaine particulier des galeries de protection pare-bloc, le dimensionnement de galeries sans couche amortissante ou même avec une couche très fine rend plus discutable l'application de ce type de raisonnement. De la même façon que pour les avalanches, on touche là du doigt certaines limites actuelles des méthodes employées, mais ici encore faute de développements aboutis par ailleurs.

II.4. Un objectif : concrétiser les apports de la recherche

Dans tous les cas, à la fois pour les ouvrages existants et pour les ouvrages projetés, personne ne peut prétendre que la sécurité est menacée dans les pratiques actuelles : d'une part et malgré leurs lacunes dans la démarche globale, les règlements de calcul intègrent différents coefficients de sécurité en général suffisants pour s'octroyer une marge minimum. D'autre part, la définition de l'événement de référence par des experts parfaitement conscients de leur responsabilité mais aussi du contexte les poussent souvent à avoir la main un peu plus lourde. Bref et dans la majorité des cas, la fonction première des ouvrages de protection n'est pas remise en doute. Au contraire, les bilans menés quant à l'efficacité globale des moyens de protection montrent même de sérieux progrès lors des dernières décennies [Jamieson & Stethem 2002] [ANENA 2001].

Pour autant, cette protection et en particulier les ouvrages de défense passive coûtent très cher dans un contexte économique parfois délicat qui nécessite de faire des choix. Ainsi, la longueur d'une galerie peut, au final, être définie davantage par le budget alloué ou disponible que par des critères purement techniques. Dans ces conditions, l'intérêt d'une démarche plus "moderne" visant à optimiser les méthodes employées peut s'avérer utile.

En fait, plus que l'optimisation pure et simple de méthodes, il s'agit aussi de se placer dans une démarche d'évaluation des pratiques pour savoir finalement ce à quoi elles correspondent réellement et quels sont leurs avantages et inconvénients. En effet, l'utilisation de ces méthodes et les retours d'expérience ont permis d'y apporter corrections et évolutions qui, couplées à un contexte sécuritaire, en assurent une certaine fiabilité malgré des hypothèses de base parfois limitées. Cependant, il y a toujours un intérêt à mieux comprendre et retranscrire la physique des phénomènes en jeu de manière à asseoir les démarches et méthodes de conception sur des fondements plus sains. Cette base physique doit permettre ensuite d'apporter une réponse plus juste en particulier vis-à-vis des événements exceptionnels. Cet aspect est notamment primordial pour des actions aussi imprévisibles que celles des aléas gravitaires rapides pour lesquelles l'exceptionnel n'est pas si improbable...

Or, aujourd'hui et avec le développement par ailleurs de la recherche en génie-civil, les nouveaux outils, moyens et connaissances disponibles permettent d'aborder le domaine des ouvrages de protection soumis aux chutes de blocs et aux avalanches de manière nouvelle pour mieux répondre aux besoins exprimés précédemment. Ces besoins sont effectivement bien réels et à ce titre régulièrement relayés par les personnes opérationnelles concernées.

Cette thèse s'insère dans ce contexte et vise ainsi à confronter les outils et méthodes avancés de modélisation et simulation numériques au domaine des chutes de blocs et des avalanches sous l'angle des ouvrages. L'objectif est finalement de démontrer les apports qui peuvent être attendus, depuis la caractérisation et la prise en compte de la sollicitation jusqu'à la conception ou le diagnostic d'ouvrages. Deux volets principaux sont présentés dans la suite, à savoir la modélisation pure d'un ouvrage et la contribution à la compréhension des phénomènes d'interaction par analyse en retour du comportement de structures, réelles ou réalistes. L'originalité principale de ce travail est de s'intéresser au domaine des risques naturels de manière nouvelle et performante par les ouvrages et le génie-civil.

III. Modélisation des ouvrages soumis aux phénomènes gravitaires rapides

Les plus dangereux de nos calculs sont ceux que nous appelons des illusions...

Georges BERNANOS

1888 – 1948

III.1. CAHIER DES CHARGES ET ESPRIT DES CHOIX.....	51
III.2. RÉOLUTION DU PROBLÈME MÉCANIQUE.....	52
III.2.1. UNE APPROCHE NUMÉRIQUE.....	52
III.2.2. ÉLÉMENTS DISTINCTS OU ÉLÉMENTS FINIS ?.....	52
III.2.3. SCHÉMA D'INTÉGRATION EN TEMPS: EXPLICITE OU IMPLICITE ?.....	54
III.3. MODÉLISATION DES MATÉRIAUX.....	58
III.3.1. COMPORTEMENT RÉEL, Y COMPRIS EN DYNAMIQUE, DES MATÉRIAUX DU GÉNIE- CIVIL.....	58
III.3.1.1. <i>Comportement du béton</i>	60
III.3.1.2. <i>Comportement de l'acier</i>	65
III.3.1.3. <i>Comportement des néoprènes</i>	68
III.3.2. MODÉLISATION DU COMPORTEMENT DES MATÉRIAUX.....	69
III.3.2.1. <i>Modélisation du comportement du béton</i>	69
III.3.2.1.1. Choisir sa philosophie.....	69
III.3.2.1.2. Les modèles d'endommagement – Le modèle [Mazars 1984].....	72
III.3.2.1.3. Une ou deux variables d'endommagement ?.....	76
III.3.2.1.4. Le modèle PRM.....	78
III.3.2.1.4.1. Calcul de D_c	79
III.3.2.1.4.2. Calcul de D_t	80
III.3.2.1.4.3. Caractère explicite de la formulation.....	82
III.3.2.1.4.4. Formulation tridimensionnelle du modèle.....	82
III.3.2.1.4.5. Prise en compte des effets de vitesse de déformation.....	84
III.3.2.1.4.6. Identification des paramètres du modèle PRM.....	86
III.3.2.2. <i>Les autres matériaux : acier et néoprènes</i>	87
III.4. INGÉNIEURIE NUMÉRIQUE : MODÉLISATION DES STRUCTURES RÉELLES EN BÉTON ARMÉ.....	89
III.4.1. MAILLAGE ET DÉPENDANCE.....	89
III.4.1.1. <i>De la bonne modélisation des ouvrages</i>	89
III.4.1.2. <i>Localisation et régularisation</i>	91
III.4.2. PRISE EN COMPTE DU FERRAILLAGE ET DE L'INTERFACE ACIER BÉTON.....	97
III.4.3. CARACTÉRISATION DES MATÉRIAUX.....	99
III.4.4. INTRODUCTION DE LA SOLLICITATION ET CONDITIONS AUX LIMITES.....	100
III.4.5. MODÉLISATION DES CONTACTS.....	101
III.4.6. UTILISATION DE L'ÉROSION.....	104
III.5. RÉOLUTION PRATIQUE DES CALCULS ET EXPLOITATION.....	106
III.5.1. GESTION DES CONTACTS ENTRE ENTITÉS EN INTERACTION.....	106
III.5.2. PARAMÈTRES NUMÉRIQUES ET AMORTISSEMENT.....	106
III.5.3. CHOIX D'UN CRITÈRE QUANTITATIF D'INITIATION DE LA RUPTURE DES OUVRAGES	107
III.6. CONCLUSION.....	109

III.1. Cahier des charges et esprit des choix

A partir du contexte évoqué dans la partie précédente, il s'agit de préciser ici les connaissances disponibles et les outils qui seront employés dans la suite. Au préalable, un certain nombre de choix ont dû être faits qui sont justifiés. En effet, le développement des recherches en mécanique et génie-civil ces dernières décennies a permis l'avènement de modèles et méthodes multiples, utilisant des philosophies et des théories variées. En particulier, le développement d'outils numériques de modélisation de plus en plus performants en est un des points marquants. Les choix ainsi effectués se justifient à deux niveaux : tout d'abord, la qualité (au sens large) des outils et méthodes choisies est primordiale. Simplement et puisque l'outil parfait n'existe pas, cette qualité doit s'accorder avec les contraintes particulières de notre contexte.

Les grandes lignes de ce cahier des charges sont les suivantes : l'objectif est de modéliser le comportement de structures réelles en béton armé soumises à une sollicitation type chutes de blocs ou avalanche. Comme indiqué précédemment, il s'agit de dépasser le stade des calculs réglementaires semi-probabilistes type BAEL [BAEL 1992] en étant capable d'une part de modéliser des géométries et des conditions aux limites complexes et d'autre part d'intégrer un comportement réaliste des matériaux et principalement du béton sous une sollicitation dynamique. A ce stade, le choix d'une modélisation numérique est d'ores et déjà évident pour pouvoir envisager une approche quasi-déterministe et s'approcher au maximum de l'évolution réelle du système.

Si la sollicitation avalancheuse, plutôt répartie, doit pouvoir être ramenée à un champ de pression spatio-temporel à l'échelle de la structure, le cas des chutes de blocs où la sollicitation est localisée nécessite aussi de pouvoir disposer d'un outil polyvalent permettant de gérer correctement les contacts. En particulier, il s'agit de modéliser au mieux les phénomènes à l'échelle de la zone d'impact tout en traitant l'évolution complète de la structure. La possibilité de gérer l'impact en introduisant effectivement un bloc impactant la structure plutôt qu'une sollicitation équivalente sera d'un grand intérêt dans l'état actuel des connaissances. Bien entendu, le traitement de notre problème doit prendre en compte la dynamique du phénomène et de la réponse de la structure.

Ensuite, tout élément secondaire permettant de qualifier la vulnérabilité des structures dans ce contexte présente un avantage supplémentaire. En effet, l'originalité de cette thèse ne réside pas dans le développement d'un énième modèle mais dans l'application d'outils de modélisation avancés au domaine particulier et complexe des ouvrages soumis aux aléas gravitaires rapides. Son objectif à terme est de pouvoir ensuite envisager une application opérationnelle via des développements spécifiques. Cette volonté permet donc aussi de renforcer certains choix à partir des contraintes de l'ingénieur qui représentent finalement le "fil rouge" de l'ensemble de ce travail.

III.2. Résolution du problème mécanique

III.2.1. Une approche numérique

Dans un domaine où la principale difficulté réside dans la compréhension des phénomènes et dans la complexité d'une sollicitation encore largement méconnue, une approche analytique ambitieuse paraît délicate à mettre en oeuvre aujourd'hui. En effet, si des résultats expérimentaux sont parfois disponibles, les connaissances sont encore trop sommaires pour permettre de proposer des avancées conséquentes par cette voie.

Une stratégie plus prometteuse est de s'attacher à modéliser de la manière la plus exhaustive possible des cas d'ouvrages soumis aux chutes de blocs ou aux avalanches à partir des moyens disponibles à ce jour. L'intérêt est d'une part de pouvoir lister les éventuelles lacunes encore présentes au niveau de la connaissance et d'autre part le cas échéant, de mieux comprendre et percevoir les principaux phénomènes en jeu. Les résultats ainsi obtenus permettront alors de développer des outils adaptés applicables en ingénierie, y compris de manière analytique, à partir d'une base plus saine.

Le choix d'une approche numérique s'avère donc crucial pour la suite.

III.2.2. Éléments distincts ou éléments finis ?

L'intégration directe des équations des problèmes de mécanique n'est possible que dans quelques cas particuliers. Pour la grande majorité cependant, il convient de faire appel à des méthodes de résolution numériques approchées qui nécessitent la discrétisation de l'espace (le milieu) et du temps pour pouvoir traiter le problème de manière acceptable malgré l'infinité de points matériels concernés et l'infinité des instants de la période d'évolution du problème à simuler.

Sous l'angle de la discrétisation de l'espace, on peut distinguer plusieurs méthodes importantes de résolution, continues ou discrètes. Pour notre part, nous nous contenterons de comparer respectivement la méthode des "éléments finis" et celles des "éléments discrets" qui paraissent les plus aptes, selon notre "fil rouge", à modéliser des structures solides en béton armé.

La méthode des "éléments finis" [Zienkiewicz & Taylor 2000] s'est largement développée ces dernières décennies en parallèle à la puissance croissante des ordinateurs. Aujourd'hui, elle est même très largement employée dans les bureaux d'études de génie-civil pour le dimensionnement et la justification de la plupart des ouvrages importants et un marché important de codes commerciaux a vu le jour [Prat & al 1995].

Les méthodes "éléments discrets" sont moins utilisées et moins connues au niveau opérationnel même si elles sont l'objet de développements très dynamiques ces dernières années. Une définition pourrait en être celle-ci: un modèle gérant les déplacements et rotations d'une collection finie d'objets discrets de même que l'évolution des contacts entre eux (séparation ou création de nouveaux contacts) [Cundall & Hart 1992].

Ainsi et contrairement à la méthode des "éléments finis" où le milieu est décomposé en un nombre fini d'éléments assemblés aux nœuds du maillage (pour en garantir la continuité par connectivité du maillage), le milieu est représenté par des éléments géométriques autonomes de types disques, sphères, polygones, polyèdres qui interagissent entre eux par des lois de contact et dont les mouvements respectifs sont pilotés par le principe fondamental de la dynamique. Cette discrétisation a été développée dans l'espoir qu'une telle représentation du milieu, a priori plus proche de la réalité physique qu'une continuité parfaite, permettrait de mieux reproduire le comportement réel. Il faut quand même noter ici que les "éléments finis" utilisés n'ont pas forcément de signification physique directe.

Parmi ces méthodes discrètes, celle des "éléments distincts" [Cundall & Strack 1979] est plus particulièrement adaptée pour traiter la question des structures en béton [Camborde 1999] [Hentz 2003] en autorisant l'interpénétration des éléments entre eux et en utilisant un schéma d'intégration en temps explicite.

Cette méthode des éléments distincts ne manque pas d'atouts notamment du point de vue scientifique. En particulier et par sa construction discrète (au sens de la matière) basée sur le principe fondamental de la dynamique, elle permet de traiter "naturellement" des problèmes dynamiques impliquant des géomatériaux comme le béton, de grandes déformations, de la fissuration voire de la fragmentation. En particulier, le choc entre entités différentes [Masuya & al 1994] est traité directement sans développement supplémentaire, puisque l'interaction entre les "éléments discrets" est la base même de la méthode. De même, différents moyens existent pour ensuite évaluer directement l'état du matériau et de la structure [Kusano & al 1992]. Ces atouts sont donc plutôt séduisants pour traiter notre problème de chutes de blocs, en particulier dans la zone d'impact.

Malheureusement, si la base scientifique de la méthode présente de nombreux avantages, sa mise en œuvre ne va pas sans difficultés. Tout d'abord, le problème de la détermination des lois d'interaction entre chaque élément n'est que partiellement réglé, notamment pour des matériaux complexes comme le béton. Les paramètres locaux qui interviennent ici ne peuvent être évalués aussi simplement et directement par de simples essais sur éprouvette. Ensuite, l'assemblage de ces éléments pour reconstruire une structure réelle reste difficile et nécessite encore un sens critique aigu pour appréhender correctement la méthode. Enfin, la mise en œuvre du calcul lui-même est très lourde avec des coûts de calculs qui empêchent bien souvent de pouvoir traiter une structure complète.

Pour autant, des études ont pu montrer la faisabilité et l'intérêt de tels calculs, même s'il faut reconnaître pour l'instant qu'ils sont encore loin d'être utilisables par l'ingénieur [Hentz 2003].

De son côté, la méthode des "éléments finis" présentent aussi des limites. Ainsi et par sa représentation, certes maillée mais continue du milieu, le traitement des problèmes de fissuration, ou pire de fragmentation, ne peut se faire directement sauf à utiliser des développements spécifiques a priori [Dragon & al 2000]. De même, l'interaction et le contact entre deux entités, traités de fait dans la méthode des éléments distincts, nécessitent ici des algorithmes particuliers.

Bref et si cela ne fait que confirmer qu'il n'existe pas (encore) de méthode parfaite, il faut cependant reconnaître que la méthode des "éléments finis" a pu bénéficier, par sa relative ancienneté, de plus de développements. Ceux-ci la rendent aujourd'hui plus aboutie, notamment en terme d'outils disponibles et validés mais aussi pour répondre à notre cahier des charges spécifique. En choisissant correctement les modèles de comportement, elle peut même offrir un très bon compromis dans notre contexte. Dans cette thèse, nous travaillerons donc en "éléments finis", principalement avec le code "éléments finis" non-linéaire Abaqus [HKS 6.4].

Pour conclure ce paragraphe, il paraît assez évident que l'avenir passera par le couplage des "éléments finis" et des "éléments discrets" [Munjiza & al 2004] [Jiang & Mirza 1997] pour combiner les avantages des deux méthodes : les premiers seraient utilisés pour traiter les zones particulières de la structure (impact, singularité géométrique...) alors que les seconds traiteraient de l'évolution générale du système.

III.2.3. Schéma d'intégration en temps: explicite ou implicite ?

La formulation des problèmes mécaniques, en particulier de dynamique transitoire qui nous concernent ici, conduit à un système d'équations aux dérivées partielles non linéaires dont la résolution systématique passe obligatoirement par sa discrétisation. Cette discrétisation est nécessaire dans l'espace (d'où le maillage) mais aussi dans le temps avec un découpage en pas successifs. C'est cette discrétisation dans le temps qui va nous intéresser ici pour justifier notre algorithme d'intégration temporel. Sans volontairement entrer dans tous les détails théoriques, cette partie présente donc les principaux aspects de cette question pour nous permettre de justifier notre choix.

L'hypothèse régulièrement utilisée est que l'accélération \ddot{u} varie linéairement pendant le pas de temps, entre t et $t+\Delta t$ et ses valeurs sont utilisées à ces instants pour exprimer la vitesse \dot{u} et le déplacement u à $t+\Delta t$ en chaque point d'intégration du maillage. La famille des schémas de Newmark, paramétrés par β et γ , fournit ainsi les formulations les plus utilisées en "éléments finis" qui, couplées à la traduction correspondante du principe fondamental de la dynamique, permettent d'obtenir un système d'équations d'inconnues \ddot{u} , \dot{u} et u à $t+\Delta t$ à résoudre en chaque point d'intégration du maillage [Bicanic & al 1997].

Les paramètres β et γ conditionnent d'une part la stabilité, la précision et éventuellement l'introduction d'un amortissement numérique dans le schéma (dissipation artificielle

d'énergie pour γ différent de $\frac{1}{2}$) et d'autre part le caractère implicite ou explicite de la formulation.

$$(i) \quad \begin{cases} \dot{u}_{t+\Delta t} = \dot{u}_t + [(1 + \gamma)\ddot{u}_t + \gamma\ddot{u}_{t+\Delta t}] \Delta t \\ u_{t+\Delta t} = u_t + \dot{u}_t \Delta t + [(1/2 - \beta)\ddot{u}_t + \beta\ddot{u}_{t+\Delta t}] \Delta t^2 \\ M\ddot{u}_{t+\Delta t} + C\dot{u}_{t+\Delta t} + Ku_{t+\Delta t} = F_{t+\Delta t} \end{cases}$$

Ainsi dans le cas le plus simple où β et γ valent respectivement 0 et $\frac{1}{2}$, le schéma de Newmark revient à un schéma aux différences centrées d'ordre 2 qui s'écrit généralement sous la forme:

$$(ii) \quad \begin{cases} \dot{u}_{t+\frac{\Delta t}{2}} = \dot{u}_{t-\frac{\Delta t}{2}} + \frac{\Delta t}{2} \ddot{u}_t & \text{et} \\ u_{t+\Delta t} = u_t + \Delta t \dot{u}_t \end{cases}$$

Dans ce cas, la vitesse et le déplacement à la fin du pas de temps peuvent s'exprimer de manière explicite à partir de quantités à l'instant t connues. Il suffit donc de suivre pas à pas l'évolution du système pour obtenir le schéma d'intégration en temps explicite selon les étapes suivantes pour chaque élément:

- 1 – Évaluation de l'accélération à partir du principe fondamental de la dynamique \ddot{u}_t et calcul explicite des vitesses et déplacements au temps $t+\Delta t$.
- 3 – Calcul du tenseur de déformation ε à partir des taux de déformation $\dot{\varepsilon}$
- 4 – Calcul du tenseur des contraintes σ à partir des équations constitutives du comportement du matériau
- 5 – Calcul des efforts internes à $t+\Delta t$ et recommencement à l'étape 1.

Le passage d'un pas de temps au suivant dans ce schéma explicite apparaît donc comme direct et peu coûteux notamment par le fait qu'il ne nécessite pas de lourdes opérations sur des matrices à chaque itération. Ce schéma est particulièrement intéressant pour les cas avec de nombreux degrés de liberté et surtout, suivant pas à pas l'évolution du système, il permet de retranscrire de fait naturellement tous les phénomènes dynamiques au sein de l'ouvrage. Sa seule limite réside dans son caractère conditionnellement stable.

Pour assurer la stabilité de ce schéma non-itératif et éviter sa divergence par rapport à l'évolution équilibrée attendue, des conditions adéquates doivent donc être respectées pour définir des pas de temps suffisamment faibles. La principale d'entre elles, dite de Courant, Friedrich et Levy (CFL) [Fried 1979], stipule que sur la durée d'un pas de temps, un front d'onde élastique ne doit pas parcourir une distance supérieure à la maille "éléments finis", ce qui fournit une première condition sur le pas de temps maximal possible. Cette condition dépend à la fois de la finesse du maillage et des caractéristiques du matériau. Une autre condition précise que ce pas de temps doit aussi être inférieure à la plus petite

période propre du système global. En pratique et pour éviter de considérer l'ensemble, cette limite est définie plutôt par la plus petite période propre des différents éléments du maillage dont on peut démontrer qu'elle minore la plus petite période propre du système global [Sluys 2003].

En respectant ces conditions sur le pas de temps, le schéma est démontré stable mais uniquement pour un système linéaire. Pour des évolutions non linéaires, cela revient à admettre l'hypothèse que les caractéristiques du système et en particulier le comportement des matériaux évoluent suffisamment peu sur le pas de temps et de les y considérer comme constantes en les actualisant d'un pas de temps au suivant. Par sécurité, une marge sur le pas de temps minimal admissible est également admise en général [Sluys 2003]. Sous Abaqus, cette gestion du pas de temps est entièrement automatisée et inaccessible à l'opérateur mais prend en compte ces différents aspects [HKS 6.4].

Au final, cela implique des pas de temps de très faibles amplitudes (de l'ordre de 10^{-6} pour nos systèmes) mais cette contrainte, qui peut handicaper la modélisation de problèmes peu dynamiques sur des évolutions longues, n'en est plus une pour nos situations de dynamique rapide qui nécessitent de toute façon des petits pas de temps pour correctement suivre l'évolution du système.

Dans les autres cas, le fait de choisir β différent de 0 dans le schéma de Newmark rend les expressions de la vitesse et du déplacement à la fin du pas de temps implicites puisque dépendantes de l'accélération à ce même instant. Pour les systèmes non linéaires, une résolution numérique adaptée est alors nécessaire pour évaluer l'incrément de déplacement Δu correspondant à l'incrément de chargement appliqué Δp entre t et Δt .

Pour chaque pas de temps, cette résolution se base donc sur des itérations successives pour assurer la convergence vers l'état exact du système au temps $t+\Delta t$. Un schéma classique est celui de Newton-Raphson résumé et schématisé ici (numéro de l'itération entre parenthèses - se référer à [Sluys 2003] pour plus de détails):

- 1- A partir de l'état du système au temps t , évaluation de l'incrément de déplacement $\Delta u^{(1)}$ par résolution de $K_t \Delta u^{(1)} = \Delta p$ où K_t est la matrice de rigidité du système au temps t .
- 2- Évaluation de $\Delta f^{(1)}$ et du résidu $\Delta f_r^{(2)}$
- 3- Contrôle du critère de convergence
- 4- Le cas échéant, itérations successives : $\Delta f_r^{(i)} \Rightarrow \Delta u^{(i)} \Rightarrow \Delta f^{(i)} \Rightarrow \Delta f_r^{(i+1)} \dots$
- 5- Critère de convergence OK $\rightarrow \Delta u = \sum_i \Delta u_i$ et passage au pas de temps suivant

Ce schéma nécessite notamment que la matrice tangente soit actualisée à chaque itération de chaque pas de temps ce qui augmente considérablement le temps de calcul. Une variante consiste ainsi à conserver la même matrice pour toutes les itérations d'un même pas de temps (schéma de Newton-Raphson modifié) ce qui génère un nombre d'itérations plus important mais qui sont plus rapides [Batoz & Dhatt 1990].

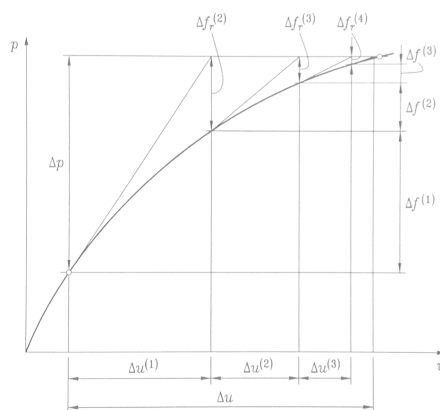


Fig. III. 1 – Itérations successives pour la résolution du pas de temps entre t et $t + \Delta t$ selon un schéma de Newton-Raphson

Au contraire du schéma explicite, l'intérêt principal du schéma implicite réside donc dans le fait que la "qualité de l'équilibre" à la fin de chaque pas de temps est contrôlée. Ce critère de convergence est souvent basé sur l'évaluation de la force résiduelle telle que présentée précédemment et qui doit devenir inférieure à une certaine valeur. D'autres critères peuvent également être ajoutés pour compléter cette vérification de la convergence, soit sur des considérations énergétiques, soit en examinant les incréments de déplacements [Sluys 2003]. Toujours est-il que cette vérification permet de s'assurer que l'état du système obtenu à $t + \Delta t$ est effectivement à l'équilibre avant d'envisager la suite de son évolution.

En revanche, ce schéma implicite implique des opérations relativement lourdes à chaque pas de temps incluant des manipulations sur des matrices de tailles importantes qui englobent l'ensemble du système (dont des inversions très coûteuses !). Mais plus que le coût de calcul par pas de temps proprement dit, c'est la nécessité de devoir vérifier le ou les critères de convergence qui peut poser des difficultés en fonction de la complexité du problème. Ainsi, même si le schéma de Newmark peut être inconditionnellement stable en choisissant correctement β et γ (respectivement égaux à $\frac{1}{4}$ et $\frac{1}{2}$), il est souvent nécessaire de limiter l'amplitude de ces incréments temporels de manière drastique pour arriver à converger et à progresser dans le calcul. Ainsi, en cas de divergence avérée, le pas de temps doit être subdivisé ce qui impose une gestion très fine du calcul mais aussi souvent très coûteuse.

Finalement, ces incréments de temps peuvent devenir du même ordre de grandeur que ceux du schéma explicite avec, dans ce cas, des coûts de calcul globalement exorbitants et forcément plus importants qu'avec un schéma explicite. En considérant l'ensemble de ces aspects, notre choix s'est donc porté sur le schéma explicite, qui présente un bon compromis pour nos problèmes complexes de dynamique rapide incluant de nombreux degrés de liberté dans un contexte opérationnel et dont les résultats peuvent être garantis moyennant une gestion appropriée du calcul.

L'outil finalement utilisé pour toutes les simulations présentées en partie IV est le code "éléments finis" Abaqus v6.4 dans sa version explicite.

III.3. Modélisation des Matériaux

III.3.1. Comportement réel, y compris en dynamique, des matériaux du génie-civil

Pour les ouvrages qui nous concernent, le génie-civil fait principalement appel pour ses matériaux au béton armé, donc au béton et à l'acier en tant qu'armature mais aussi comme matériau de construction et à d'autres matériaux secondaires comme le néoprène (dispositifs d'appui notamment).

Dans le règlement et en particulier le BAEL, les calculs justificatifs sont conduits suivant la théorie des états limites : "Un état limite est celui pour lequel une condition requise d'une (structure) est strictement satisfaite et cesserait de l'être en cas de modification défavorable d'une action" [BAEL 1992].

A chaque état limite correspond une sollicitation, combinaison des différentes actions s'appliquant à la structure : actions permanentes, actions variables, actions accidentelles. Pour chaque combinaison, les actions sont pondérées par différents coefficients permettant notamment d'introduire une marge de sécurité.

Ensuite, les justifications analytiques reposent sur des notions de résistance des matériaux mais elles ont surtout comme objectif de s'assurer que la structure étudiée résistera aux états limites concernés. Ainsi, en plus de considérations purement mécaniques viennent s'ajouter différentes considérations sécuritaires [Baloche 1994] intégrant notamment des probabilités données d'occurrence.

Dans ces conditions, le diagramme déformation - contrainte du matériau utilisé dans le règlement est lui-même "corrigé" dans sa forme et ses valeurs par rapport au comportement réel, ce qui permet d'en simplifier l'usage. L'exemple du diagramme "parabole-rectangle" (Fig. III. 2) du béton en est représentatif :

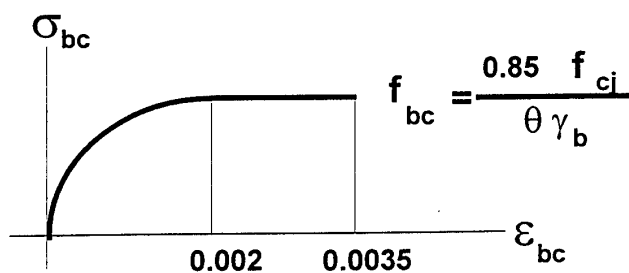


Fig. III. 2 - Diagramme BAEL de contrainte-déformation du béton

Cette manière de procéder (semi)-probabiliste permet de s'affranchir, notamment au niveau réglementaire, de la détermination précise des différents paramètres et grandeurs normalement nécessaires au calcul "exact". Cette détermination pose en effet une difficile question [Baloche 1994] tant ces paramètres sont nombreux et peuvent varier pour de multiples raisons. L'introduction de facteurs partiels de sécurité bien choisis (gage de la qualité du règlement) doit donc permettre d'y répondre et de garantir un dimensionnement qui convient.

Or, le cahier des charges que nous nous sommes fixé ne peut se contenter d'une telle approche et pour mener correctement notre travail de modélisation, il est nécessaire de pouvoir intégrer le comportement réel du matériau. Sur ce point, quelques précisions sont nécessaires.

Avant de pouvoir intégrer un comportement de matériau, il faut déjà pouvoir le caractériser. Or, si la définition d'un matériau peut être très précise sur le papier, les conditions de sa "fabrication" et de sa mise en œuvre sur chantier génèrent forcément une certaine variabilité. De même, les conditions de test des échantillons sont une des sources de l'effet d'échelle [Bazant 2002] et vont avoir une influence sur le résultat obtenu (par exemple avec la taille et la forme de l'éprouvette [Van Mier & al 1997], [Krauthammer & al 2003]).

En particulier dans notre contexte lié aux pratiques de terrain, il s'agit de garder ces difficultés à l'esprit pour conserver une démarche d'ensemble raisonnable et cohérente.

Ainsi, les matériaux dont nous parlerons dans la suite seront bien souvent caractérisés seulement (et faute de mieux) par les quelques paramètres habituels de l'ingénieur (exemple : limite en compression pour le béton voire simplement valeurs de résistance garanties pour les aciers) à partir desquels nous déduirons un comportement type du matériau (principalement sa courbe contraintes – déformations). Plus que le comportement réel exact, il s'agit d'utiliser un comportement réaliste !

Ensuite et en prolongement du point précédent, les conditions dans lesquelles le matériau peut être caractérisé en laboratoire ne sont pas non plus les mêmes que celles dans lesquelles il va être sollicité au niveau de l'ouvrage réel : confinement et âge différents, conditions extérieures (température, hygrométrie) changeantes mais surtout vitesses de sollicitation de différentes valeurs.

Sur ce point, un certain nombre d'hypothèses ont été admises. En particulier, l'influence de l'âge, de la température et de l'hygrométrie n'ont pas été prises en compte dans ce travail même si ces deux derniers paramètres ne sont pas forcément négligeables pour des ouvrages de l'ubac en conditions hivernales [Rocco & al 2001], [Mechtcherine & Müller 2001], [Soroushian & al 1985], [Huon & al 2001].

En revanche, le comportement dynamique du matériau a été intégré autant que faire se peut. En effet, les chutes de blocs et dans une moindre mesure les avalanches, peuvent générer des vitesses de déformation pour lesquelles ces aspects dynamiques ne sont plus

négligeables. La classification suivante (Fig. III. 3) fournit une première estimation des valeurs en jeu par rapport à d'autres phénomènes.

1.E-4	1.E-3	1.E-2	1.E-1	1	10	100	1000	$d\sigma/dt$ (GPa/s)
chargements sismiques		chocs dus aux séismes chute de blocs						
		explosions						
		déflagrations (souffle)		détonations (ondes de choc)				
impact de véhicules impact de navires				chute d'avions (moteurs)		battage de pieux		
1.E-6	1.E-5	1.E-4	1.E-3	1.E-2	1.E-1	1	10	100
quasi-statique		chocs mous		chocs durs				de/dt (1/s)

Fig. III. 3 - Classement des phénomènes en fonction des vitesses de déformation générées [Toutlemonde 1994]

La suite présente les éléments nécessaires pour la description du comportement, y compris en dynamique, des matériaux qui nous concernent à savoir surtout le béton, l'acier et dans une moindre mesure le néoprène.

III.3.1.1. Comportement du béton

Constitué d'une pâte de ciment hydratée enrobant des granulats (sables, graviers), le béton est un matériau fortement hétérogène. Pourtant, il peut être considéré comme homogène continu à l'échelle d'un ouvrage ou d'un échantillon d'ouvrage (éprouvette). C'est cette échelle "macroscopique" que nous allons utiliser pour décrire son comportement et pour définir des quantités "matériaux".

Le béton est un matériau présentant une dissymétrie de comportement très marquée entre traction et compression. La caractérisation la plus courante de son comportement repose ainsi sur l'essai de compression simple uniaxiale d'une éprouvette normalisée qui permet notamment de déterminer la fameuse résistance à la compression (contrainte maximale en compression f_c), propriété la plus utilisée pour le dimensionnement des structures.

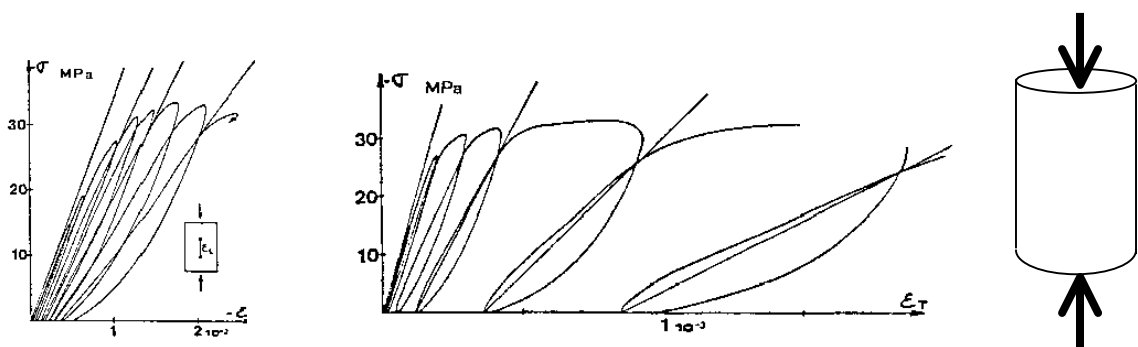


Fig. III. 4 - Évolution des caractéristiques mécaniques du béton en compression simple cyclique – déformations longitudinales et transversales [Mazars 1984]

On peut ainsi distinguer les 4 phases successives [Mazars 1984]:

1. Réponse (quasi)-linéaire jusqu'à 40 à 50 % de la contraintes maximale caractéristique f_c . La pente de la courbe "contrainte-déformation" correspond ici au module d'Young E_o du matériau.
2. Une phase de micro-fissuration jusqu'à 90 % de f_c , d'abord à coefficient de Poisson constant (jusqu'à 70 à 80 % de f_c) puis croissant et qui voit l'apparition de la non-linéarité et de l'irréversibilité (déformation permanente). Les micro-fissures se propagent de manière stable à l'interface pâte de ciment – granulats.
3. Jusqu'à f_c la propagation devient instable. La non-linéarité s'accroît avec accroissement du module d'Young (gonflement apparent du matériau). Les micro-fissures s'orientent parallèlement à la direction du chargement (anisotropie) et gagnent la pâte.
4. Au-delà de f_c , apparition de fissures, décroissance des contraintes par rupture ductile.

A noter que des micro-fissures ou des micro-cavités peuvent également être présentes dans le béton au repos, issues notamment des transformations thermo-chimiques liées à l'hydratation du ciment.

La courbe contrainte-déformation du béton obtenue en traction uniaxiale (Fig. III. 5) est relativement similaire dans son fonctionnement à celle décrite pour la compression. En revanche, la résistance ultime en traction f_t du béton est environ égale au dixième de sa résistance en compression. Cette dissymétrie très marquée du matériau lui confère des propriétés particulières, notamment lors des sollicitations dynamiques, d'où l'intérêt pour nous de caractériser correctement cet aspect.

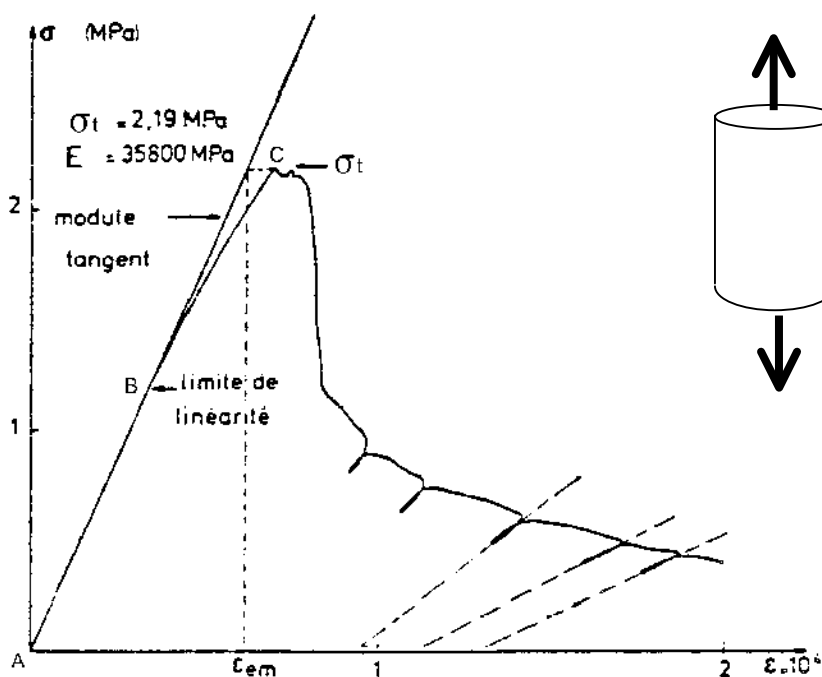


Fig. III. 5 - Comportement du béton en traction uniaxiale [Terrien 1980]

Deux phases principales peuvent être distinguées ici :

1. phase avant-pic où le comportement est globalement élastique linéaire. On note cependant un léger écartement à partir de 60 % environ de f_t (contrainte ultime en traction) correspondant à l'apparition de micro-fissures et de l'irréversibilité.
2. phase post-pic où la contrainte chute brutalement, c'est l'adoucissement. Les micro-fissures s'orientent perpendiculairement à la direction de chargement (anisotropie) et se joignent pour former une fissure. Il y a localisation de la déformation dans cette zone de coalescence alors que les zones voisines se déchargent. D'un point de vue macroscopique, le matériau a perdu au final une importante part de sa raideur.

En parallèle à ce comportement uniaxial, la présence autour de l'éprouvette d'une pression latérale de confinement (Fig. III. 6) conduit à une rupture ductile sous charge plus élevée de compression [Jamet & al 1984].

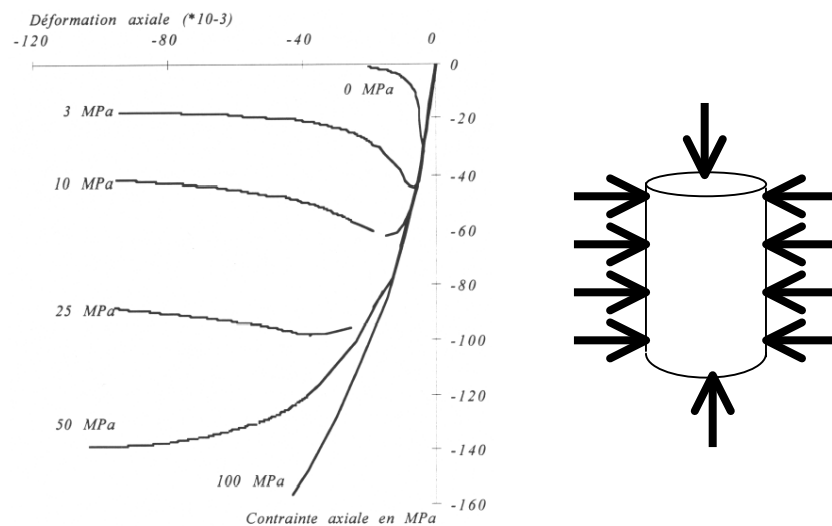


Fig. III. 6 - Évolution du comportement axial du béton pour différentes pressions de confinement [Jamet & al 1984]

En fait, les modes de rupture sous compression triaxiale dépendent des proportions relatives du déviateur et de la composante hydrostatique : une pression hydrostatique superposée à un déviateur n'autorise plus les extensions locales et provoque des frottements très importants entre les lèvres de fissures. Si la sollicitation est composée essentiellement d'une pression hydrostatique, il y a consolidation de la matrice cimentaire (Fig. III. 7). Cette compaction dépend notamment de la porosité initiale du matériau [Burlion & al, 2001]. En revanche, un déchargement pourrait faire alors apparaître une décohésion totale ou partielle du matériau. Il ne s'agit donc pas de l'acquisition par le matériau de propriétés mécaniques accrues mais de l'influence des conditions qui sont ici prépondérantes [Gary & Bailly 1998]. Ces conditions peuvent notamment se retrouver dans les zones d'impact et/ou dans des cas de dynamique très rapide : certaines parties du béton peuvent alors se retrouver confinées par le béton environnant [Le Nard & Bailly 2000]. Sur ce point, la nouvelle presse GIGA financée par la DGA et inaugurée en mai

2004 au Laboratoire 3S à Grenoble permettra d'avancer sur ce thème particulier, en explorant des pressions de confinement plus importantes.

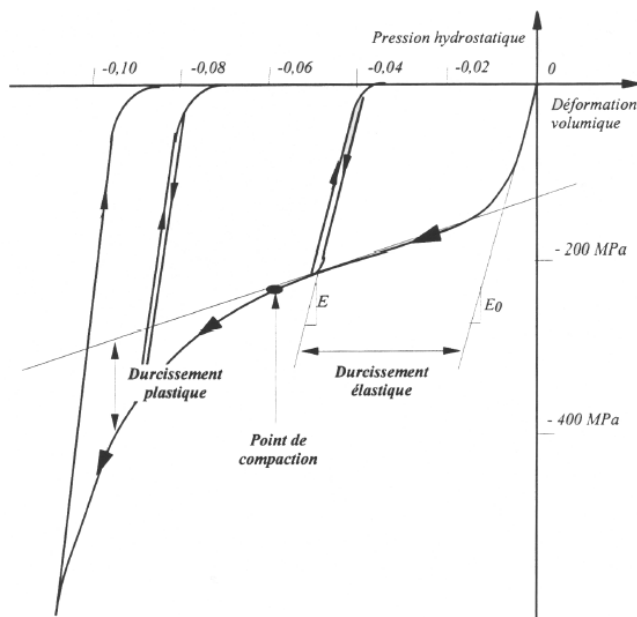


Fig. III. 7 - Comportement compactant du béton [Burlion 1998]

Pour les problèmes qui nous concernent, les structures sont également amenées à avoir des chargements alternés. Or, des essais de chargements cycliques en compression et en traction montrent une diminution de la rigidité du matériau et l'apparition de boucles d'hystérésis (Fig. III. 4 & Fig. III. 5) lors des cycles statiques de charge-décharge. Cette dissipation d'énergie peut s'expliquer par la présence d'une certaine viscosité et/ou d'une plasticité induite par le frottement et le glissement des lèvres des micro-fissures lorsque celles-ci s'ouvrent et se referment. Ce phénomène d'ouverture et de refermeture des fissures expliquerait aussi le comportement unilatéral du béton qui se traduit par une restauration de la raideur lorsque le matériau dégradé par une sollicitation de traction est soumis ensuite à une compression.

Enfin, un des aspects les plus marquants pour nos actions dynamiques est la dépendance de la réponse du béton à la vitesse de déformation [Elices & Planas 1996]. Cet effet de vitesse a fait l'objet de nombreuses études expérimentales qui ont montré surtout une dépendance des résistances en traction et en compression au taux de déformation. Dans le même temps, l'influence sur le module d'Young ou le coefficient de Poisson est moindre et peut être négligée pour le calcul d'une structure [Toutlemonde 1994]. Les manifestations de cet effet éliminent ainsi une origine liée à la viscosité. Les figures suivantes (Fig. III. 8) rassemblent les principaux résultats de la littérature pour les sollicitations uniaxiales de compression et de traction sous la forme du rapport entre la résistance dynamique et la résistance statique.

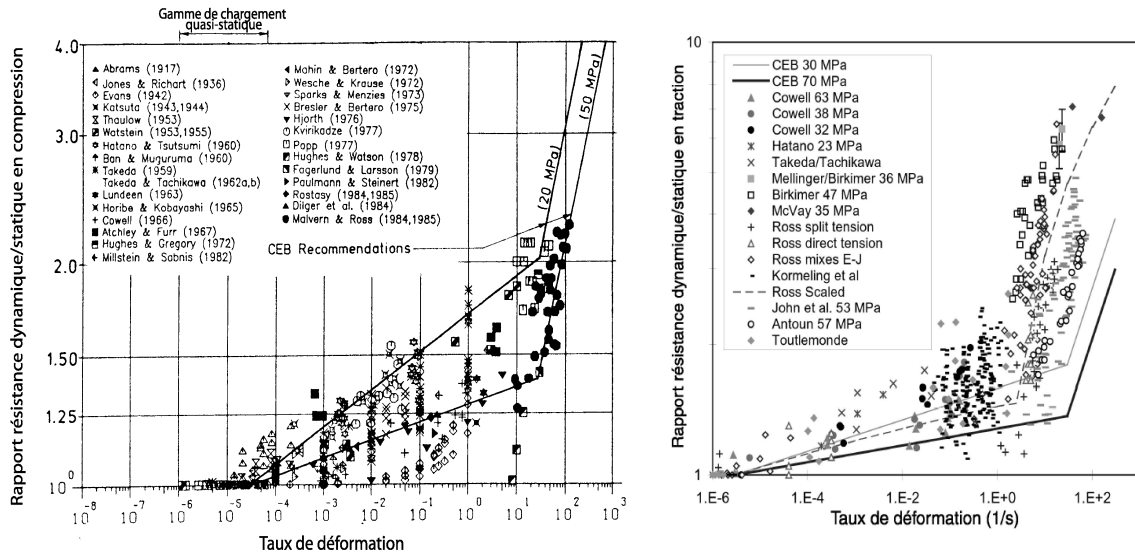


Fig. III. 8 - Dépendance de la résistance, respectivement en compression [Bischoff & Perry 1991] et traction [Malvar & Crawford 1998] uniaxiales

On observe ainsi deux comportements différents : le premier montre une dépendance quasi-linéaire du rapport dynamique avec $\log(\dot{\epsilon})$. Le deuxième est une augmentation brutale de ce rapport à partir d'une valeur du taux de déformation $\dot{\epsilon}$ d'environ $3 \cdot 10^1 \text{ s}^{-1}$ en compression et 10^0 s^{-1} en traction. La dépendance en traction est donc largement plus significative [Brara & al, 2001].

Cette augmentation de résistance avec le taux de déformation reste encore sujette à discussion. La présence d'eau libre dans le béton a une influence directe sur ces résultats, au moins jusqu'à 1 s^{-1} [Toutlemonde 1994]. Au-dessus, la difficulté est d'arriver à distinguer la part du comportement matériau et des effets d'inertie. En traction, cet effet de vitesse semble lié à la microstructure et à la présence de défauts [Hild & al 1992] au sein du matériau. Ces défauts qui certes, sont également présents en statique, se retrouvent occultés ou favorisés en dynamique où la théorie du "maillon faible" ne s'applique plus, comme le montre le modèle stochastique d'endommagement et fragmentation dynamique présenté dans [Deynoul 1998]. A partir de là, les résistances en traction dynamique se retrouvent de fait améliorées. En compression, l'explication se base sur les phénomènes inertiels qui apparaissent prépondérants [Donzé & al 1999] [Georgin & Reynouard 2003] [Li & Meng 2003]. En tendant vers l'élimination des effets de confinement inertiel, [Forquin 2003] montre ainsi une quasi-absence de sensibilité du béton à la vitesse de déformation en compression.

Alors que l'utilisation de certains modèles "éléments discrets" permet de prendre en compte quasiment naturellement ces effets de vitesse par une représentation plus réaliste de la matière [Daudeville 1998] [Hentz & al 2004], l'utilisation d'un modèle macroscopique continu nécessitera de les intégrer indirectement.

III.3.1.2. Comportement de l'acier

En génie-civil, l'acier intervient en tant que tel comme matériau de construction pour de grands ouvrages comme les gratte-ciel ou les ponts mais aussi comme renforcement au sein du matériau béton pour améliorer ses piètres performances en traction.

L'acier est un matériau ferreux évolué comprenant entre 0.05 et 1% de carbone, dont les caractéristiques ne cessent d'être améliorées grâce à différents traitements et qui présente de nombreuses variétés. Les premiers aciers à haute limite d'élasticité sont apparus vers 1940.

Le comportement de l'acier est en général bien représenté par un modèle élasto-plastique avec écrouissage. L'écrouissage correspond à la sortie d'atomes du réseau cristallin pour ensuite revenir à leur position d'équilibre, grâce à un chargement au-delà de la limite élastique puis déchargement. Cette opération donne un matériau avec une meilleure résistance à la rupture mais aussi une plus faible aptitude à l'allongement [Prat & al 1995].

Même si les résistances à la compression sont généralement un peu supérieures aux résistances à la traction, le diagramme contrainte-déformation de l'acier est globalement symétrique entre traction et compression jusqu'au palier d'étirage (Fig. III. 9). Les différences sont notables uniquement pour les grandes déformations, notamment du fait de la difficulté à rompre une éprouvette en compression.

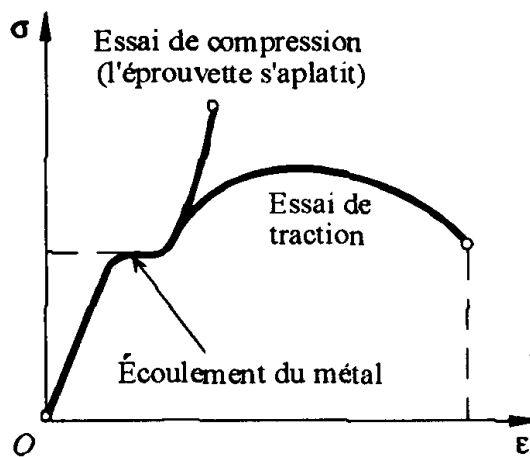


Fig. III. 9 - Essais comparatifs de traction et de compression sur une éprouvette d'acier [Prat & al 1995]

Le module d'Young de l'acier est compris entre 180 000 MPa et 210 000 MPa (conventionnellement 210 000 MPa) et le coefficient de Poisson vaut 0.3. La résistance de l'acier à la traction est au moins de 350 MPa. Les structures doivent être réalisées avec des aciers possédant un palier plastique suffisant pour permettre le développement des rotules plastiques. L'allongement à rupture doit être au moins de 15%.

De la même façon que pour le béton, l'acier présente des accroissements de résistance avec la vitesse de déformation [Lee & Lin, 2001]. A partir du comportement statique jusqu'à

rupture d'un acier classique [Prat & al, 1997], la figure ci-dessous (Fig. III. 10) illustre de manière qualitative l'évolution du comportement sous sollicitation dynamique.

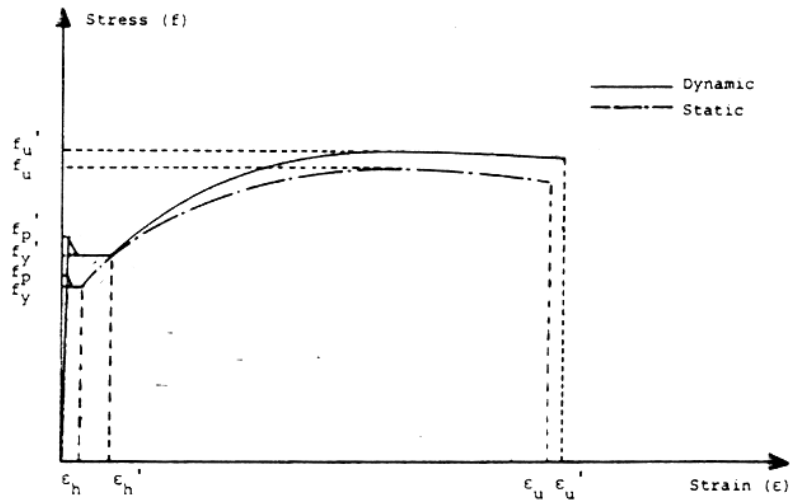


Fig. III. 10 - Comportement de l'acier en statique et en dynamique

On constate donc la conservation du module d'Young et comme pour le béton, un accroissement des résistances et des déformations élastiques et à rupture. Ensuite, [Soroushian & Choi, 1987] présente les résultats de plusieurs études expérimentales permettant de quantifier l'écart entre les différentes résistances et déformations entre statique et dynamique (Fig. III. 11 & Fig. III. 12). La présentation est analogue à celle utilisée pour le béton, à savoir la donnée du ratio de la grandeur en dynamique par rapport à sa valeur en statique, en fonction du taux de déformation :

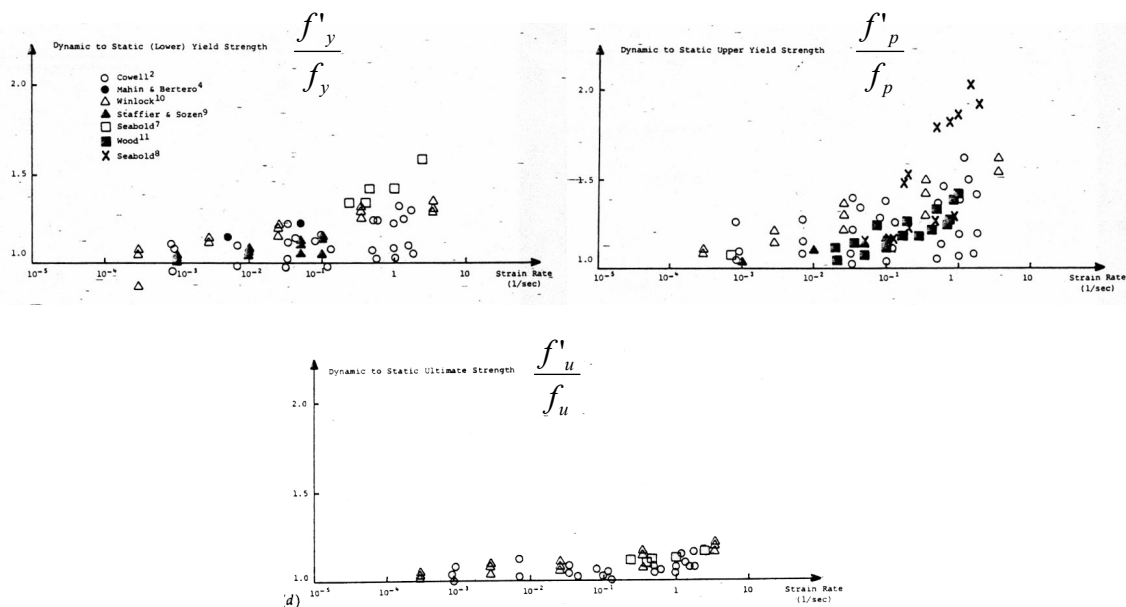


Fig. III. 11 - Accroissement relatif des résistances caractéristiques de la courbe de l'acier en fonction de la vitesse de déformation

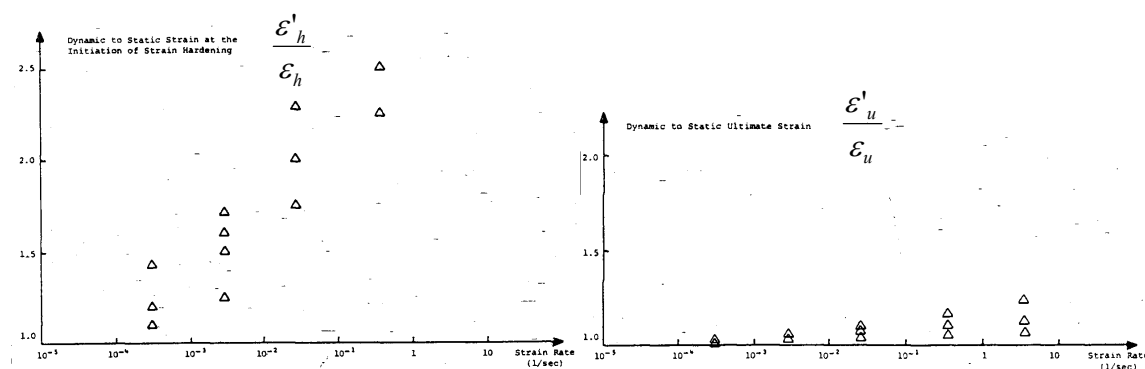


Fig. III. 12 - Accroissement relatif des déformations caractéristiques de la courbe de l'acier en fonction de la vitesse de déformation

Ces courbes montrent donc un accroissement certain des valeurs de résistances ou de déformations. Simplement, la sensibilité à la vitesse de déformation apparaît globalement plus faible que pour le béton. Par ailleurs, il paraît relativement difficile de prendre en compte une tendance précise vu la variabilité des résultats dans les gammes de vitesse qui nous intéressent d'autant plus que la modélisation du comportement de l'acier est souvent limitée à un modèle élasto-plastique.

Après ces considérations sur le matériau acier en tant que tel, il faut maintenant aborder la question de l'acier en tant que renforcement du béton. En effet, la dissymétrie de comportement du béton et sa faiblesse de résistance en traction tendrait à concevoir des structures pour lesquelles le béton ne serait soumis qu'à des sollicitations de compression. Or, cette hypothèse limiterait grandement les cas d'usage du béton, d'où l'idée de pré-contraindre (mais qui, sauf exception [Kishi & al 2002], ne concerne pas les ouvrages liés à la protection contre les risques naturels gravitaires) et surtout de renforcer le béton en traction.

L'idée d'introduire des armatures dans les zones tendues date du XIX^{ème} siècle. Cet ajout crée ainsi un matériau composite, le béton armé, et fait intervenir de nouveaux phénomènes. Entre autres, l'ajout d'armatures "régularise" le comportement macroscopique du matériau. Au niveau microscopique, l'adhérence acier-béton qui est primordiale pour un fonctionnement optimal du composite, oblige les matériaux à être solidaires et à "collaborer" entre les fissures en traction et confère à l'ensemble un comportement plus rigide que l'acier nu. L'armature va non seulement transmettre les efforts parallèles à sa direction mais également perpendiculaires par un effet de goujon.

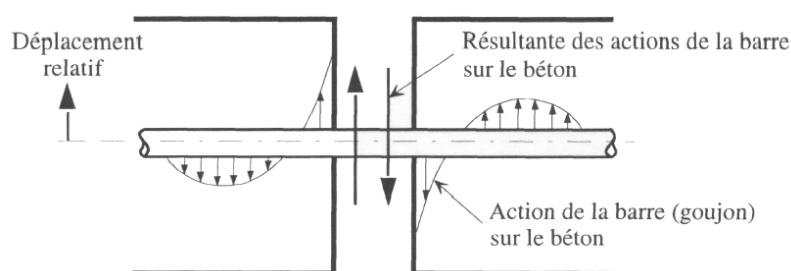


Fig. III. 13 - Interaction béton - acier : effet de goujon [Prat & al 1997]

Le fonctionnement et donc le comportement macroscopique du béton armé va dépendre fortement de la qualité de ce lien acier-béton. Or et de même que pour l'adhérence entre la pâte cimentaire et les granulats, l'adhérence du béton sur l'acier représente un point faible du composite. Ainsi, en pratique, les armatures offrent un certain relief pour favoriser cette adhérence. Malgré cela, un certain nombre de paramètres vont fragiliser ce lien, qu'il s'agisse de son vieillissement [Fu & Chung 1998], de sa position dans la structure (avec ou sans confinement) [Yeih & al 1997] ou des chargements que va subir la structure [Cao & Chung 2001]. En particulier, la diffusion des ondes générées par un impact sur la structure peut être largement préjudiciable à la bonne tenue de cette interface acier béton.

De la même façon que pour ses constituants, il est également intéressant de considérer l'influence de la vitesse de sollicitation sur le comportement du composite béton armé. Malheureusement, très peu d'études semblent disponibles hormis [Soroushian & Obaseki 1986] qui montre la même tendance à l'accroissement de la résistance avec le taux de déformation. Cet accroissement dépend à la fois de la forme testée et du confinement apporté par le ferrailage.

III.3.1.3. Comportement des néoprènes

Le génie-civil utilise régulièrement du néoprène, notamment pour ses dispositifs d'appuis. Or, ce matériau présente un comportement mécanique complexe, non linéaire et dissipatif [Saad & al, 2003]. Ainsi, sa réponse mécanique dépend (Fig. III. 14) notamment de la précharge, de la fréquence (et donc de la vitesse) de sollicitation et de l'amplitude des déformations subies (Effet Payne [Sjöberg & Kari, 2003]), le tout fonction de la température ! [Ramorino & al, 2003]. Les élastomères qui font partie de la catégorie des polymères souples [Dragon & al 2000] relèvent plutôt d'un comportement (thermo)-viscoélastique non linéaire. Ils possèdent une gamme extrêmement large de temps de relaxation caractéristiques qui dépendent eux-mêmes des conditions (température et pression notamment). On trouve aussi des descriptions par des modèles viscoélastiques endommageables et hyperélastiques [Lemaitre & Chaboche, 1985]. La principale difficulté qui sera également la nôtre est finalement de pouvoir ensuite identifier correctement ces modèles, avec souvent la nécessité d'essais spécifiques. Heureusement dans notre cas, la contribution mécanique de ces composants sera faible (notamment en terme de raideur) à l'échelle des structures qui vont nous intéresser ici.

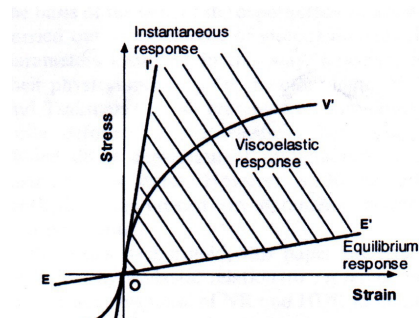


Fig. III. 14 - Représentation de la variabilité de réponse d'un matériau viscoélastique [Amin et al, 2002]

III.3.2. Modélisation du comportement des matériaux

III.3.2.1. Modélisation du comportement du béton

III.3.2.1.1. Choisir sa philosophie

Choisir la méthode de résolution par "éléments finis" ne résout pas tout et à partir de la description du comportement des matériaux, il s'agit maintenant d'en examiner la question de la modélisation, en particulier pour le béton qui est l'élément constituant primordial de nos ouvrages.

Avec l'usage intensif de ce matériau, de nombreux modèles de comportement du béton ont été développés et implantés dans un cadre "éléments finis". On peut ainsi distinguer plusieurs philosophies de modélisation dont les objectifs diffèrent, notamment au niveau de l'échelle considérée.

A l'échelle microscopique, le béton ne peut pas être considéré comme homogène et des modèles existent, représentant d'une part la matrice cimentaire et d'autre part les inclusions granulaires avec la possibilité d'introduire des micro-fissures initiales. La position des granulats est alors déterminée par exemple par une procédure aléatoire [Van Mier & al 1997]. Ce type d'approche doit inclure un modèle de fissuration pour le ciment et un modèle pour l'interface ciment-granat. Ce genre de démarche s'intéresse principalement à l'évolution de la microstructure du béton soumis à une sollicitation (mécanique ou autre) et n'est bien sûr pas adapté à notre cahier des charges.

En fait, l'hétérogénéité du béton est rarement prise en compte et dans notre cas, l'échelle de modélisation doit au moins permettre de considérer le béton comme homogène pour être cohérent avec la modélisation de structures complètes.

A partir de là, la difficulté vient de l'utilisation du béton au-delà de la partie élastique de son comportement (auquel cas la réponse serait évidente). Au contraire, il s'agit d'en modéliser également la partie non linéaire liée à l'apparition de micro-fissures.

En considérant directement la source de la non-linéarité, l'idée la plus simple était donc de modéliser directement cette fissuration. Or, la difficulté de la modélisation de la fissuration du béton par "éléments finis" tient justement à la nature discontinue de la fissure qui divise le matériau. Cette incompatibilité apparente nécessite le développement de schémas spécifiques, qui tout en conservant la notion générale de continuité dans la solution, entraînent des changements drastiques à l'emplacement de la fissure. Les travaux pionniers en matière de modélisation de la fissuration datent des années soixante avec [Ngo & Scordelis 1967] qui a introduit le concept de la fissuration discrète et [Rashid 1968] celui de la fissuration diffuse.

Le concept de la fissure discrète a pour objectif de simuler l'initiation et la propagation des fractures dominantes alors que celui de la fissuration diffuse considère que du fait de

l'hétérogénéité et éventuellement du ferrailage, il apparaît d'abord tout un réseau de micro-fissures qui ne se joindront et coalesceront en fissures dominantes que lors d'une phase avancée de la sollicitation [De Borst & al 2003].

Même si certaines limites de la fissuration discrète comme sa propagation seulement entre les éléments du maillage ont pu être repoussées par l'introduction du remaillage automatique [Ingraffea & Saouma 1985] ou l'introduction d'éléments d'interface au sein du maillage [Rots 1991], cette approche présente encore un certain nombre de difficultés et n'est de toute façon pas adaptée à la modélisation d'une structure complexe.

De son côté, la fissuration diffuse est plus souple d'usage : le béton est considéré comme un milieu continu et la fissuration est introduite en modifiant les propriétés du matériau à l'endroit de la fissure. Cette approche permet une description de la détérioration du béton dû à la fissuration directement dans la relation entre contraintes et déformations. La loi initiale et isotrope du béton intact liant les contraintes aux déformations est transformée en une loi orthotrope après fissuration, les axes étant alignés avec la direction de la fissure. Comme les contraintes et les déformations sont évaluées aux points d'intégration, la détérioration des propriétés du matériau affecte la région entourant ces points et diffuse les effets de la fissure dans cette région. Cette approche est très attractive, non seulement parce qu'elle préserve le maillage "éléments finis" pendant toute l'analyse, mais aussi parce que seule la relation entre les contraintes et les déformations doit être actualisée après l'apparition d'une fissure.

Deux catégories existent, celle utilisant le concept de la fissure fixe dont l'orientation est fixée dès son apparition, ou celle utilisant le concept de la fissure tournante pour laquelle les axes de la fissure tournent pour rester alignés avec ceux des déformations principales [Bazant & Planas 1997]. Cette dernière a été introduite pour régler la question de l'apparition d'une fissure secondaire, de son critère d'amorçage et de sa direction de propagation.

Cependant, ces approches présentent surtout un intérêt pour les cas où l'étude de la fissuration elle-même est importante et plutôt à une échelle fine [Walter 1999]. Or dans notre situation, le fait d'avoir à traiter des ouvrages en béton armé limite l'importance des fissures (sauf à la ruine) et la capacité à situer précisément une zone fissurée ne présente pas réellement d'avantage. En effet, l'objectif est à terme de construire des ouvrages résistants avec un certain niveau de préservation et donc de limiter autant que possible l'apparition de fissures marquées ! Ensuite, l'évaluation du préjudice que peut représenter une fissure donnée pour un ouvrage reste très difficile notamment dans le cas des structures en béton armé. Ainsi, une telle capacité du modèle ne paraît pas indispensable dans notre cas avant même considérer les difficultés de mise en œuvre et d'application de telles méthodes en ingénierie opérationnelle.

Par ailleurs, la nécessité de traiter des structures soumises à des sollicitations dynamiques nécessite de s'interroger sur l'importance de cette dynamique et sur sa rapidité. En effet, des modèles ont été spécifiquement développés dans le cadre de simulations numériques

pour répondre à des situations de dynamique sévère : explosion, perforation... [Gebben & Ruppert 2000] Une partition des tenseurs de contraintes et de déformations y est bien souvent utilisée dans les équations constitutives du modèle pour aborder de manière distincte le comportement sphérique (variation volumique liée à la compaction) et le comportement déviatorique (cisaillement). Pour le béton où ces deux comportements ne sont pas découplés [Burlion 1998], les deux relations de comportement doivent alors être liées [Le Vu 1998] ou une autre approche sans partition, par exemple basée sur la théorie de la plasticité, doit être utilisée [Gatuingt 1999]. Cependant, ces modèles traitent de phénomènes très sévères dont les conséquences sur les structures semblent finalement assez éloignées de notre contexte. Ainsi, même si localement il ne paraît pas inenvisageable de constater des vitesses de déformation élevées (supérieures à $1s^{-1}$) par exemple dans la zone d'impact d'un rocher sur une dalle, les conséquences en seront faibles à l'échelle de la structure. Il paraît donc disproportionné de vouloir utiliser de tels outils d'autant plus que notre objectif n'est pas à proprement parler de vouloir modéliser l'impact mais le comportement dynamique d'ensemble de la structure.

Finalement; il s'agit d'utiliser un modèle polyvalent capable de modéliser correctement le comportement non-linéaire du béton grâce à un modèle plutôt macroscopique et prenant correctement en compte les effets de vitesse dans un contexte de dynamique raisonnable. Pour cela, différents modèles ont été développés qui peuvent également être qualifiés d'approches diffuses dans le sens où la discontinuité induite par la fissure est modélisée par un modèle continu. Simplement, ils représentent la réalité de la fissure par des concepts plus éloignés de la réalité mais dont la théorie s'avère souvent plus abordable et plus aisée à mettre en œuvre.

Le premier de ces concepts est celui de la plasticité qui a été largement développé dans le cas des métaux puis du béton. Les nombreux modèles existants prennent généralement en compte l'écrouissage, l'adoucissement et les différences se situent au niveau du type de surface de charge utilisé ou de la règle d'écoulement. Des surfaces de charge différentes sont notamment utilisées pour un état de contrainte en tension ou en compression. A partir de là, des modèles basés sur la théorie de la viscoplasticité ont été développés pour étudier les structures en béton sous chargement dynamique : les principales différences concernent la définition du domaine plastique et les évolutions (visco)-plastiques.

Le second concept est celui de l'endommagement continu qui considère le milieu comme homogène et traite la micro-fissuration progressive en réduisant la raideur via un facteur adapté. Dans ce sens, cette approche est très proche des modèles de fissuration diffuse [De Borst & al 2003] sauf à choisir, comme c'est souvent le cas, une variable d'endommagement scalaire qui ne permet pas alors de prendre en compte le caractère anisotrope de la fissuration. L'intérêt de ce type de modèles est qu'il permet de prendre correctement en compte le comportement du matériau avec un formalisme abordable en fournissant en plus un indicateur objectif de l'état du matériau grâce à la variable d'endommagement. Cet indicateur apparaît en effet beaucoup plus souple à utiliser du

point de vue numérique tout en conservant un lien fort avec les modèles de fissuration [Mazars & Pijaudier-Cabot 1996] et l'état réel du matériau [Di Prisco & al 2000].

De la même manière, la dépendance à la vitesse de déformation peut être introduite dans un comportement endommageable, par exemple en modifiant la loi d'évolution de la variable d'endommagement [Dubé 1994] ou le seuil d'endommagement [Pontiroli 1995] en fonction de cette vitesse. D'autres modèles ont également été développés qui combinent (visco)-plasticité et (visco)-endommagement [Sercombe 1997], [Burlion 1998], [Gatuingt 1999], [Ragueneau & Gatuingt 2003] où l'endommagement traite plus particulièrement du volet traction.

L'ensemble de ces modèles en plasticité et/ou endommagement, intégrant ou non de la viscosité ont tous pu montrer une bonne capacité à traiter différents problèmes et à modéliser correctement la réponse de structures particulières dans des conditions de laboratoire. Pour autant, le passage à des structures réelles "telles que construites" en génie-civil traditionnel n'a été que peu pratiqué : le principal problème réside souvent dans l'identification des multiples paramètres de ces modèles qui est souvent envisagée dans des conditions données et qui n'est pas forcément applicable telle qu'elle dans une nouvelle situation. Ceci pose notamment la question cruciale du développement d'un modèle et de sa polyvalence à traiter différentes situations impliquant des structures réelles en béton.

Finalement, notre choix s'est porté sur un modèle de description du comportement du béton par le concept de l'endommagement continu, aussi bien en traction qu'en compression. Cette approche présente, à notre avis, la majorité des avantages requis par notre cahier des charges : compromis entre simplicité et représentativité des phénomènes en jeu, principaux aspects du comportement pris en compte, applicabilité dans la gamme des vitesses de déformation pressenties, paramètres correctement identifiés et modèles éprouvés, indicateur cohérent de l'état du matériau...

III.3.2.1.2. Les modèles d'endommagement – Le modèle [Mazars 1984]

Comme indiqué précédemment, la mécanique de l'endommagement traduit les phénomènes physiques se produisant au sein du matériau (principalement la microfissuration pour le béton) par la détérioration progressive de ses caractéristiques mécaniques. Cette détérioration est gouvernée par une variable continue d'endommagement dont la première évocation date de 1958 [Kachanov 1958 & 1986], d'abord pour le cas particulier de la rupture par fluage des métaux sous sollicitation unidimensionnelle.

La distinction entre un état du matériau sain et endommagé à la base de cette théorie a conduit à la notion de contraintes effectives [Lemaître & Chaboche 1985] et qui peut être formulée de la manière suivante : lorsque le matériau est endommagé, toute section d'un élément de volume peut être vue comme la somme d'une surface endommagée (trous et fissures) et d'une surface effective (ou saine). Les contraintes effectives sont alors définies comme celles agissant sur la surface saine de la section et peuvent être reliées aux

contraintes réelles s'appliquant au matériau endommagé à partir du principe d'équivalence en déformations. Finalement, l'endommagement D est défini comme le rapport entre la surface endommagée et la surface totale initiale et traduit la détérioration du matériau :

$$\begin{aligned} D = 0 & \quad \rightarrow \quad \text{matériau sain} \\ 0 < D < 1 & \quad \rightarrow \quad \text{matériau endommagé} \\ D = 1 & \quad \rightarrow \quad \text{matériau complètement fissuré} \end{aligned}$$

Et dans le cas unidimensionnel, $\tilde{\sigma}$ représentant la contrainte effective :

$$(iii) \quad \tilde{\sigma} = \frac{\sigma}{1-D}$$

Cette notion a ensuite été reprise dans les années 1970 pour être étendue au cas de la rupture ductile ou de la rupture par fatigue et généralisée au cas tridimensionnel isotrope dans le cadre de la thermodynamique des processus irréversibles. Pour le béton, son application a été menée par [Mazars 1984] qui couple l'endommagement avec une loi élastique simple en considérant qu'il ne concerne que la raideur du matériau et donc que cette détérioration ne s'applique qu'au module d'Young.

Dans ces conditions, l'écriture unidimensionnelle générale de la relation de contrainte-déformation s'écrit : $\sigma = E_0(1-D)\varepsilon$ où E_0 est le module d'Young du matériau sain.

La variable d'endommagement D est scalaire et évolue en fonction des déformations d'extension. Sur ce choix, il faut préciser que la mécanique de l'endommagement s'applique particulièrement bien aux phénomènes de traction puisqu'elle se base sur l'apparition des micro-fissures. Concernant maintenant l'isotropie, hormis quelques modèles [De Borst & Gutierrez, 1999], [Ramtani 1990] le caractère anisotrope de l'endommagement est peu décrit, a fortiori en dynamique [Dragon & al 2000].

Ainsi, l'état local d'extension est représenté par la déformation équivalente $\tilde{\varepsilon}_M$, calculée à partir des déformations principales positives $\langle \varepsilon_i \rangle_+$. Ici, l'indice M est utilisé pour rappeler l'appartenance au modèle Mazars et éviter les confusions avec le contenu du paragraphe suivant.

$$(iv) \quad \tilde{\varepsilon}_M = \sqrt{\sum_i \langle \varepsilon_i \rangle_+^2}$$

$$\text{avec} \quad \begin{aligned} \langle \varepsilon_i \rangle_+ &= \varepsilon_i \quad \text{si } \varepsilon_i \geq 0 \\ \langle \varepsilon_i \rangle_+ &= 0 \quad \text{si } \varepsilon_i < 0 \end{aligned}$$

En cas de compression simple (par exemple dans la direction 1), c'est donc l'effet Poisson qui va jouer (avec dans ce cas des extensions dans les directions 2 et 3 :

$$\tilde{\varepsilon}_M = \sqrt{0 + \langle \varepsilon_2 \rangle_+^2 + \langle \varepsilon_3 \rangle_+^2} = \sqrt{2(-\nu\varepsilon_1)^2} = -\sqrt{2}\nu\varepsilon_1). \text{ En revanche, en cas de compression}$$

hydrostatique, la déformation équivalente reste nulle : ce type de modèle ne permet pas de prendre en compte l'évolution de l'endommagement dans ce cas.

A partir d'observations expérimentales, sous chargement monotone en traction ou en compression, l'évolution de D est exprimée en fonction de la déformation équivalente $\tilde{\varepsilon}_M$ de la façon suivante :

$$(v) \quad D_M = 1 - \frac{A_M}{e^{B_M(\tilde{\varepsilon}_M - \varepsilon_{Do})}} - \frac{\varepsilon_{Do}(1 - A_M)}{\tilde{\varepsilon}_M}$$

avec ε_{Do} : seuil d'endommagement

A, B : paramètres matériau

Cette forme permet notamment de retranscrire correctement les parties post-pic.

Ensuite, pour considérer un état de sollicitation quelconque et tenir compte du comportement dissymétrique du béton, l'endommagement est considéré comme la combinaison d'un endommagement dû à la traction D_{tM} et d'un endommagement dû à la compression D_{cM} .

$$(vi) \quad D = \alpha_{tM} D_{tM} + \alpha_{cM} D_{cM}$$

Avec α_{tM} et α_{cM} qui évoluent entre 0 et 1 et mesurent "l'intensité relative" de la traction (σ_+) et de la compression (σ). En considérant $\sigma = \sigma_+ + \sigma$ et $\varepsilon = \varepsilon_+ + \varepsilon$ on obtient leur formule générale:

$$(vii) \quad \alpha_{cM} = \sum_i Hi \left(\frac{\varepsilon_{ci}(\varepsilon_{ti} + \varepsilon_{ci})}{\tilde{\varepsilon}^2} \right)^\beta$$

$$(viii) \quad \alpha_{tM} = \sum_i Hi \left(\frac{\varepsilon_{ti}(\varepsilon_{ti} + \varepsilon_{ci})}{\tilde{\varepsilon}^2} \right)^\beta$$

où $Hi=1$ si $\varepsilon_i > 0$ et $Hi=0$ sinon

β est un coefficient qui permet d'ajuster commodément la réponse en cisaillement [Mazars 1991]. Une valeur de 1.05 est en général utilisée. Ceci conduit à :

$$\alpha_{tM} = 0, \alpha_{cM} = 1 \text{ en compression pure}$$

$$\alpha_{cM} = 0, \alpha_{tM} = 1 \text{ en traction pure}$$

$$\alpha_{tM} + \alpha_{cM} = 1 \text{ sinon}$$

Rappelons que D_{tM} et D_{cM} évoluent tous les deux avec les déformations locales d'extension. Pour D_{tM} , il s'agit directement d'extensions qui ont pour « origine » une sollicitation de traction alors que pour D_{cM} , les extensions proviennent indirectement de l'effet Poisson.

Les paramètres matériau définissant l'évolution de D_{tM} et de D_{cM} sont finalement identifiés à partir de résultats d'essais uniaxiaux de traction et de compression.

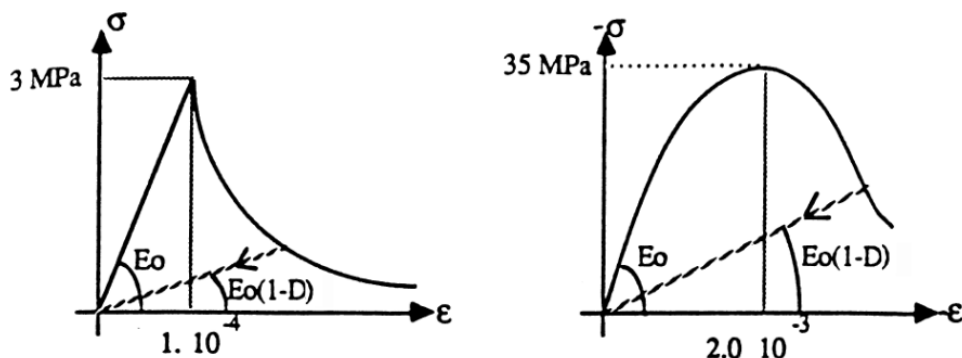


Fig. III. 15 - Comportement uniaxial du béton en traction et compression – modèle Mazars [Mazars 1984]

L'initiation de l'endommagement est également liée à la déformation équivalente. Pour un état de déformation équivalente et d'endommagement donné, la fonction seuil limite d'évolution f est de la forme:

$$(ix) \quad f(\tilde{\varepsilon}_M, D) = \tilde{\varepsilon}_M - K(\tilde{\varepsilon}_M) = 0$$

K est une fonction de l'endommagement D . Pour $D=0$, $K = \varepsilon_{D0}$. Ensuite $K(\tilde{\varepsilon}_M)$ est la valeur maximale atteinte par $\tilde{\varepsilon}_M$ au cours du chargement.

- Si $f = 0$ et $\dot{f} \geq 0$ alors l'endommagement évolue et croît avec:

$$(x) \quad D_{tM} = 1 - \frac{A_{tM}}{e^{B_{tM}(\tilde{\varepsilon}_M - \varepsilon_{D0})}} - \frac{\varepsilon_{D0}(1 - A_{tM})}{\tilde{\varepsilon}_M}$$

$$(xi) \quad D_{cM} = 1 - \frac{A_{cM}}{e^{B_{cM}(\tilde{\varepsilon}_M - \varepsilon_{D0})}} - \frac{\varepsilon_{D0}(1 - A_{cM})}{\tilde{\varepsilon}_M}$$

- Si $f < 0$ ou si $f = 0$ et $\dot{f} < 0$ alors l'endommagement n'évolue plus car soit le seuil d'endommagement initial n'a pas été atteint soit on se trouve dans un cas de décharge.

Le fait d'utiliser le maximum de la déformation équivalente au cours de l'histoire provient de la nécessité pour l'endommagement D d'avoir une évolution croissante au cours du chargement, afin de vérifier l'inégalité de Clausius-Duhem elle-même issue de la forme locale du 2^{ème} principe de la thermodynamique :

$$(xii) \quad Y\dot{D} \geq 0$$

où Y , variable associée à l'endommagement D , représente le taux (positif ou nul) de restitution d'énergie.

De manière analogue, on obtient finalement la forme tridimensionnelle du modèle de comportement qui reste simple puisque directement reliée à l'équation de l'élasticité au facteur $(1-D)$ près:

$$(xiii) \quad \underline{\underline{\sigma}} = (1-D) \left[\lambda_0 \text{trace}(\underline{\underline{\varepsilon}}) \underline{\underline{1}} + 2\mu_0 \underline{\underline{\varepsilon}} \right]$$

où λ_0, μ_0 : coefficients de Lamé

D : variable d'endommagement

Ce premier modèle dédié au comportement du béton présente l'essentiel des concepts de la mécanique de l'endommagement couplée à une simple loi élastique. Il a ensuite été implanté dans différents codes "éléments finis" comme Code_Aster ou CASTEM 2000 et a conduit à des résultats très satisfaisants pour modéliser des essais simples de laboratoire (compression d'une éprouvette, flexion 4 points d'une poutre en béton armé [Mazars 1984]) et des structures sous chargement monotone. Il a également servi de base à des développements dans l'étude thermomécanique de la maturation des bétons en jeune âge [Bournazel 1992], [Mazars & Bournazel 1996] avec une application particulière à la technique du béton compacté au rouleau utilisé pour la construction de certains barrages comme Petit-Saut en Guyane.

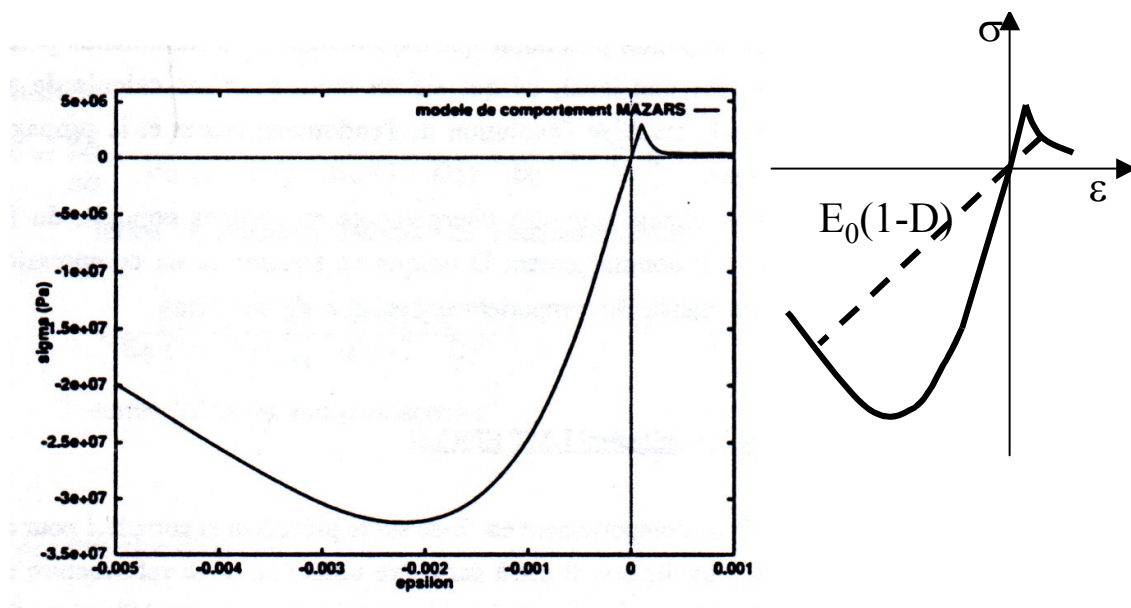


Fig. III. 16 - Courbe contrainte-déformation du modèle Mazars et décharge fictive

III.3.2.1.3. Une ou deux variables d'endommagement ?

Un certain nombre de lacunes du modèle Mazars sont à noter qui ne permettent pas la prédiction correcte du comportement d'une structure réelle sous sollicitation complexe dynamique. Ce modèle ne permet notamment pas de rendre compte de déformations

irréversibles et n'intègre pas le processus d'ouverture - fermeture des fissures ou les effets de vitesse en dynamique, autant d'éléments primordiaux pour notre cahier des charges.

Par exemple dans le cas d'un chargement uniaxial monotone, une fois le seuil d'endommagement initial dépassé, l'endommagement va croître. Si à partir de là, on procède à une décharge, celle-ci se produit avec une pente $E_0.(1-D)$ et repasse par l'origine sans générer de déformations permanentes. De même dans le cas d'une traction dépassant le pic suivie d'une compression, on ne retrouve pas la restauration de raideur qui se produit expérimentalement et qui correspond à la refermeture des fissures.

Ces limites sont directement liées à l'utilisation d'une seule variable d'endommagement D . En effet, même si cette variable est exprimée comme la combinaison d'un endommagement de traction et de compression, elle utilise la même fonction seuil et ne permet donc pas de suivre l'endommagement dû respectivement à la traction ou à la compression au cours du chargement. En fait, l'endommagement global profite de contributions en traction ou en compression sans qu'elles ne puissent être distinguées. Pour cela, ce modèle ne peut fonctionner correctement que si la sollicitation reste monotone et du même type sans changer de domaine (traction ou compression).

Les développements majeurs suivants ont donc consisté à utiliser deux variables d'endommagement pour être capable de distinguer et suivre les évolutions respectives des endommagements dus à la traction et à la compression. [La Borderie 1991] utilise ainsi deux variables scalaires d'endommagement D_1 et D_2 et prend en compte les déformations anélastiques dues à la non refermeture complète et au glissement relatif des fissures. Cependant, sa complexité n'en permet pas une utilisation pour des études tridimensionnelles et ce modèle écrit en contraintes n'est pas adapté au schéma d'intégration en temps explicite justifié précédemment.

Ici, nous utiliserons donc le modèle PRM (Pontiroli-Rouquand-Mazars [Rouquand & Pontiroli 1995]), directement issu du modèle Mazars qu'il adapte et dont il conserve une grande partie du formalisme (en particulier avec son écriture en déformation) tout en apportant une réponse aux aspects limitatifs évoqués précédemment. A partir de la capacité du modèle Mazars à décrire correctement le comportement du béton sous chargement monotone, en traction ou en compression et qui en constitue une des forces, le modèle PRM offre ainsi un compromis intéressant pour répondre à nos besoins en étant capable de modéliser les principaux phénomènes du comportement du béton sous sollicitation dynamique et cyclique.

Ce modèle a été développé en collaboration entre le LMT Cachan et le CEG-DGA, entre autres pour des applications militaires. Depuis, il a pu faire ses preuves pour l'étude de structures complexes (maquettes d'immeubles, enceinte nucléaire...) sous sollicitations sévères (expérimentations sur table vibrante, simulations de séismes...) [Mazars & al 2003].

III.3.2.1.4. Le modèle PRM

Les objectifs poursuivis dans le développement de ce modèle PRM participent à la mise en œuvre d'une procédure de calculs par "éléments finis" à la fois précise, rapide et robuste [Pontiroli 1995]. Cette précision nécessite une loi de comportement du béton relativement complète dans sa description des phénomènes mécaniques pour prendre en compte les non-linéarités matérielles. La rapidité et la robustesse sont obtenues en évitant les processus itératifs et les instabilités numériques liées à la convergence des algorithmes implicites de calcul.

Pour simplifier, nous décrivons le principe général du modèle PRM dans le cas unidimensionnel, notamment pour pouvoir illustrer facilement nos propos dans l'espace contraintes-déformations.

Le comportement du béton en traction et compression uniaxiales (y compris cycles de charge-décharge) intégré dans ce modèle est celui schématisé sur la figure suivante :

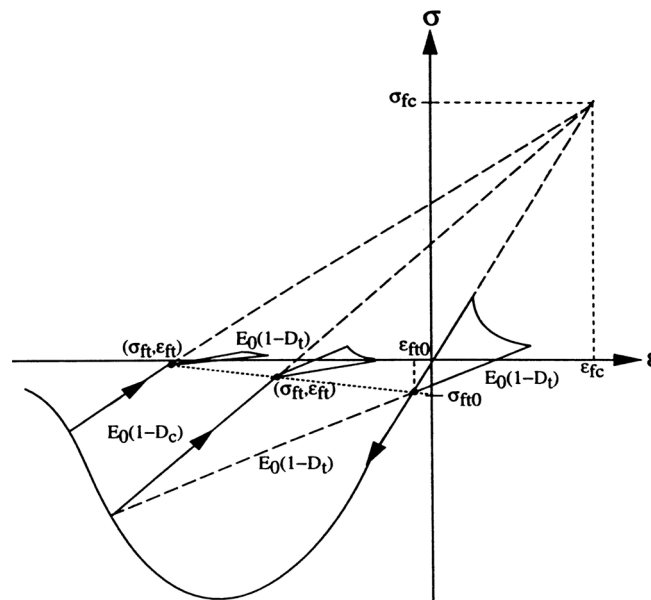


Fig. III. 17 - Comportement du béton en traction compression – modèle PRM

Cette figure montre la transcription de résultats expérimentaux, notamment de l'essai P.I.E.D. (**P**our **I**dentifier l'**E**ndommagement **D**iffus [Berthaud & Mazars 1989] [Berthaud & al 1989]) et les choix qui ont été menés pour obtenir cette courbe modèle : on pourra notamment noter l'alignement des points de restauration de raideur au retour d'un état tendu vers un état comprimé et la perte de raideur dans le cas inverse. L'utilisation d'un point focal $(\sigma_{fc}, \epsilon_{fc})$ permet de gérer la direction des décharges post-compression avec une pente de la forme $E_0(1-D_c)$. Il en est de même pour les parties en traction avec une pente de la forme $E_0(1-D_t)$. On retrouve donc là l'introduction des deux variables scalaires d'endommagement D_c et D_t avec chacune leur rôle dans la description complète du comportement du béton.

Ensuite en traction, un changement d'origine au point $(\sigma_{fi}, \varepsilon_{fi})$ permet de se retrouver dans des conditions où la décharge post-traction rejoint l'origine et d'utiliser une relation contrainte-déformation générale de type Mazars (élastique-endommageable) aux translations nécessaires près :

$$(xiv) \quad (\sigma - \sigma_{fi}) = E_o(1 - D)(\varepsilon - \varepsilon_{fi})$$

Cette nouvelle origine correspond au point de refermeture des fissures au retour en compression après traction. σ_{fi} est donc la contrainte nécessaire de refermeture de ces fissures avec comme déformation irréversible correspondante ε_{fi} . Le fait que cette déformation irréversible augmente au cours des cycles de charge-décharge est bien sûr cohérent avec les observations expérimentales. Finalement, la position du point de restauration de raideur $(\sigma_{fi}, \varepsilon_{fi})$ est déterminée grâce à la droite de décharge post-compression combinée à la relation liant la contrainte de refermeture des fissures à l'endommagement D_c , choisie de la forme :

$$(xv) \quad \sigma_{fi} = (1 - D_c)^2 \sigma_{fio}$$

A noter ici que les points $(\sigma_{fio}, \varepsilon_{fio})$ et $(\sigma_{fc}, \varepsilon_{fc})$ sont liés au matériau et identifiés à partir d'essais uniaxiaux en traction ou compression comprenant plusieurs cycles de charge-décharge :

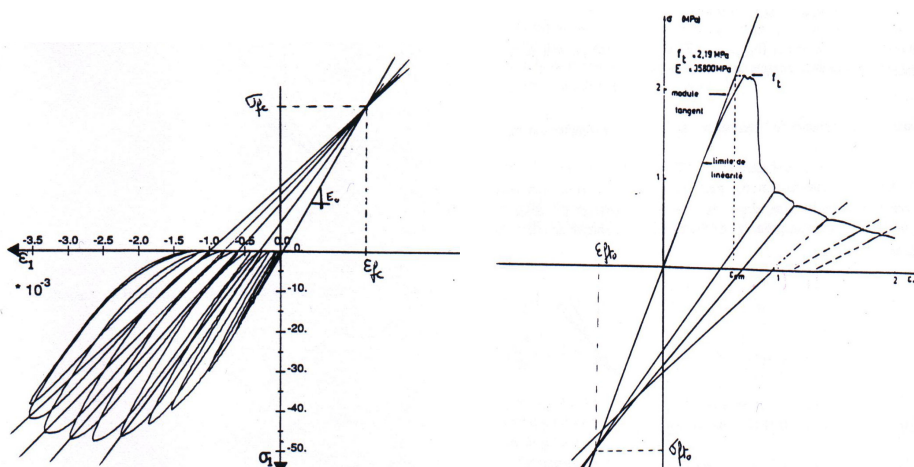


Fig. III. 18 - Identification de $(\sigma_{fc}, \varepsilon_{fc})$ et $(\sigma_{fio}, \varepsilon_{fio})$ à partir d'un essai de compression et traction avec décharges [Pontiroli 1995]

A partir de là, il s'agit donc d'être capable d'évaluer l'apparition et l'évolution de D_c et D_t .

III.3.2.1.4.1. Calcul de D_c

L'endommagement D_c évolue uniquement lors de chargements en compression (Fig. III. 19). Dans ce cas, la relation contrainte-déformation peut s'écrire, selon qu'on considère le modèle Mazars simple ou la formulation PRM :

$$(xvi) \quad \sigma = E_o(1 - D_{cM})\varepsilon$$

$$(xvii) \quad \sigma - \sigma_{ft} = E_o(1 - D_c)(\varepsilon - \varepsilon_{ft}) \text{ soit } \sigma = E_o \left(1 - D_c \left(\frac{\varepsilon - \varepsilon_{ft}}{\varepsilon} \right) \right) \varepsilon$$

d'où l'on déduit :

$$(xviii) \quad D_c = \frac{D_{cM}}{1 - \alpha_{fc}} \text{ où } \alpha_{fc} = \frac{\varepsilon_{fc}}{\varepsilon}$$

L'endommagement D_c dans le modèle PRM est indirectement évalué à partir de l'endommagement D_{cM} du modèle Mazars selon la relation précédente. Son apparition est gérée par la fonction seuil $f(\tilde{\varepsilon}_M, D)$ et son évolution par la déformation équivalente calculée à partir de $(\varepsilon - \varepsilon_{ft})$.

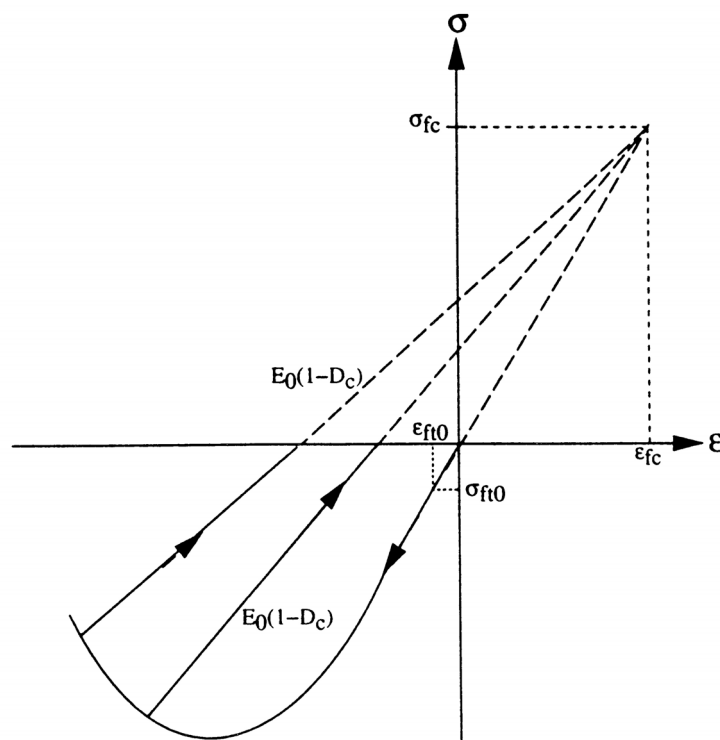


Fig. III. 19 - Variables utilisées pour le calcul de D_c .

III.3.2.1.4.2. Calcul de D_t

Au contraire de l'endommagement de compression, l'endommagement de traction D_t évolue aussi bien pour des chargements en traction qu'en compression (effet Poisson). Dans ce dernier cas, on constate en effet que la raideur du matériau évolue lors de tractions ultérieures à des phases de compression [Mazars 1984]. Il faut donc être capable de calculer la contribution à l'endommagement de traction d'un chargement en traction (D_{tens}) d'une part et d'autre part en compression (D_{tcomp}) et d'utiliser ensuite l'une ou l'autre de ces contributions en fonction de la situation.

L'endommagement de traction D_{tcomp} dû à un chargement de compression est évalué (Fig. III. 20) en considérant une décharge vers le point $(\sigma_{ft0}, \varepsilon_{ft0})$ de pente $E_0(1 - D_{tcomp})$:

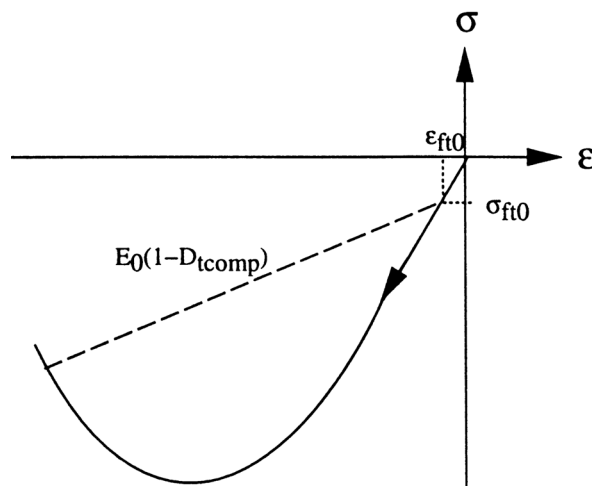


Fig. III. 20 - Schématisation du rôle de D_{tcomp}

La relation contrainte-déformation s'écrit dans ce cas :

$$(xix) \quad \sigma - \sigma_{ft0} = E_0(1 - D_{tcomp})(\varepsilon - \varepsilon_{ft0})$$

Et de la même façon que pour D_c , on peut évaluer l'apparition et l'évolution de D_{tcomp} indirectement à partir de l'endommagement de Mazars en compression à partir de $(\varepsilon - \varepsilon_{ft0})$:

$$(xx) \quad D_{tcomp} = \frac{D_{cM}}{1 - \alpha_{ft0}} \text{ où } \alpha_{ft0} = \frac{\varepsilon_{ft0}}{\varepsilon}$$

Concernant maintenant l'endommagement de traction D_{ttens} dû à un chargement de traction (Fig. III. 21), il suffit de considérer l'endommagement D_{tM} de Mazars évalué avec l'état de déformation $(\varepsilon - \varepsilon_{ft})$.

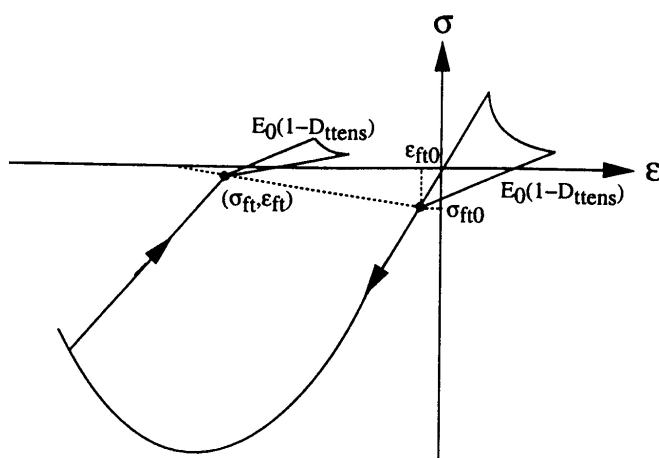


Fig. III. 21 - Changement d'origine pour le calcul de D_{ttens}

Avec ce "changement d'origine", la fonction seuil utilisée est ici $f(\tilde{\varepsilon}, D)$ où $\tilde{\varepsilon}$ est la déformation équivalente évaluée à partir de $(\varepsilon - \varepsilon_{fi})$:

$$(xxi) \quad \tilde{\varepsilon} = \sqrt{\sum_i < \varepsilon_i - \varepsilon_{fi} >_+^2}$$

Ces distinctions et l'utilisation effective de deux variables d'endommagement permettent finalement de gérer correctement le comportement unilatéral du béton et les cycles de charge-décharge.

Le calcul de l'état de contrainte se fait en évaluant la part de traction et de compression grâce aux coefficients α_t et α_c (déterminés de manière analogue à α_{tM} et α_{cM} en considérant l'état de déformation $(\varepsilon - \varepsilon_{fi})$ pour obtenir :

$$(xxii) \quad \sigma = \alpha_t [E_o (1 - D_t) (\varepsilon - \varepsilon_{fi})] + \alpha_c [E_o (1 - D_c) (\varepsilon - \varepsilon_{fi})] + \sigma_{fi}$$

avec

$$(xxiii) \quad \begin{aligned} \sigma_{fi} &= E_o (1 - D_c) (\varepsilon_{fi} - \varepsilon_{fc}) + E_o \varepsilon_{fc} \\ \varepsilon_{fi} &= \varepsilon_{fi0} (1 - D_c) - \frac{D_c}{1 - D_c} \varepsilon_{fc} \end{aligned}$$

III.3.2.1.4.3. Caractère explicite de la formulation

Hormis la condition de seuil à vérifier, les endommagements D_t et D_c , la déformation ε_{fi} et les coefficients α_t et α_c sont établis explicitement à partir de l'état de déformation ε , c'est-à-dire sans processus itératifs.

En effet, la première étape consiste à évaluer les endommagements dus à la compression, D_c et D_{tcomp} , calculés à partir d'une loi d'évolution classique type Mazars.

Ensuite et connaissant D_c , on obtient la déformation irréversible ε_{fi} et la contrainte de refermeture de fissure σ_{fi} . Les coefficients α_t et α_c sont évalués.

La troisième étape consiste alors à calculer D_{tens} et donc D_t .

Enfin, l'état de contrainte est calculé à partir de tous ces éléments.

III.3.2.1.4.4. Formulation tridimensionnelle du modèle

A partir de l'écriture mono dimensionnelle décrite précédemment, le modèle PRM a été étendu au cas tridimensionnel. Nous ne détaillerons pas complètement ce passage ici qui consiste bien souvent à l'adaptation tensorielle de ce qui précède. Simplement, quelques points complémentaires méritent d'être signalés :

Tout d'abord, s'il est relativement aisé de déterminer la part en traction et en compression et donc la valeur des coefficients α_t et α_c dans le cas unidimensionnel, ce problème est plus

délicat ici. Ainsi, ces coefficients sont calculés à partir des déformations principales du tenseur $\left(\underline{\underline{\varepsilon}} - \underline{\underline{\varepsilon}}_{ft}\right)$:

$$\text{Si } \text{Trace}\left(\underline{\underline{\tilde{\sigma}}} - \underline{\underline{\tilde{\sigma}}}_{ft}\right) > 0 \rightarrow \alpha_t = 1 \text{ et } \alpha_c = 0$$

$$\text{Si } \text{Trace}\left(\underline{\underline{\tilde{\sigma}}} - \underline{\underline{\tilde{\sigma}}}_{ft}\right) \leq 0 \rightarrow \alpha_t = \frac{\sum \left| \langle (\tilde{\sigma} - \tilde{\sigma}_{ft})_i \rangle_+ \right|}{\sum \left| \langle (\tilde{\sigma} - \tilde{\sigma}_{ft})_i \rangle_- \right|} \text{ et } \alpha_c = 1 - \alpha_t$$

où

$$(xxiv) \quad \underline{\underline{\tilde{\sigma}}} = \frac{\nu_o}{(1 + \nu_o)(1 - 2\nu_o)} \text{Trace}(\underline{\underline{\varepsilon}}) \underline{\underline{1}} + \frac{1}{1 + \nu_o} \underline{\underline{\varepsilon}}$$

Il faut également noter que la définition de la déformation équivalente est corrigée pour le cas des sollicitations de compression biaxiales (l'écriture initiale sous-estimant significativement les résistances) grâce à un coefficient correcteur γ :

$$(xxv) \quad \begin{aligned} \tilde{\varepsilon}_{\text{corrigé}} &= \gamma(\tilde{\sigma}) \cdot \tilde{\varepsilon} \\ \gamma(\tilde{\sigma}) &= - \frac{\sqrt{\sum \langle \tilde{\sigma}_i \rangle_-^2}}{\sum \langle \tilde{\sigma}_i \rangle_-} \end{aligned}$$

Au final, le tenseur des contraintes est donné par :

$$(xxvi) \quad \underline{\underline{\sigma}} = (\alpha_t(1 - D_t) + \alpha_c(1 - D_c)) \left[\lambda_o \text{Trace}(\underline{\underline{\varepsilon}} - \underline{\underline{\varepsilon}}_{ft}) \underline{\underline{1}} + 2\mu_o (\underline{\underline{\varepsilon}} - \underline{\underline{\varepsilon}}_{ft}) \right] + (1 - D_c)^2 \left[\lambda_o \text{Trace}(\underline{\underline{\varepsilon}}_{ft0}) \underline{\underline{1}} + 2\mu_o (\underline{\underline{\varepsilon}}_{ft0}) \right]$$

[Pontiroli 1995] montre également la compatibilité de son modèle avec les principes thermodynamiques et en particulier qu'une condition suffisante pour assurer la positivité de la dissipation d'énergie et vérifier l'inégalité de Clausius-Duhem est d'avoir des endommagements D_c et D_t croissants soit :

$$(xxvii) \quad \dot{D}_t \geq 0 \text{ et } \dot{D}_c \geq 0$$

L'ensemble de ce processus est résumé sur l'organigramme Fig. III. 22 [Pontiroli 1995]:

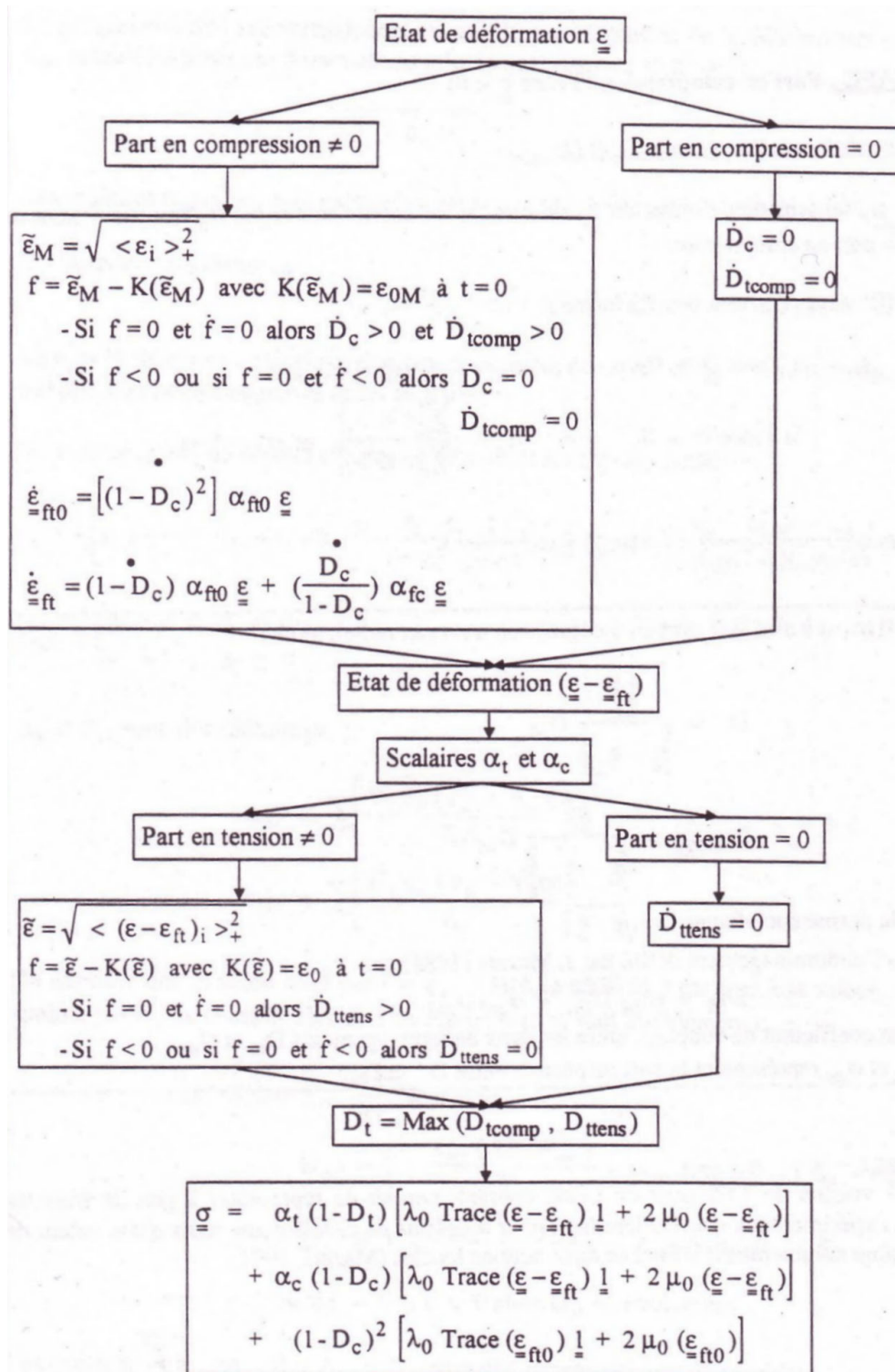


Fig. III. 22 - Organigramme de calcul du tenseur des contraintes – Modèle PRM

III.3.2.1.4.5. Prise en compte des effets de vitesse de déformation

Nous avons pu constater dans la description du comportement du béton l'influence non négligeable des vitesses de déformation. A travers les observations expérimentales, ces

effets sont dans le modèle PRM liés à l'évolution des variables d'endommagement D_c et D_t .

Un moyen simple est de formuler le seuil d'endommagement ε_o en fonction de la vitesse de déformation. Le modèle PRM le prend en compte au travers d'un seuil d'endommagement, en traction ou en compression, dépendant de la vitesse de déformation $\dot{\varepsilon}$ selon une formule du type:

$$(xxviii) \quad \varepsilon_o^d = \varepsilon_o^s \cdot (1 + a \cdot (\dot{\varepsilon})^b)$$

où $\dot{\varepsilon}$ est la vitesse de déformation

ε_o^d et ε_o^s sont respectivement les seuils d'endommagement dynamique et statique, de traction ou de compression. Les seuils d'endommagement en traction et compression sont exprimés de manière distincte afin de pouvoir prendre en compte la différence de sensibilité aux effets de vitesse entre une sollicitation en traction et en compression.

a et b sont des paramètres intrinsèques du matériau, d'une part en traction et d'autre part en compression

Le seuil d'endommagement est donc repoussé à une valeur plus élevée pour des vitesses de déformations plus importantes, ce qui se traduit par un endommagement "retardé" du matériau et une meilleure résistance de la structure. A noter que par ce choix, les propriétés intrinsèques du matériau comme son module d'Young ne sont pas modifiées par la vitesse de déformation, influence qui resterait de toute façon négligeable [Toutlemonde 1994].

L'identification des paramètres a et b , en traction et en compression, a pu être réalisée à partir de données disponibles dans la littérature [Bischoff & Perry 1991], [Malvar & Crawford 1998] et en considérant que l'effet de la vitesse sur le rapport "seuil d'endommagement dynamique/ seuil d'endommagement statique" est du même ordre que sur le rapport plus classique "résistance dynamique/résistance statique" [Pontiroli 1995]. Dans notre situation et pour disposer du maximum d'expérience, nous avons appliqué les valeurs de coefficients utilisées habituellement par le CEG-DGA avec ce modèle, à savoir :

Traction		Compression	
a	b	a	b
1.4	0.21	0.4	0.21

Fig. III. 23 – Coefficients retenus pour la prise en compte des effets de vitesse dans le modèle PRM

Les courbes suivantes (Fig. III. 24) fournissent la valeur du facteur de majoration obtenu en fonction de la vitesse de déformation :

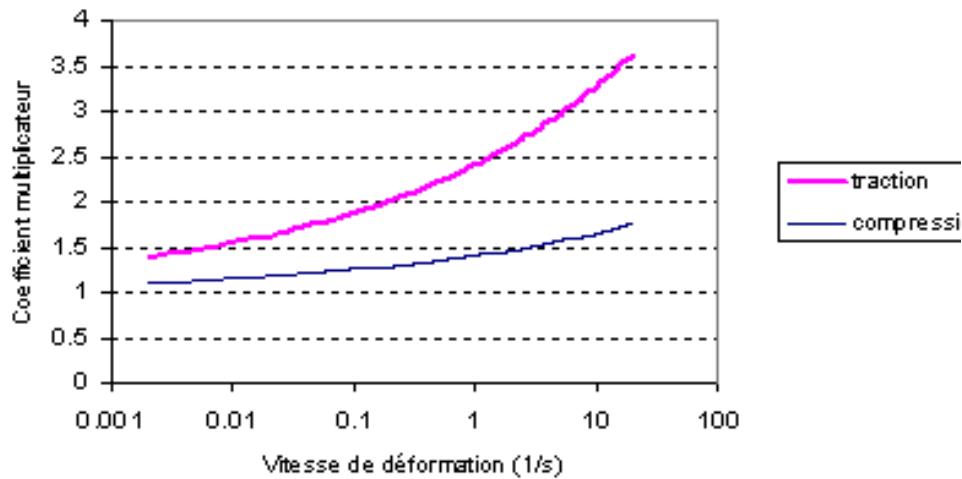


Fig. III. 24 - Évolution du coefficient de multiplication du seuil d'endommagement en traction et en compression en fonction de la vitesse de déformation

A titre d'information et pour être exhaustif sur les caractéristiques du modèle PRM, il faut signaler que celui-ci permet d'introduire le comportement hystérétique observé lors des cycles de charge décharge (Fig. III. 4). Dans notre cas, cette dissipation d'énergie reste négligeable du fait du faible nombre d'oscillations (contrairement à un chargement sismique) et cette option n'a pas été activée.

III.3.2.1.4.6. Identification des paramètres du modèle PRM

Un autre atout majeur de ce modèle pour une utilisation en ingénierie est l'évaluation des paramètres numériques du modèle, notamment A_t ou c , B_t ou c et ε_o du modèle Mazars, à partir des propriétés physiques du matériau béton de sorte que l'utilisateur n'ait besoin que de ces dernières comme données d'entrée (hors coefficients liés aux effets de vitesse évoqués ci-dessus).

Le modèle considère que le seuil d'endommagement ε_o (en statique) est ainsi égal à la déformation correspondant à la contrainte ultime en tension. Il peut être exprimé à partir de la résistance maximale f_t en tension et du module d'Young, qui sont deux paramètres physiques bien connus de l'ingénieur, par :

$$(xxx) \quad \varepsilon_o = \frac{f_t}{E_o}$$

Ensuite, la contrainte ultime en tension étant donnée par convention, il s'agit de considérer la déformation correspondant à ce maximum de contrainte. Or on a :

$$(xxx) \quad \frac{\partial \sigma}{\partial \varepsilon} = 0 \text{ pour } \varepsilon_{\max} = \frac{1}{B_t}$$

On en déduit :

$$(xxxix) \quad B_t = \frac{1}{\varepsilon_o} = \frac{E_o}{f_t}$$

Le paramètre A_t est finalement identifié à partir de la contrainte finale en traction qui est considérée comme nulle lorsque le matériau est complètement endommagé :

$$(xxxix) \quad \lim_{\sigma \rightarrow \infty} \sigma = \lim_{\sigma \rightarrow \infty} (1 - D_{tM}) \varepsilon = E_o \varepsilon_o (1 - A_t) = 0 \text{ soit } A_t = 0.$$

En compression, le paramètre A_c est identifié à partir de la connaissance de la résistance ultime en compression f_c (et obtenue couramment par un essai de compression) en cherchant le maximum de la contrainte en compression $\sigma = (1 - D_{cM}) \varepsilon$. On trouve :

$$(xxxix) \quad \frac{\partial \sigma}{\partial \varepsilon} = 0 \text{ pour } \varepsilon_{\max} = \frac{1}{\sqrt{2\nu_o} B_c} \text{ soit :}$$

$$(xxxix) \quad \sigma_{\max} = E_o \frac{\varepsilon_o (1 - A_c)}{\sqrt{2\nu_o}} + \frac{A_c}{\sqrt{2\nu_o} B_c e^{-1 + B_c \varepsilon_o}}$$

Par ailleurs, la continuité de $\frac{\partial \sigma}{\partial \varepsilon}$ à $\sigma = E_o \varepsilon_o$ impose la condition :

$$(xxxix) \quad B_c = \frac{A_c - 1}{A_c \varepsilon_o}$$

Il suffit de résoudre ce système de deux équations à deux inconnues pour évaluer A_c et B_c en fonction de $\sigma_{\max} = f_c$, ε_o , ε_o et ν_o connus.

III.3.2.2. Les autres matériaux : acier et néoprènes

En règle générale, l'acier qui n'est pas directement mis en œuvre sur le chantier mais fait l'objet d'une fourniture est rarement testé pour déterminer ses caractéristiques précises. On se contente souvent de la nuance fournie par le fournisseur alors que celle-ci n'est qu'une valeur garantie qui peut être relativement éloignée de la valeur effective, principalement pour les contraintes limites. Ajouté à la difficulté à connaître réellement le comportement de l'acier sous sollicitation dynamique, ce point reste donc difficile à appréhender pour disposer des données nécessaires pour mener à bien des calculs à vocation déterministe.

Dans notre contexte, il ne s'agit ainsi pas d'envisager une modélisation trop poussée du comportement de l'acier qui ne pourrait de toute façon pas être alimentée correctement par les données disponibles. Par ailleurs et hors cas particulier, l'acier intervient principalement au niveau des armatures : sauf au stade de la ruine, ces armatures fonctionnent essentiellement dans leur domaine élastique qui est correctement connu et peut être proprement modélisé. N'intervenant qu'au moment de la ruine de l'ouvrage, la

modélisation plus délicate de la phase plastique s'avère donc moins cruciale, d'autant plus que cette ruine fait intervenir une multitude de phénomènes complexes qui dépassent largement les capacités de nos simulations : l'objectif est d'être capable de simuler correctement le comportement de l'ouvrage au moins jusqu'à la plastification des armatures qui sera considérée comme le début de la ruine de l'ouvrage. Un compromis efficace et adapté est de considérer le comportement de l'acier comme simplement élasto-plastique, avec ou sans écrouissage, en se gardant la possibilité de surévaluer les valeurs des contraintes en fonction des gammes de vitesse de déformation en jeu.

Concernant maintenant le néoprène, sa modélisation est encore plus hasardeuse puisque, son comportement n'est que peu connu, qu'il apparaît très variable et qu'aucun test simple ne permet de caractériser proprement ce matériau, a fortiori dans un contexte opérationnel. Faute de mieux et là aussi de manière à rester cohérent, notre option a donc été de maintenir le choix d'un matériau élastique (avec un coefficient de Poisson de 0,49), de calculer la rigidité à partir de quelques éléments d'ingénierie et éventuellement de la recalculer tout en veillant à conserver une valeur raisonnable. Finalement, par cette manière de procéder, on suppose que la rigidité utilisée peut être considérée comme constante dans notre domaine d'utilisation (en précharge, fréquence, amplitude et température données).

Dans ces deux cas, nous utilisons les modèles élasto-plastique et élastique pré-intégrés dans la version explicite d'Abaqus [HKS 6.4].

III.4. Ingénierie numérique : modélisation des structures réelles en béton armé

III.4.1. Maillage et dépendance

III.4.1.1. De la bonne modélisation des ouvrages...

Les codes de calcul modernes tels qu'Abaqus présentent une gamme très complète d'éléments pour mailler et représenter géométriquement les ouvrages. Les éléments de base sont les éléments tridimensionnels massifs (parallélépipédiques ou tétraédriques) qui représentent directement la matière et intègrent simplement la loi de comportement choisie pour le matériau. Si ces éléments sont très "intuitifs", ils présentent cependant l'inconvénient de générer des maillages très lourds alors que le comportement de certaines parties des ouvrages peut être simplifié ou idéalisé moyennant des hypothèses supplémentaires adaptées : les éléments structuraux qui en découlent intègrent la loi de comportement du matériau dans un contexte cinématique particulier, qu'il s'agisse d'éléments bidimensionnels de type plaque ou coque ou monodimensionnel de type poutre. Ensuite, existent également des éléments au comportement mécanique spécifique tels les éléments ressorts, bielles ou connecteur permettant de modéliser des parties de structures avec un comportement particulier.

A partir de là, il s'agit d'utiliser au mieux ces différents éléments pour obtenir un maillage performant. En effet, après la qualité des modèles de comportement pour les matériaux, le maillage de l'ouvrage est l'élément prépondérant pour garantir la qualité et la précision de la simulation [Zukas & Scheffler 2000].

Un certain nombre de règles de bonne modélisation doivent donc être respectées [Prat & al 1995]. Cette bonne modélisation résulte du compromis entre certaines règles numériques, les objectifs à atteindre en terme de précision et le problème à traiter. En effet, un premier choix doit concerner les dimensions de la modélisation : ce choix est directement lié aux caractéristiques du problème et notamment à l'existence de directions prépondérantes. Ensuite, il s'agit pour l'utilisateur de définir son propre cahier des charges qui permettra entre autre de choisir l'échelle de modélisation et la finesse du maillage pour obtenir la précision souhaitée. Cette finesse doit notamment dépendre des phénomènes en jeu. Par exemple, l'étude du cloquage d'un tube métallique sous compression axiale peut difficilement être simulée simplement à l'aide d'éléments poutres. En revanche, si ce tube est une partie secondaire de l'ouvrage et qu'on s'intéresse plutôt à la réponse globale de l'ensemble, l'utilisation d'un élément ressort avec la loi de comportement adaptée peut

suffire. Le choix des éléments est également crucial puisqu'ils doivent être adaptés pour leur situation, en adéquation avec leurs hypothèses cinématiques intrinsèques : en terme de précision, l'utilisateur peut finalement jouer sur la complexité des éléments eux-mêmes (éléments enrichis avec un nombre de points d'intégration ou de nœuds plus élevé) ou sur la finesse du maillage (en multipliant le nombre d'éléments).

Numériquement et techniquement parlant, il s'agit aussi d'appliquer certaines règles : en plus des questions de précision, un maillage "minimal" est nécessaire. Cela signifie par exemple qu'un minimum de points d'intégration est indispensable sur l'épaisseur pour traiter correctement la flexion. Ensuite et si le nombre d'éléments est suffisant, une certaine régularité du maillage doit aussi être respectée : éléments non distordus, variation progressive et non brutale des dimensions, angles des éléments proches des angles de référence...

Ces règles sont avant tout numériques pour assurer le bon "fonctionnement" du maillage. Dans le même esprit, il s'agit aussi de s'assurer que des modes de déformation parasites n'apparaissent pas. Ces modes, tel que le mode dit de "hourglass", sont d'origine purement numérique et peuvent dans certains cas prendre une telle ampleur qu'ils s'avèrent totalement rédhitoires pour la représentativité des calculs. Pour le cas évoqué, le risque d'apparition d'hourglass est d'autant plus sensible pour les éléments à intégration réduite : ce mode peut ainsi conduire une maille rectangulaire à prendre une forme de trapèze ou même de sablier [Dragon & al 2000] sans consommer l'énergie de déformation associée (Fig. III. 25).

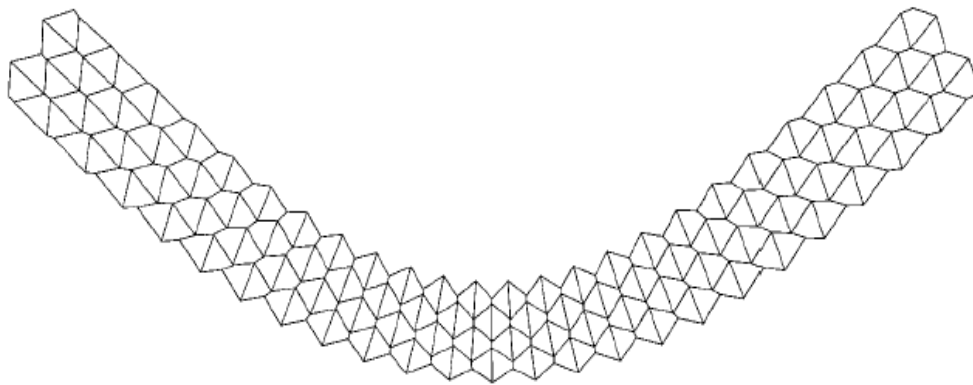


Fig. III. 25 - Exemple de flexion d'une poutre initialement maillée avec des éléments cubiques [Park 2000]

Un certain nombre de techniques existe [Hansbo 1998] pour contrôler l'apparition de ces modes parasites, également intégrées dans le code Abaqus [HKS 6.4]. A noter qu'un nombre de points d'intégration suffisant permet déjà de limiter ce problème.

A partir de là, l'élaboration d'un "bon" maillage associée à un comportement adéquat des matériaux doit garantir la qualité des résultats. Cependant, il subsiste encore une question, celle de la dépendance et des effets liés au maillage, en particulier avec l'utilisation de comportements adoucissants.

III.4.1.2. Localisation et régularisation

De nombreux auteurs ont montré que les lois de comportement, lorsqu'elles présentent un caractère adoucissant et qu'elles sont utilisées dans des codes numériques, induisent une sensibilité des résultats à la finesse du maillage [Sluys 2003].

En fait, ce phénomène dit de localisation est très intuitif : en imaginant par exemple le cas numérique d'une barre "éléments finis" en béton encadrée à une de ses extrémités sur laquelle on vient appliquer une tension de manière uniaxiale quasi-statique, la déformation va croître de manière quasi-uniforme sur la longueur pendant la phase élastique. Ensuite et pour une valeur suffisante de la traction, le seuil d'endommagement est dépassé et un des éléments du maillage va de fait entrer le premier dans la phase adoucissante post-pic. A partir de là et du fait de son endommagement, sa capacité résistante est moindre et il devient le "maillon faible" de la chaîne d'éléments constituant la barre. La traction continuant à croître, c'est lui qui va donc subir l'ensemble de la déformation d'autant plus qu'il continue à s'endommager et à devenir plus faible (Fig. III. 26). En parallèle, les autres éléments ne font que transmettre les efforts (Fig. III. 26) et pourraient même subir une relaxation pour se retrouver moins sollicités.

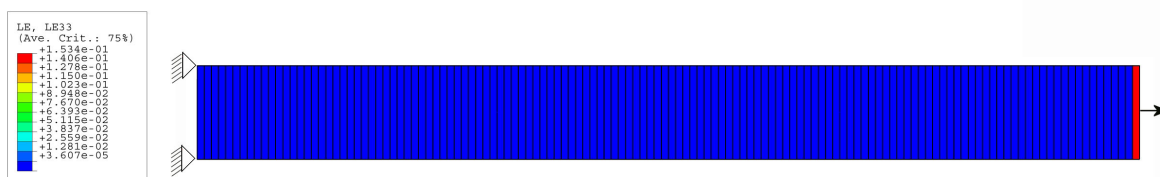


Fig. III. 26 - Localisation de la déformation dans l'élément d'extrémité – barre (1*0.1*0.1m) en béton "PRM" sous traction statique

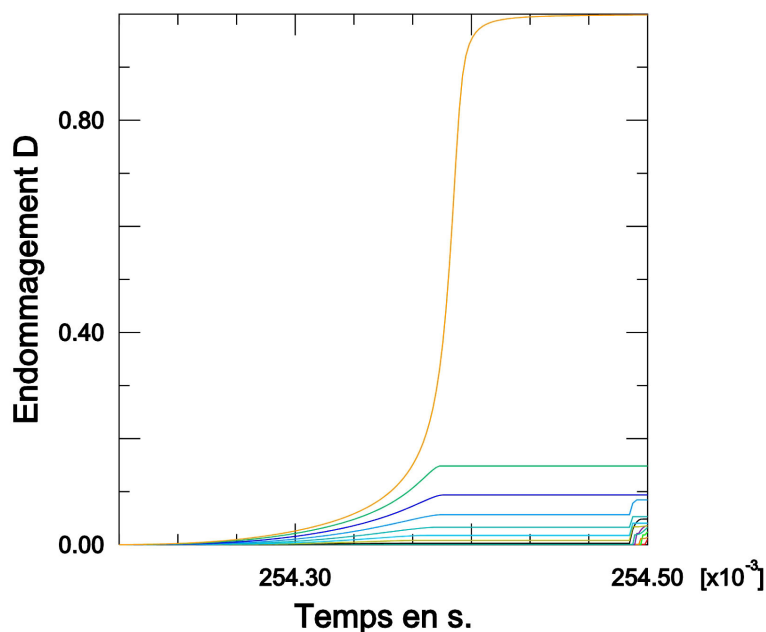


Fig. III. 27 - Diffusion de l'endommagement localisée dans l'élément d'extrémité

Il y a donc localisation de l'essentiel de la déformation au niveau d'un élément. Ceci se traduit par le développement préférentiel de l'endommagement dans ce même élément dès qu'il entre dans la phase adoucissante du comportement.

L'objectif des limiteurs de localisation, appelés également techniques de régularisation, est ainsi d'enrichir la description mécanique du milieu de manière à pouvoir décrire des états non homogènes de déformation afin d'éviter la sensibilité de la solution au maillage durant la phase d'adoucissement. En effet, la zone déformée ne doit pas être liée à un élément particulier qui a été choisi, souvent "arbitrairement", par l'utilisateur au moment de mailler sa structure. Pour cela, l'idée générale est d'introduire une longueur interne capable de contrôler ce phénomène de localisation.

Plusieurs techniques ont été développées et sont disponibles dans la littérature : un modèle simple est celui du "crack band model" [Bazant & Oh 1983] où l'on considère que la plus petite taille d'éléments admissible est un paramètre fixe. D'autres techniques consistent à prendre en compte des gradients de déformation d'ordre supérieur [De Borst & Muhlhaus 1992] ou à introduire une variable liée à la variation de fraction volumique de vide du matériau. Une autre solution est d'utiliser des modèles de comportement avec des effets de vitesse. Bien que ne faisant pas directement intervenir une longueur interne, l'utilisation d'un paramètre de viscosité permet de régulariser les problèmes dynamiques et statiques [Dubé 1994].

Une approche intéressante est celle basée sur la théorie des milieux non-locaux [Eringen & Edelen 1972]. Un milieu non local est un milieu dans lequel au moins un champ de variable est sujet à une moyenne spatiale dans un certain voisinage fini du point [Bazant & Planas 1997]. En particulier pour les modèles d'endommagement et afin d'introduire une longueur interne, il est possible de moyenner la variable contrôlant l'évolution de l'endommagement qui n'est plus définie de manière locale. Il s'agit ici du modèle d'endommagement non local [Saouridis & Mazars 1992] [Pijaudier-Cabot & Bazant 1987] [Haidar & al 2003]. Le calcul de la variable d'endommagement repose sur une moyenne pondérée des valeurs locales dans un voisinage du point où la loi de comportement est calculée.

Pour notre part, nous utiliserons la méthode de Hillerborg [Hillerborg & al 1976] qui utilise un pseudo-comportement dépendant de la finesse du maillage. Son principe est que l'énergie dissipée à travers le maillage doit être indépendante de la taille des éléments. Cela signifie que la réponse de l'élément est obtenue à partir de la loi de comportement du matériau corrigée pour tenir compte d'une longueur interne fixée.

En fait, cette méthode qui ne limite pas directement la localisation, permet de régulariser correctement la solution d'un point de vue énergétique. En effet, l'énergie dissipée dans la phase adoucissante post-pic devient indépendante de la taille des éléments fins utilisés et ne dépend que du matériau. Ce principe peut s'énoncer ainsi : l'énergie dissipée G_f par unité de surface pour ouvrir une fissure dépend du déplacement relatif des lèvres de la fissure.

$$(xxxvi) \quad G_f = \int_0^{u_f} \sigma(\varepsilon) du$$

où u_f correspond à l'amplitude du déplacement des lèvres.

Dans le cas uniaxial $du=L_e d\varepsilon$ où L_e longueur de l'élément d'où :

$$(xxxvii) \quad G_f = L_e \int_0^{u_f} \sigma(\varepsilon) d\varepsilon$$

Cette relation montre effectivement que G_f et par conséquent la courbe contrainte – déformation, dépendent de la taille de l'élément fini. Sans correction, l'énergie dissipée a même tendance à tendre vers 0 si le maillage devient très fin. Pour s'affranchir de ce problème, le concept d'Hillerborg est traduit dans le modèle PRM par l'introduction d'une déformation corrigée ε^* donnée par :

$$\text{si } \varepsilon \leq \varepsilon_p \text{ alors } \varepsilon^* = \varepsilon$$

$$\text{si } \varepsilon > \varepsilon_p \text{ alors } \varepsilon^* = \varepsilon_p + (\varepsilon - \varepsilon_p) \frac{L_e}{L_c}$$

En considérant que $L_e d\varepsilon = L_c d\varepsilon^*$, on obtient pour l'énergie dissipée une intégrale qui a toujours une valeur finie, dépendant de la longueur caractéristique L_c du matériau mais indépendante de la finesse du maillage :

$$(xxxviii) \quad G_f = L_e \int_{\varepsilon_p}^{\varepsilon} \sigma(\varepsilon) d\varepsilon = L_c \int_{\varepsilon_p}^{\varepsilon} \sigma(\varepsilon) d\varepsilon^*$$

ε_p correspond à la combinaison de la déformation au pic en tension et compression simples selon la part respective des effets de tension et de compression.

Pour intégrer ce concept dans le cadre tridimensionnel, le choix [Pontiroli 1995] a été de jouer plutôt sur l'évolution des endommagements en introduisant de manière analogue le scalaire ω fonction de la longueur caractéristique de l'élément L_e :

$$\text{si } \tilde{\varepsilon} \leq \varepsilon_p \text{ alors } \omega = 1$$

$$\text{si } \tilde{\varepsilon} > \varepsilon_p \text{ alors } \omega = \frac{\varepsilon_p}{\tilde{\varepsilon}} + \left(1 - \frac{\varepsilon_p}{\tilde{\varepsilon}}\right) \frac{L_e}{L_c}$$

Ce scalaire modifie ensuite l'évolution de l'endommagement de la façon suivante :

$$(xxxix) \quad D = 1 - \frac{\omega A}{e^{B(\omega \tilde{\varepsilon} - \varepsilon_{D_0})}} - \frac{\varepsilon_{D_0}(1-A)}{\tilde{\varepsilon}}$$

[Hillerborg 1983] propose une définition de L_c sous la forme :

$$(xl) \quad L_c = \frac{E_o G_f}{f_t^2} \quad (f_t \text{ contrainte maximale en tension}).$$

Dans la littérature, on trouve également des valeurs pour L_c situées entre 0.2 et 0.5m pour les bétons standards et entre 0.15 et 0.3 pour les bétons à haute résistance. Les courbes Fig. III. 28 montrent l'effet de la régularisation dans la phase adoucissante.

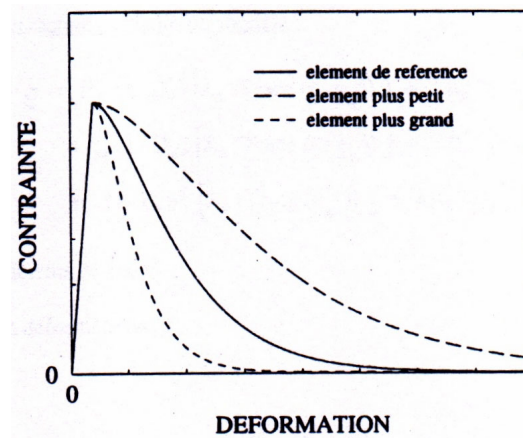


Fig. III. 28 - Modification de la courbe contrainte-déformation en fonction de la taille de l'élément L_c (L_c donné) – [Pontiroli 1995]

L'introduction du concept d'Hillerborg dans le modèle PRM permet ainsi d'obtenir les résultats suivants (Fig. III. 29 à comparer à Fig. III. 27) pour le problème précédent dans les mêmes conditions :

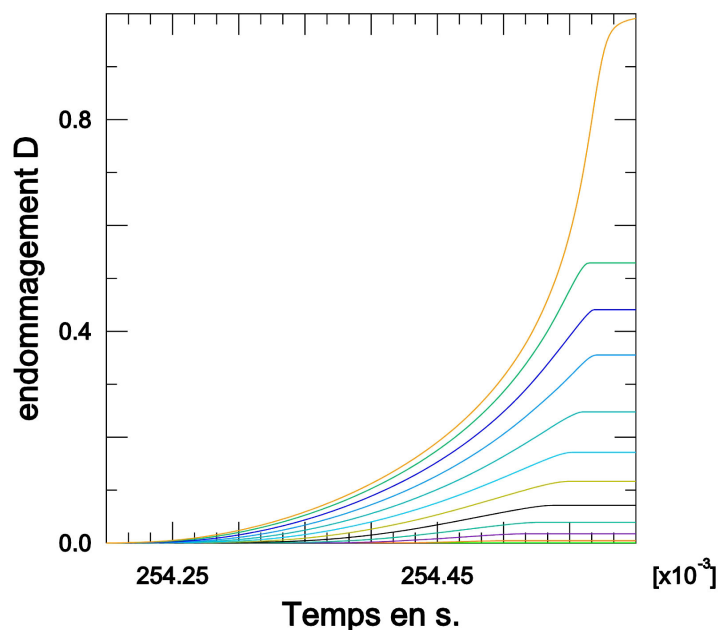


Fig. III. 29 - Diffusion de l'endommagement dans les éléments d'extrémité de la barre en béton PRM incluant la régularisation de Hillerborg

On note donc une meilleure diffusion de l'endommagement dans les éléments d'extrémité qui accompagne une meilleure répartition de la déformation sur plusieurs éléments. A signaler également que le niveau d'endommagement maximal est atteint plus tard grâce à une meilleure réponse de la structure (Fig. III. 29).

A partir de là, il est intéressant d'examiner plus précisément la dépendance au maillage, notamment en dynamique. Le problème testé, inspiré de [Belytschko & Lasry 1989], est le même que précédemment, sauf que la traction imposée n'est plus statique mais de très courte durée et va générer une onde de déformation dans la barre (Fig. III. 31). Cette onde a été dimensionnée pour ne pas engendrer d'endommagement à son passage dans la barre, sauf au niveau de l'encastrement où la condition limite va superposer la partie d'onde déjà réfléchiée et la partie d'onde encore incidente.

L'évolution de la contrainte imposée à l'extrémité de la barre est la suivante :

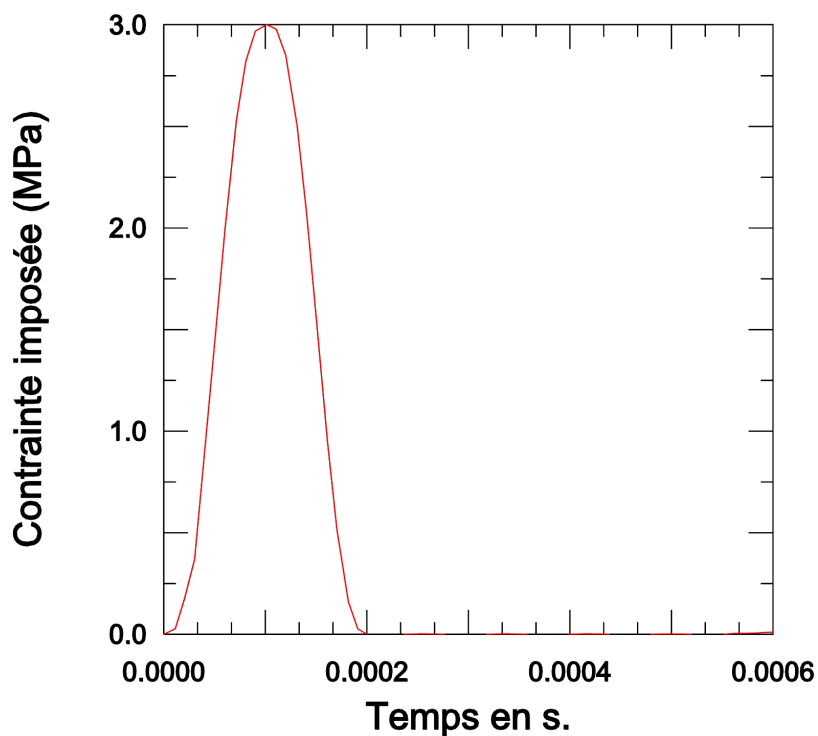


Fig. III. 30 - Contrainte à l'extrémité de la barre en fonction du temps

Plusieurs maillages réguliers sont comparés : 17, 20, 32, 57, 90 et 132 éléments.

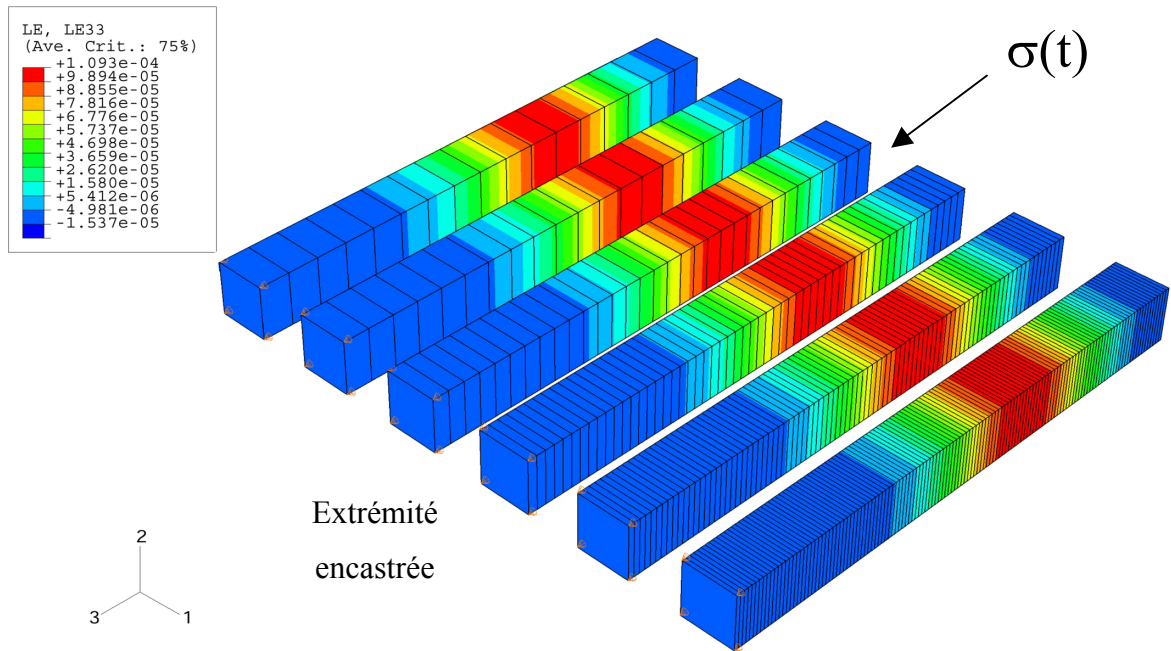


Fig. III. 31 - État de l'onde de déformation incidente à $t=2.10^{-4}$ s.

L'état final d'endommagement au niveau de l'encastrement en incluant la méthode de régularisation d'Hillerborg est le suivant :

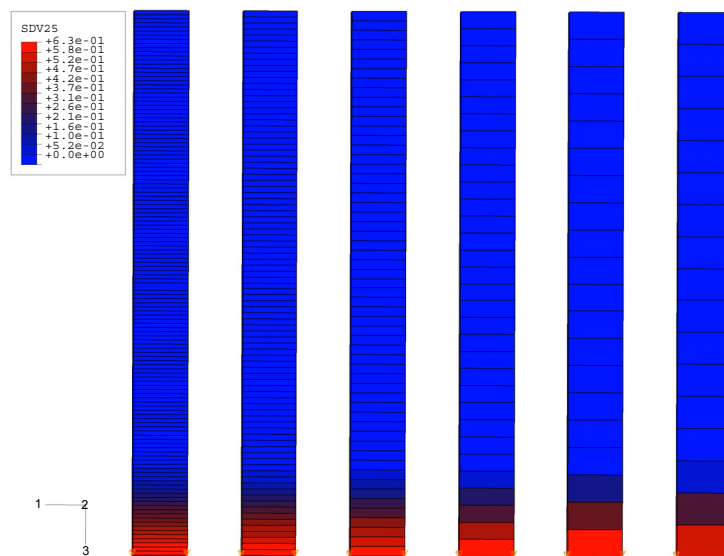


Fig. III. 32 - Répartition brute de l'endommagement au niveau de l'encastrement après le passage de l'onde de déformation

Il faut noter ici que les éléments utilisés sont parallélépipédiques à intégration réduite (un seul point d'intégration). Le calcul donne donc une seule valeur d'endommagement par élément. Pour autant, Abaqus permet aussi de lisser la répartition obtenue (utile pour les maillages les plus grossiers), ce qui nous permet de vérifier qu'à partir du moment où le maillage suit les règles de "bonne" modélisation évoquée précédemment, le résultat peut être considéré comme indépendant du maillage (Fig. III. 33).

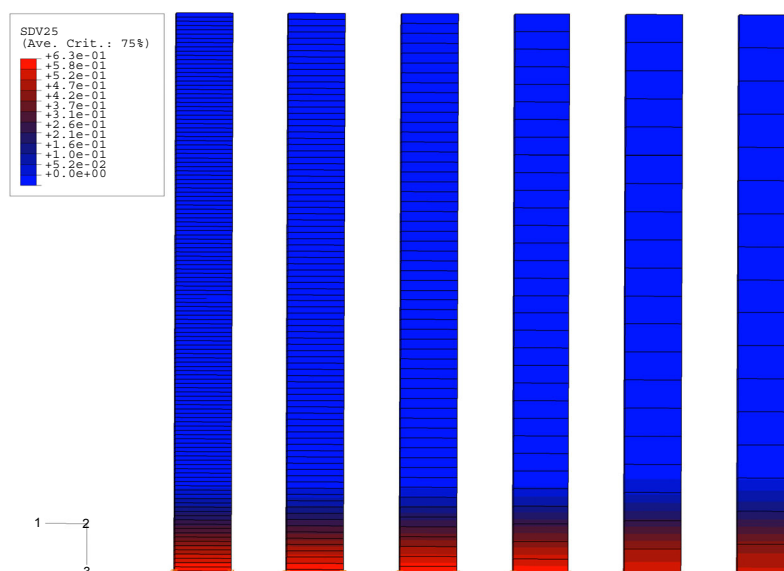


Fig. III. 33 - Répartition lissée de l'endommagement au niveau de l'encastrement après le passage de l'onde de déformation

Pour terminer, il faut rappeler que ce phénomène de localisation dû à la phase adoucissante post-pic a lieu aussi bien traction qu'en compression [Markeset & Hillerborg 1995].

III.4.2. Prise en compte du ferrailage et de l'interface acier béton

La prise en compte du ferrailage pour la simulation d'un ouvrage réel en "éléments finis" soulève deux questions liées : la première est celle de l'introduction de ce ferrailage et la seconde, celle de son interaction avec le béton. En effet, l'adhérence acier-béton est le phénomène qui permet au béton armé d'exister en tant que matériau composite. Elle peut être définie comme la capacité de transfert des efforts tangentiels par l'interface entre l'armature et le béton. Sa prise en compte apparaît donc comme prépondérante et différentes techniques existent pour la traiter [Prat & al 1997] :

- l'utilisation d'éléments spéciaux qui vont faire l'interface soit de nœuds à nœuds grâce à des ressorts soit avec des "éléments finis" spécifiques qui modéliseront la gaine de béton autour de la barre d'acier [Désir & al 1999], [Romdhane & Ulm 2002],
- l'utilisation d'une loi particulière dans les éléments de béton au voisinage de l'armature pour y introduire le comportement de cette interface,
- l'adaptation de la loi de comportement de l'un des deux matériaux. Cette méthode plus globale s'applique plutôt aux structures à ferrailage dense où les interactions acier-béton sont introduites de manière généralisée et souvent approximative en modifiant la loi de comportement des matériaux après fissuration. Cette technique s'applique également au cas où l'acier est introduit de manière répartie.
- Simplement, ces approches sont lourdes à la fois en terme de coût de calcul mais aussi de mise en place, notamment pour identifier les nouveaux paramètres utilisés. En effet, les

caractéristiques de l'adhérence acier-béton évoluent en fonction de l'âge [Fu & Chung 1998] ou de la qualité du béton [Fu & Chung 1997]. Ainsi, même s'il existe des moyens expérimentaux pour identifier les propriétés de l'interface [Yeih & al 1997], [Na & al 2003], [Cao & Chung 2001], il faut être capable de les mettre en œuvre correctement mais surtout d'exploiter les résultats. Ceci paraît faisable pour une étude spécifique de laboratoire mais difficilement réalisable dans le cas d'une structure réelle avec différents types d'armatures et des zones particulières.

- Finalement et devant cette difficulté liée aussi à notre échelle globale de modélisation, notre choix a été de considérer une adhérence parfaite entre l'acier et le béton. Cette hypothèse est certes forte mais peut aussi se justifier à différents niveaux. Tout d'abord et comme cela vient d'être évoqué, la prise en compte paraît techniquement irréaliste en l'état actuel des développements dans ce domaine. Ensuite, les armatures utilisées dans nos ouvrages sont de haute-adhérence ce qui participe encore à renforcer ce lien acier-béton qui finalement ne devient vraiment influent qu'au moment de la ruine de la structure. Or, comme cela a déjà été mentionné, notre objectif n'est pas de pousser les simulations plus loin que ce que peut nous permettre l'outil "éléments finis" couplé à un modèle continu d'endommagement : la détection du démarrage des phénomènes conduisant à la ruine avérée de la structure est déjà un objectif ambitieux dans le cas de structures réelles. Nous considérerons donc que la qualité de l'adhérence ne se dégrade réellement qu'au début de la ruine et que les décollements acier-béton restent tout à fait minoritaire sur l'ensemble du ferrailage de la structure étudiée. Nos observations expérimentales permettent en partie d'avancer cela. Enfin, il faut également noter que si l'adhérence acier-béton n'est pas traitée de manière spécifique, le modèle de béton PRM est quand même capable de prendre en compte, le cas échéant, l'apparition d'une concentration de contrainte et l'endommagement associé au voisinage des armatures.

Une fois cette hypothèse justifiée, il reste encore à choisir la manière d'introduire le ferrailage. Même si nos ouvrages sont fortement ferrillés, nous n'avons pas retenu l'option d'une représentation répartie des armatures. En effet, il nous paraissait intéressant de pouvoir suivre les contraintes dans des zones particulières du ferrailage (zone d'impact) et d'identifier la plastification d'armatures.

Pour ce faire, nous avons également abandonné l'option "rebar" disponible sous Abaqus et qui utilise une méthode de superposition des rigidités, pour introduire notre ferrailage de manière autonome, avec son propre maillage indépendant et en utilisant l'option disponible permettant de le "noyer" dans le maillage béton. Cette méthode assure le non-déplacement relatif entre l'armature et le béton environnant. Cette approche est également la plus souple d'utilisation sans coût de calcul supplémentaire et sans nécessité d'adapter le maillage de la partie béton pour faire reposer le maillage du ferrailage sur des nœuds communs.

A partir de là, la question qui se pose est celle de la prise en compte du ferrailage réel d'un ouvrage de "terrain". En effet, si ce problème est relativement simple pour des essais de laboratoire où la mise en œuvre des structures-échantillons peut être particulièrement soignée, un ouvrage réel présente un ferrailage complexe, incluant des zones de

recouvrement d'armatures et ayant été soumis aux aléas du chantier. Ces aléas exigeront certaines adaptations au moment de modéliser la structure et certaines nuances au moment d'en analyser les résultats.

Concernant maintenant les zones de recouvrement d'armatures, elles constituent souvent des zones de faiblesse qui rend leur traitement délicat. En effet, ce recouvrement est prévu pour permettre une mise à contribution progressive de l'armature : il ne s'agit donc pas d'introduire les armatures exactement comme elles se trouvent au sein du béton mais de tenir compte de cette progressivité. En "théorie" [Renaud & Letertre 1978] et pour une zone de recouvrement habituelle (entre 40 et 50 fois le diamètre des armatures), il faudrait considérer une variation linéaire de la section d'acier le long de la zone. Finalement, notre choix, cohérent avec l'hypothèse d'adhérence parfaite acier-béton, est de retenir un changement de section au milieu de la zone de recouvrement (Fig. III. 34).

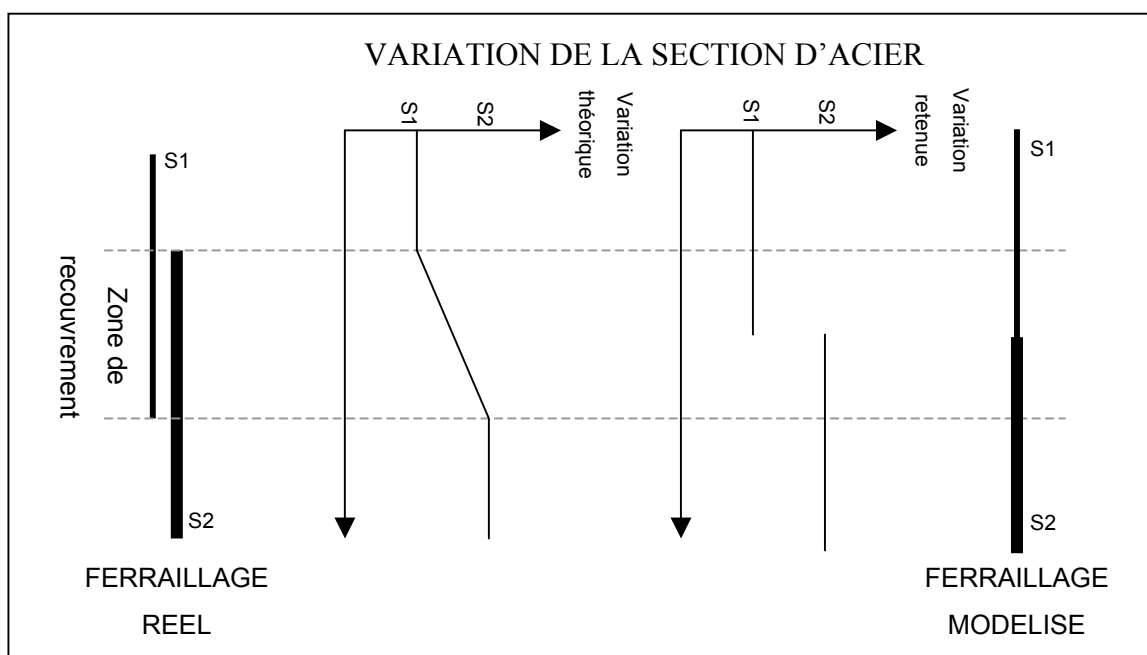


Fig. III. 34 - Section d'armature dans les zones de recouvrement d'armatures

III.4.3. Caractérisation des matériaux

La simulation d'un ouvrage réel nécessite de connaître les caractéristiques des matériaux en présence, pour pouvoir identifier les paramètres des modèles de comportement utilisés. Or bien souvent, on ne dispose pas de toutes les informations nécessaires et il faut de fait procéder à un certain nombre d'hypothèses supplémentaires. En effet, même si des tests de caractérisation sont parfois menés, ils ne répondent que partiellement aux besoins nécessaires. Ici, il faut bien comprendre que la situation est radicalement différente d'essais de laboratoire, en particulier lorsqu'il s'agit de mener le diagnostic d'un ouvrage existant. Par exemple, pour le béton armé, il est habituel de ne disposer que du résultat d'essais de compression de l'époque du chantier. Il est donc

souhaitable de procéder au maximum à un relevé d'échantillons et aux tests correspondants pour disposer d'un minimum d'éléments fiables.

Dans ce travail et selon notre point de vue proche de l'ingénierie, nous avons pris le parti d'utiliser au maximum les éléments quantitatifs disponibles et à partir de là, de choisir de la manière la plus honnête possible les valeurs des autres paramètres sans recourir de manière systématique au recalage.

Pour déterminer la valeur d'un paramètre, notre démarche est ainsi de choisir par ordre de priorité et sous réserve de disponibilité :

- La valeur obtenue à partir d'essais spécifiques sur l'ouvrage, les plus proches possibles des conditions intéressantes pour le diagnostic à mener (âge, emplacement...)
- La valeur obtenue à partir d'essais de chantier, éventuellement corrigée pour tenir compte d'une évolution normale
- Une valeur représentative soit issue de la littérature (exemple du coefficient de Poisson du béton de 0.2 ou du module d'Young de l'acier de 200 000 MPa...), soit garantie (exemple de la contrainte maximale des armatures), soit obtenue à partir de formules réglementaires ou empiriques. Sur ce dernier point et faute bien souvent de disposer de la contrainte maximale en traction du béton, nous considérerons qu'elle est égale au dixième de la contrainte maximale en traction. De même pour le module d'Young initial, sa valeur pourra être calculée comme $E_o = 11000\sqrt[3]{f_c}$, inspirée de [BAEL 1992]
- Une valeur éprouvée, notamment pour certains paramètres à caractère purement numérique du modèle PRM (longueur critique d'Hillerborg ou coefficients de prise en compte des effets de vitesse par exemple)
- Faute de mieux, une valeur recalée en vérifiant cependant sa réalité.

Cette démarche rigoureuse doit nous permettre d'inscrire notre travail dans les contraintes de l'ingénierie tout en profitant des avancées de la recherche lorsqu'elles sont disponibles et exploitables pour trouver le meilleur compromis. Il faut cependant souligner ici l'intérêt à maîtriser au maximum le problème expérimental pour ensuite pouvoir mener des calculs à caractère prédictif en limitant au maximum les recalages.

III.4.4. Introduction de la sollicitation et conditions aux limites

L'introduction de la sollicitation suit, dans le même esprit, une démarche analogue : soit cette sollicitation peut être reproduite directement (cas des chutes de blocs où la simulation intègre effectivement un bloc impactant l'ouvrage), soit cette sollicitation est connue par la mesure, soit la sollicitation peut être imaginée à partir d'éléments de la littérature et moyennant certaines hypothèses que nous tâcherons de justifier.

En fait, dans le cas du diagnostic d'un ouvrage réel et sauf exception, c'est toujours ce dernier cas qui s'appliquera. Il s'agit donc d'avoir une démarche adaptée. Pour cela, la première étape consiste en une recherche bibliographique approfondie de la connaissance actuelle de ces phénomènes et plus particulièrement de la sollicitation qu'ils peuvent engendrer. Or, qu'il s'agisse des chutes de blocs ou des avalanches, l'état actuel des connaissances reste relativement sommaire pour permettre de définir correctement la sollicitation sur un ouvrage.

Ce constat a conduit au choix d'un raisonnement en retour : faute de la connaissance de la sollicitation qu'on aurait pu ensuite appliquer directement à l'ouvrage, il s'agit plutôt d'examiner les capacités de l'ouvrage dans certaines conditions sur la base de scénario réaliste. Bien entendu, ces conditions doivent être les plus proches possibles de la réalité, ce qui nécessite aussi de développer des mesures adaptées et justifie la campagne expérimentale au Col du Lautaret (Cf. V.3).

Ce raisonnement en retour utilise les développements du génie-civil, a priori plus avancés que le domaine des phénomènes naturels pour finalement apporter une double réponse : évaluer au mieux les capacités d'un ouvrage et surtout progresser sur la sollicitation naturelle en comprenant mieux l'influence de telle ou telle de ses caractéristiques.

En pratique, nous avons donc introduit l'impact d'un bloc directement dans le calcul alors que l'action d'une avalanche est ramenée à une répartition spatio-temporelle de pression. Bien entendu, la complexité du phénomène naturel ne peut, sauf à mener une étude très particulière, être prise en compte de manière exhaustive et ces modélisations s'accompagnent forcément d'une "idéalisée" de la réalité.

Il en est de même pour les conditions aux limites de l'ouvrage : sauf à étudier spécifiquement la liaison sols-ouvrages [Haraldsson & Wriggers 2000], celle-ci sera la plupart du temps modélisée en supposant une référence parfaite pour s'affranchir de l'introduction de paramètres supplémentaires dont le surnombre deviendrait ingérable et finalement contre-productif.

III.4.5. Modélisation des contacts

Les collisions entre structures comme celle d'un bloc sur une dalle intéressent en fait de nombreuses applications en ingénierie et des méthodes ont été mises au point dès le début des développements mécaniques pour répondre à ces problèmes. On peut notamment citer les fameux travaux de Hertz [Hertz 1882] pour les solides élastiques. Une première gamme d'approches utilise ainsi des modèles plus ou moins simplifiés pour retranscrire de manière analytique les efforts d'interaction à prendre en compte au moment du contact en fonction des conditions.

Différents modèles de contact ont donc été développés, entre solides rigides et/ou déformables [Stronge 2000], couplés aux questions d'analyse vibratoire pour les structures flexibles. Des revues très complètes existent [Bangash 1993] qui fournissent même, en

fonction du projectile (type d'avion, de missile ou de locomotive...) et des conditions d'incidence, l'évolution dans le temps de la force à prendre en compte. Ces travaux se basent sur la quantité d'expérimentations qui ont pu être menées en particulier par les militaires. Ceci explique notamment l'intérêt pour des paramètres comme la déflexion, la profondeur de pénétration ou l'épaisseur perforable [Corbett & al 1996]...

Dans le cas plus particulier des galeries soumises aux chutes de blocs et surmontées d'un remblai, on trouve aussi ce type d'approches analytiques qui sont à la base des dimensionnements actuels, évoqués dans la partie précédente. A partir de la théorie des contacts élastiques proposée par Hertz et complétée ensuite par [Timoshenko & Goodier 1951] et [Goldsmith 1960], d'autres formulations ont été développées en dynamique [Tonello 1988] ou en intégrant d'autres comportements de sol, plastiques, élasto-plastiques. Certaines campagnes d'essais ont également permis la mise au point de formules empiriques [Montani-stoffel 1998].

Des travaux sont également en cours dans le même esprit pour les dalles pare-blocs structurellement dissipantes que nous étudierons dans la partie suivante et qui ne disposent pas d'une couche amortissante [Perrotin & al 2002][Tonello 2001]. La méthode consiste à "répartir" l'énergie incidente du bloc dans la mise en mouvement de la dalle avec l'hypothèse d'un choc mou et dans la déformation des matériaux (pour le surplus éventuel) en écrivant la conservation de la quantité de mouvement dans le système juste après l'impact. A noter l'évaluation d'une masse de dalle participante au moment de l'impact. Ces travaux se poursuivent notamment en affinant les questions de percussion et de poinçonnement [Delhomme & al 2003b].

Si ces méthodes présentent un intérêt certain en ingénierie, elles montrent aussi des limites, liées d'une part aux hypothèses simplificatrices parfois employées (rigidité des corps, milieu infini...) ou à la prise en compte des phénomènes en jeu. Ainsi et dans l'état actuel des connaissances, leur emploi ne peut être complètement satisfaisant et il est encore nécessaire de poursuivre les investigations en particulier pour notre situation qui peut apparaître comme intermédiaire du point de vue de la vitesse d'impact ou des géométries en présence.

Avec la possibilité de gérer deux entités en interaction dans nos calculs, notre démarche se veut donc plus ambitieuse: il s'agit de simuler la réalité avec le plus de proximité possible et pouvoir ensuite aussi contribuer au développement de méthodes analytiques réglementaires plus performantes pour un dimensionnement efficace des structures dans leur contexte (ce type de formulation restant la base des méthodes de dimensionnement d'ouvrages pour les années à venir).

La définition de la sollicitation étant ramenée à l'interaction entre une entité "bloc" et une entité "ouvrage", la question de la sollicitation est certes simplifiée mais n'élimine cependant pas complètement le problème: il s'agit maintenant d'être capable de gérer correctement cette interaction pour retranscrire la transmission de l'énergie du bloc à

l'ouvrage lors de l'impact. En effet, cette phase est cruciale et de la qualité de sa modélisation dépend la qualité de la simulation globale dont elle est finalement la base.

Dans les codes "éléments finis", le problème est ramené au niveau du maillage où l'impact est traité dans la zone concernée grâce à une méthode de résolution des contacts qui gère l'interaction entre nœuds et/ou faces d'éléments des maillages lorsque ceux-ci entrent en interaction. Cette résolution nécessite une loi de contact locale qui va relier les efforts d'interaction à l'interface en fonction des conditions locales de contact.

Cette loi locale de contact doit gérer d'une part l'interaction normale et d'autre part l'interaction tangentielle (par rapport à la surface moyenne de contact). L'interaction normale dépend directement de la distance d'interaction à laquelle va correspondre la force de contact en fonction de la loi utilisée. On distingue ainsi les contacts "durs" qui utilisent la condition de Signorini (Fig. III. 35) où l'interpénétration n'est pas possible et les contacts "mous" où cette condition est relâchée.

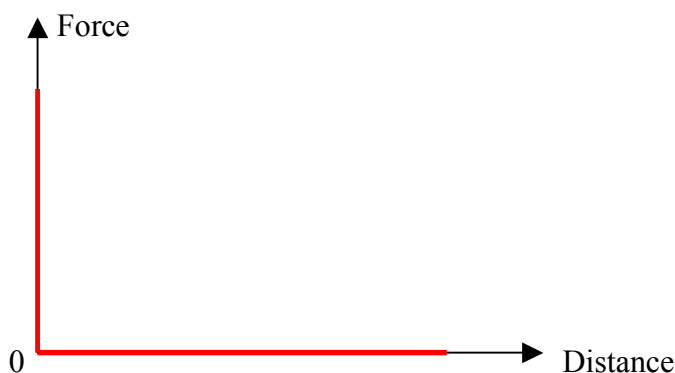


Fig. III. 35 - Graphe théorique de la condition de Signorini.

Ce relâchement ou assouplissement de la loi de contact peut se faire en utilisant plusieurs types de lois mathématiques. Abaqus propose le choix entre une loi exponentielle qui peut même être sollicitée pour une distance d'interaction positive (contact non encore avéré) et une loi linéaire. Pour notre part, nous nous limiterons à l'utilisation de contacts durs ou de contacts adoucis linéaires pour limiter au maximum le nombre de paramètres.

L'utilisation de contacts durs peut se justifier dans notre cas en considérant que la description par le modèle d'endommagement PRM des deux corps en contact est suffisante pour prendre correctement en compte ce qui se passe globalement dans cette phase d'impact.

Cependant, les contacts adoucis pourront apporter une amélioration en permettant d'affiner certaines caractéristiques de l'impact comme sa durée. En fait, ces contacts mous qui autorisent une interpénétration quelque peu anti-physique des deux entités en contact, sont finalement le seul moyen pour recalculer la transmission d'énergie lors de l'impact et prendre indirectement en compte certains phénomènes "secondaires" non considérés dans notre

modèle mais pourtant pas toujours négligeables : fragmentation, échauffement... Cette raideur non infinie du contact (Fig. III. 36) peut être vue comme la déformation d'une particule infinitésimale fictive qui serait placée entre les deux points de contact des deux entités en collision et dont le comportement intègre ces phénomènes [Stronge 2000].

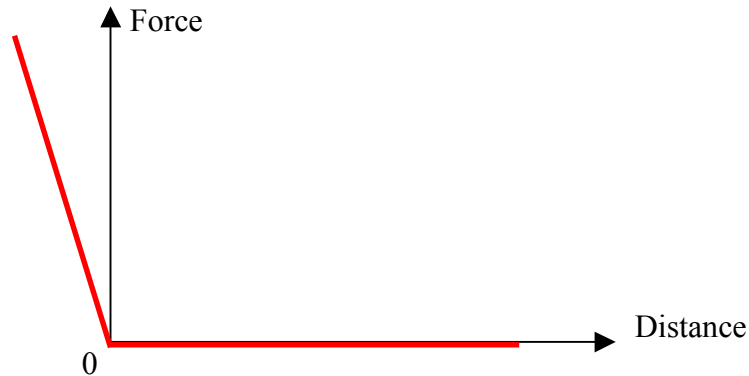


Fig. III. 36 - Loi de contact adoucie linéaire

Concernant maintenant l'interaction tangentielle au moment du contact, il s'agit d'utiliser une loi de frottement. Abaqus utilise une version étendue du modèle classique de friction de Coulomb. Ce modèle s'écrit de la façon suivante entre les composantes normale \vec{F}_n et tangentielle \vec{F}_t de la force de contact au point considéré :

Si $|\vec{F}_t| < \mu |\vec{F}_n|$, il y a adhérence tangentielle (vitesse tangentielle relative nulle)

Si $|\vec{F}_t| \geq \mu |\vec{F}_n|$, il y a glissement et $|\vec{F}_t| = \mu |\vec{F}_n|$ qui s'oppose à ce glissement

où μ est le coefficient de frottement de Coulomb qui inclut tous les paramètres locaux tels que la rugosité.

III.4.6. Utilisation de l'érosion

Les codes "éléments finis" présentent désormais pour la plupart la possibilité d'éroder le maillage, à savoir d'éliminer un élément lorsqu'une condition est atteinte. Si cette condition peut effectivement être mécanique (niveau d'endommagement et/ou de déformation par exemple), l'élimination d'un élément est avant tout un artifice de calcul purement numérique.

Bien entendu, cette érosion est indispensable pour pouvoir simuler en "éléments finis" des cas de charges transitoires très rapides incluant une possibilité de perforation [Scheffler & Zukas 2000]. Pour autant, dans notre cas, cette érosion ne présente que peu d'intérêt de ce point de vue d'autant plus qu'elle peut fausser certains principes physiques comme la

conservation de la masse et qu'elle a une influence certaine lors des phases de contact et d'impact.

Cette dégradation numérique du maillage n'est donc pas une solution propre pour intégrer les phénomènes réels qui érodent effectivement la structure comme la fragmentation et qui ne peuvent intrinsèquement pas être pris en compte par la continuité des "éléments finis". Comme dans le reste de notre démarche, nous avons ainsi pris le parti de limiter l'utilisation de ces artifices numériques et de préférer une approche plus physique par exemple en jouant sur les caractéristiques du contact pour intégrer ces dissipations supplémentaires.

Finalement, l'érosion n'est maintenue que pour assainir certaines phases du calcul en permettant d'éliminer les éléments les plus distordus. En effet, cette distorsion peut diminuer de manière drastique le pas de temps pour continuer à respecter les conditions de stabilité (III.2.3) et augmente le coût de calcul. Les quelques mailles qui pourraient poser problème (et dont la disparition reste négligeable à l'échelle de l'ouvrage) sont ainsi éliminées.

III.5. Résolution pratique des calculs et exploitation

III.5.1. Gestion des contacts entre entités en interaction

La gestion des contacts sous Abaqus Explicite utilise une méthode adaptée à l'intégration temporelle explicite et basée sur un algorithme de prédiction - correction cinématique [HKS 6.4]. Les zones potentiellement en contact au cours de la simulation doivent être au préalable identifiées par paire par l'utilisateur qui définit pour chacune de ces paires une surface "esclave" et une surface "maître". L'algorithme va gérer l'interaction des nœuds de la surface esclave avec les segments ou facettes de la surface maître.

Sans entrer dans le détail, le principe général est le suivant : au cours de chaque incrément de temps, Abaqus va prédire la configuration cinématique du modèle tout d'abord sans tenir compte des conditions de contact. Ensuite, il repère les nœuds des surfaces esclaves qui ont pénétré leur surface maître respective. La profondeur de la pénétration, la masse en jeu et la durée de l'incrément de temps en cours sont alors utilisées pour déterminer la force de résistance nécessaire pour s'opposer à cette pénétration. Dans le cas d'une loi de contact dur, il s'agit donc de la force qui aurait retenu le nœud pénétrant exactement au niveau de la surface maître. Dans le cas d'un contact adouci, la pénétration est autorisée avec les forces correctrices nécessaires pour satisfaire la relation de contact "force-distance".

Ensuite et une fois ces forces définies au niveau des nœuds esclaves, elles sont réparties sur les nœuds de la surface maître. De même, la masse associée à chaque nœud esclave en contact est distribuée et ajoutée à celle des nœuds maîtres pour déterminer la masse totale de l'interface et finalement évaluer une correction en accélération sur les nœuds maîtres. Enfin, une seconde correction en accélération est appliquée aux nœuds esclaves en considérant la pénétration prédite pendant l'incrément de temps en cours, de sorte que ces deux corrections en accélération définissent une configuration du modèle où les conditions de contact sont respectées.

III.5.2. Paramètres numériques et amortissement

Abaqus dispose d'un certain nombre de paramètres purement numériques permettant de régler tel ou tel aspect de la résolution. Pour ce travail et dans l'optique d'une future application opérationnelle, notre choix a été très clair : hormis les paramètres (mécaniques) strictement nécessaires à la modélisation, nous n'avons jamais joué sur ces "réglages" numériques en nous en tenant à la version de base de l'algorithme qui utilise les valeurs de paramètres de résolution optimales préconisées par Abaqus.

En particulier, nos modèles n'intègrent pas d'amortissement numérique spécifique. Sur ce point, nous nous en sommes tenus à l'utilisation d'une viscosité générale, "bulk viscosity" conseillée par Abaqus. Cette viscosité introduit un amortissement aux déformations volumiques pour améliorer la modélisation des problèmes (hautement)-dynamiques [HKS 6.4].

Elle intervient à deux niveaux: tout d'abord pour chaque élément en vue d'amortir la résonance des plus hautes fréquences. Il s'agit d'une sorte d'amortissement en fréquence qui tend à éliminer les plus élevées en générant une pression linéaire par rapport au taux de déformation volumique $\dot{\epsilon}_{vol}$:

$$(xli) \quad P_{bulkviscosity1} = b_1 \cdot \rho \cdot c_d \cdot L_e \cdot \dot{\epsilon}_{vol}$$

où b_1 est un coefficient d'amortissement (valeur par défaut 0.06), ρ la densité, c_d la vitesse des ondes élastiques et L_e la longueur caractéristique de l'élément.

La seconde forme de cette viscosité est associée uniquement aux éléments de volume soumis à une déformation volumique en compression :

$$(xlii) \quad P_{bulkviscosity2} = \rho (b_2 \cdot L_e \cdot \dot{\epsilon}_{vol})^2$$

où b_2 est un coefficient d'amortissement (valeur par défaut 1.2).

En particulier, cette dernière viscosité est introduite pour éviter "l'effondrement" d'éléments volumiques sous des gradients de vitesse très élevés.

III.5.3. Choix d'un critère quantitatif d'initiation de la rupture des ouvrages

Comme cela a déjà été évoqué, un certain nombre de limites inhérentes aux choix des moyens de modélisation utilisés ne permettent pas de simuler correctement la ruine ultime des ouvrages concernés ici. Un objectif raisonnable est de modéliser le comportement de ces ouvrages au moins jusqu'à l'initiation de cette ruine, c'est-à-dire jusqu'à l'apparition des phénomènes pour lesquels on peut considérer que l'ouvrage commence à être détruit. Dans la réalité et de manière qualitative, cette question paraît relativement évidente et tout quidam a l'impression de savoir juger l'état d'un ouvrage.

Quantitativement, cette question est un peu plus délicate. Effectivement, une poutre coupée en deux est incontestablement rompue mais depuis quel état mécanique, peut-elle être considérée comme vouée à la rupture ? Cette rupture se caractérise par un ensemble de phénomènes et d'effets complexes qu'il est difficile de faire commencer à un instant précis particulier. Cependant, il semble qu'il y a là et de manière sous-jacente l'idée d'irréversibilité : sous cet angle, la rupture n'est pas forcément "visible" mais elle correspond à l'apparition de phénomènes irréversibles qui remettent définitivement en cause les capacités résistantes de l'ouvrage.

Cette notion doit également intégrer un certain niveau d'échelle en fonction de l'aléa concerné. Dans notre cas, cette échelle doit être celle de l'ouvrage, d'une certaine façon "pondérée" par les dimensions caractéristiques du phénomène considéré : il ne s'agit pas bien sûr d'évaluer les processus irréversibles au niveau du matériau (d'autant plus que nous aurons à faire au composite béton armé) mais cela signifie que la rupture doit être considérée à une échelle représentative du problème traité.

L'identification de la rupture d'un ouvrage est donc un problème délicat et pourtant nécessaire si l'on veut disposer d'un indicateur cohérent dont l'activation représente correctement le "début de la fin" de l'ouvrage.

A partir des outils employés, plusieurs types d'indicateurs sont envisageables :

- La première catégorie d'entre eux repose sur le suivi de grandeurs cinématiques macroscopiques comme par exemple le déplacement d'un nœud. La difficulté est de pouvoir déterminer correctement l'inflexion qui correspondrait à la rupture. La complexité d'un ouvrage réel implique en effet des évolutions très progressives qui ne permettent pas de fixer proprement un instant précis.
- Une deuxième possibilité est d'utiliser l'état d'endommagement d'une zone représentative. Le problème est que dans notre modèle, l'endommagement ne concerne que le matériau béton et il paraît difficile de relier son niveau avec la rupture d'un ouvrage. Par ailleurs, il s'agirait aussi de considérer la taille de la zone endommagée.
- La dernière possibilité que nous avons pu envisager utilise l'état de contrainte des armatures. En effet et par les caractéristiques mêmes du béton armé, ces armatures sont bien souvent le dernier rempart avant la rupture. Par ailleurs, le repérage quantitatif de la plastification d'une armature est relativement aisé.

Finalement, notre choix s'est porté sur cette dernière option qui présente le bon compromis pour une utilisation dans notre contexte. L'initiation de la rupture d'un ouvrage sera donc conventionnellement le "moment" où une des armatures principales de l'ouvrage plastifie. Par armature principale, on considère les armatures qui contrôlent effectivement les capacités globales de l'ouvrage (au contraire d'armatures locales comme des cadres ou des épingles par exemple). Nous verrons pour le cas des dents de Tacconnaz que ce critère n'apporte cependant qu'une réponse partielle à la question de la rupture "macroscopique".

III.6. Conclusion

Avec l'ensemble des éléments décrits dans cette partie, il s'agit maintenant de les coordonner pour mener à bien la simulation d'ouvrages réels soumis aux avalanches ou aux chutes de blocs. Ce qui précède a déjà pu annoncer la qualité et la performance des moyens qui seront utilisés, ce qui suit va en confirmer l'intérêt en plusieurs phases :

La première consiste en l'application de ces moyens à la modélisation d'essais maîtrisés pour en évaluer quantitativement les capacités.

La seconde exploite ces capacités pour en tirer le meilleur parti dans le contexte des risques naturels pour mener une expertise numérique d'un cas de pathologie sur un ouvrage suffisamment caractérisé.

L'ensemble constitue d'une certaine façon une illustration d'ingénierie en modélisation qui fait état des partis retenus et décrit autant que possible l'utilisation et les résultats envisageables à partir de ces outils de simulation.

IV. Expérimentations et expertise
numériques : Simulation de dalle pare-blocs
sous impact et analyse de la destruction de
dents déflectrices paravalanches

La vie semble tellement simple quand on fait de la mécanique

Anakin SKYWALKER / Darth VADOR

-41 av. la Bataille de Yavin / 4 ap. BY

IV.1. INTRODUCTION.....	113
IV.2. LES ESSAIS SIMULÉS	114
IV.2.1. UN DOMAINE EXPÉRIMENTAL ET NUMÉRIQUE NOUVEAU	114
IV.2.2. LES DALLES PARE-BLOCS STRUCTURELLEMENT DISSIPANTES.....	115
IV.2.3. LA MAQUETTE ET LES ESSAIS.....	117
IV.2.3.1. <i>La maquette PSD à dalle horizontale</i>	118
IV.2.3.2. <i>Les essais</i>	121
IV.3. MODÉLISATION COMPLÈTE DES ESSAIS DE CHUTE DE BLOCS SUR DALLES PSD.....	123
IV.3.1. MODÉLISATION DE LA DALLE	123
IV.3.2. CONDITIONS D'APPUI ET AUX LIMITES DE LA DALLE.....	124
IV.3.2.1. <i>Appuis fusibles</i>	124
IV.3.2.2. <i>Dispositifs anti-soulèvement</i>	126
IV.3.3. MODÉLISATION DU BLOC.....	126
IV.3.4. MODÈLE COMPLET ET MISE EN ŒUVRE DES CALCULS	126
IV.3.5. RÉCAPITULATIF	128
IV.4. ANALYSE DES RÉSULTATS	129
IV.4.1. PHASE PRÉ-IMPACT : PESANTEUR & INFLUENCE D'UN PRÉ-ENDOMMAGEMENT ..	129
IV.4.1.1. <i>Mise en place de la dalle sous pesanteur</i>	129
IV.4.1.2. <i>Influence d'un pré-endommagement</i>	130
IV.4.2. PHASE D'IMPACT – LÂCHER N°4.....	133
IV.4.2.1. <i>Recalage général</i>	133
IV.4.2.2. <i>Déroulement expérimental de l'impact</i>	134
IV.4.2.3. <i>Caractéristiques numériques du contact</i>	135
IV.4.2.4. <i>La modélisation de l'impact et de l'enfoncement de la dalle</i>	141
IV.4.3. ÉVOLUTION DE LA DALLE POST IMPACT – LÂCHER N°4.....	145
IV.4.4. ÉTAT FINAL – NIVEAUX D'ENDOMMAGEMENT	151
IV.4.5. CHOC EN RIVE – LÂCHER N°3	153
IV.5. BILAN POUR DES EXPÉRIMENTATIONS NUMÉRIQUES.....	158
IV.6. APPLICATION À L'EXPERTISE DE LA DESTRUCTION DES DENTS DÉFLECTRICES DE TACONNAZ.....	160
IV.6.1. INTRODUCTION.....	160
IV.6.2. PRÉSENTATION DU SITE	160
IV.6.3. L'AVALANCHE DU 11 FÉVRIER 1999 ET SES DÉGÂTS.....	164
IV.6.3.1. <i>L'expertise nivo-avalancheuse</i>	164
IV.6.3.2. <i>L'expertise structurelle des dégâts des dents n°9 et n°11</i>	166
IV.6.3.3. <i>Bilan de l'expertise de terrain : deux scénarios de rupture</i>	173
IV.6.4. L'EXPERTISE NUMÉRIQUE : ANALYSE EN RETOUR PAR SIMULATION.....	174
IV.6.4.1. <i>Le modèle numérique</i>	174
IV.6.4.2. <i>Évaluation de la capacité résistante statique</i>	175
IV.6.4.3. <i>Dent n°11 sous sollicitation avalancheuse dynamique</i>	181
IV.6.4.4. <i>Dent n°9 sous l'impact d'un bloc et sollicitation avalancheuse</i>	184
IV.6.5. BILAN DE LA DESTRUCTION DES DENTS DÉFLECTRICES DU DISPOSITIF DE TACONNAZ	187
IV.7. CONCLUSION.....	189

IV.1. Introduction

Cette partie a pour objectif de montrer les capacités des outils de modélisation dont le développement doit permettre à terme de mener des expérimentations ou même des expertises numériques, c'est-à-dire de pouvoir, par le calcul, prévoir la réponse d'un ouvrage de manière suffisamment fiable sans avoir à recourir à de nouvelles validations. Dans un esprit "d'ingénierie de la modélisation numérique", la démarche repose sur un ensemble consistant et cohérent, aussi bien en terme d'algorithme de calculs ou de modèles de comportement, que de techniques de description et modélisation du problème en incluant le traitement des conditions aux limites ou de chargement.

Cette étude s'appuie sur les essais de mise au point et de validation des dalles pare-blocs structurellement dissipantes (PSD) qui sont tout à fait représentatifs du problème de chutes de blocs sur un ouvrage rigide (Fig. IV. 1). En intégrant une sollicitation dynamique localisée sur une structure réelle complexe, ces essais présentent par ailleurs des difficultés intéressantes pour juger de la qualité des outils employés dans le cadre plus large des phénomènes gravitaires rapides. A partir de là, ces mêmes moyens sont ensuite utilisés pour contribuer à l'analyse du cas réel de la destruction des dents paravalanches défectrices de Taconnaz (Fig. IV. 2).



Fig. IV. 1 – Maquette horizontale de la dalle PSD (PBR)



Fig. IV. 2 – Dent paravalanche défectrice de Taconnaz détruite en 1999 (PBR)

IV.2. Les essais simulés

IV.2.1. Un domaine expérimental et numérique nouveau

Comme nous l'avons indiqué dans la partie II, le concept des galeries de protection pare-blocs en béton armé sans couche amortissante est relativement récent [Tonello 2001]. Auparavant, les cas d'impact de blocs directement sur des ouvrages rigides ne concernaient finalement pas des ouvrages spécifiques de protection mais des ouvrages plus classiques comme les ponts ou les habitations pour lesquels ils constituaient un cas de charge accidentel souvent destructeur.

En fait, la capacité à modéliser l'impact mutuel de deux entités de rigidités relativement importantes et équivalentes présente de nombreuses applications et a fait l'objet de nombreux travaux [Mestat & Prat 1999]. Pour autant, on trouve finalement très peu d'exemples bien documentés dans la littérature qui concernent une gamme de vitesse moyenne pour des ouvrages réalistes en béton armé.

En effet, beaucoup d'applications dans ce domaine sont militaires avec des projectiles qui vont impacter des structures certes en béton mais simples et à des vitesses très élevées (jusqu'à plusieurs centaines de mètres par seconde [Kojima 1991], [Shirai & al 1997]). On se retrouve donc relativement éloigné du cas d'un bloc lui-même en béton impactant un ouvrage réaliste, soit de par l'utilisation de projectiles [Ohno & al 1992], [Kojima 1991] qui peuvent encaisser une grande partie de l'énergie ou au contraire de missiles capables de pénétrer ou même perforer leur cible [Corbett & al 1996] [Yankelevsky, 1997] sans réel intermédiaire.

Ensuite, la sollicitation considérée peut être relativement différente, basée soit sur des impulsions générées par un système mécanique [Saito & al, 1995], des explosions [Toutlemonde, 1994], [Duranovic 2002] soit avec la prise en compte d'impacteurs très particuliers comme des avions [Tsubota & al 2002] ou autres objets "industriels" en mouvement [Bangash 1993].

Enfin, les structures sont rarement réalistes, avec souvent des dalles de petites dimensions [Ohno & al, 1992], [Sawan & Abdel-Rohman 1986], des blocs [Luo & al 2000] ou des poutres [Kishi & al 2002] [Ishikawa & al 2002] pour des études spécifiques, concernant des phénomènes particuliers et à l'échelle de la zone d'impact.

Il en résulte des problèmes relativement différents, notamment par l'échelle d'étude souvent limitée à la zone d'impact, par les vitesses de sollicitation en jeu et par la réponse

de l'impacteur : dans notre cas, le fait d'utiliser un matériau identique pour l'impacteur ne permet pas par exemple d'opter pour certaines hypothèses simplificatrices de rigidité infinie d'une des deux entités en interaction [Sercombe, 1997].

Les modélisations numériques qui en découlent sont à l'image de ces différences, avec des traitements parfois très poussés des phénomènes se produisant pendant l'impact, soit à partir d'approches discrètes [Riera & Iturrioz, 1998] soit continues [Agardh & Laine, 1999], [Johnson & al 2002] avec gestion de la perforation et de l'érosion de la cible. Malheureusement, l'échelle d'étude intègre rarement la réalité d'un ouvrage sauf pour quelques cas très particuliers et non directement applicables dans notre contexte [Consolazio & al 2003].

Ainsi même si certaines études concernent des contextes moins extrêmes [Adamik & Matejovic 1989], il n'a pu être trouvé de cas équivalent de chutes de blocs sur une dalle de dimensions intéressantes. Ce domaine est donc tout à fait neuf à la fois du point de vue expérimental où la grande nouveauté réside dans l'absence de protection du béton par une couche amortissante et de fait, du point de vue numérique plus particulièrement abordé ici.

IV.2.2. Les dalles pare-blocs structurellement dissipantes

Les galeries de protection routière font partie des parades de protection passive. Comme évoqué précédemment, ces galeries sont classiquement constituées d'une structure en béton armé qui supporte une couche parfois très épaisse (jusqu'à plusieurs mètres) de matériau amortissant (sol, remblai...). L'objectif de cette couche est effectivement d'amortir l'impact du bloc et permettre la conception de la galerie selon des hypothèses quasi-statiques [Masuya & Labiouse 1999]. Malheureusement, cette technologie présente un certain nombre d'inconvénients dont le principal est le poids propre très élevé de la structure alors que celle-ci est souvent fondée dans des zones délicates (les zones propices aux chutes de blocs sont rarement propices à la construction de structures...). Par ailleurs, l'évacuation des blocs tombés, la remise en place de la couche amortissante et d'éventuelles réparations présentent des difficultés importantes.

Dans le même temps, la demande d'une sécurité accrue sur les routes pour assurer le maintien d'axes de transit nécessite de réaliser de nombreux ouvrages de protection qui doivent être conçus pour assurer cette fonction au meilleur coût.

Depuis quelques années, le bureau d'études Tonello Ingénieur Conseil a proposé un nouveau type de galeries pare-blocs dont l'objectif est d'optimiser l'utilisation des matériaux pour concevoir effectivement un ouvrage en dynamique. Ce nouveau type de galeries dites "Pare-blocs Structurellement Dissipantes" (PSD) s'inscrit dans une démarche "moderne" semi-probabiliste de "l'endommagement tolérable" [Tonello 2001].

Le principe de ces ouvrages repose sur l'élimination de la couche amortissante et la sollicitation directe de la dalle souple. L'énergie transmise par le bloc est ainsi dissipée par la mise en mouvement de la dalle, la déformation des matériaux et la fissuration du béton.

Dans le cas d'un choc en rive (dont l'éventualité n'est pas toujours correctement prise en compte pour les ouvrages classiques), des dispositifs fusibles permettent d'isoler la dalle de sa structure porteuse et de ses fondations pour les ménager. L'intérêt de ce type d'ouvrages est d'optimiser le compromis entre la probabilité de l'aléa et le niveau de protection. En cas d'endommagement, des réparations sont envisageables : remplacement de fusibles ou même réparation de la dalle.

Le premier ouvrage de ce type a ainsi été construit à la fin des années 1990 sous l'impulsion de la DDE 73 au lieu-dit les Essariaux dans les fameuses Gorges de l'Arly entre Albertville et Megève.

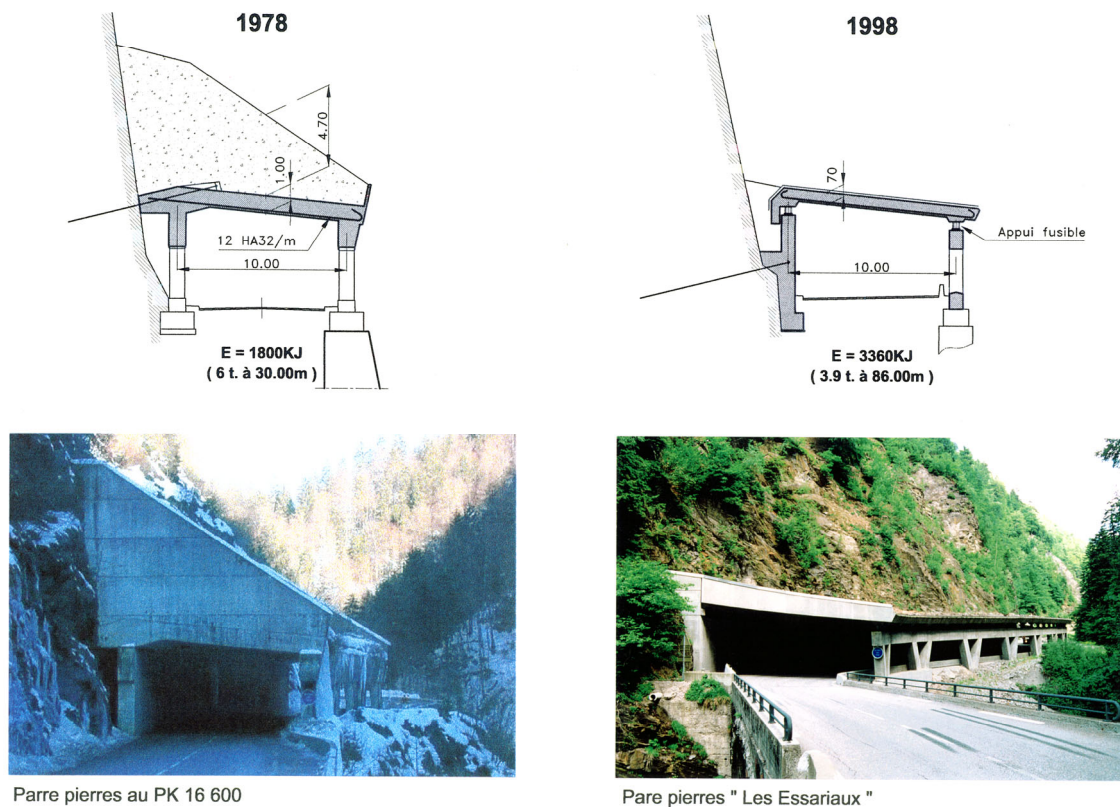


Fig. IV. 3 – "Deux générations d'ouvrages dans les Gorges de l'Arly", de la galerie classique à la galerie PSD [Tonello 2001].

Les fusibles métalliques sont sûrement un des symboles de ces ouvrages proposés par Tonello IC : toujours dans l'optique d'optimiser la conception, ils sont simplement constitués d'un tube métallique soudé entre deux platines et fixé à la dalle. Sous forte compression, ces fusibles vont flamber et dissiper une partie de l'énergie du choc par cloquage. Des appuis néoprènes sont placés à l'interface avec la structure porteuse.



Fig. IV. 4 – Fusibles entre la structure porteuse et la dalle – Galerie des Essariaux (PBR).

Depuis, le concept a évolué et pour prendre en compte des énergies plus élevées ou des risques d'éboulement en masse (avec la nécessité de jouer un rôle d'exutoire pour évacuer le matériau au fur et à mesure), l'idée a également été appliquée de manière analogue à une dalle inclinée qui intègre en plus un dispositif de retenue tangentielle.

Différents projets de galerie sont actuellement en cours, qui reprennent ce concept de dalle pare-blocs structurellement dissipante.

IV.2.3. La maquette et les essais

Pour valider ce nouveau concept et à la demande des autorités, un certain nombre d'essais ont été menés sur deux maquettes à échelle 1/3, une à dalle horizontale et une à dalle inclinée. Ces essais, dont la maîtrise a été assurée par le Laboratoire "Optimisation de la Conception et Ingénierie de l'Environnement" (LOCIE) de l'ESIGEC à Chambéry [Perrotin & al 2002] en collaboration étroite avec Tonello IC, ont également été (et sont toujours) le support de différentes recherches plus académiques sur cette problématique des ouvrages soumis aux chutes de blocs.

En particulier, le LOCIE s'attache à comprendre les phénomènes en jeu pour formaliser le dimensionnement de ces ouvrages de manière analytique. De son côté, le Laboratoire Sols, Solides, Structures s'intéresse à ces essais d'un point de vue numérique : la thèse de S. Hentz [Hentz 2003] montre ainsi l'applicabilité des méthodes "éléments discrets" pour traiter ce type de problème.

Pour notre part, nous avons pu disposer des résultats de ces expérimentations très complexes pour y confronter nos outils et mener nos simulations par "éléments finis". A noter que si un travail analogue a pu être réalisé sur la maquette à dalle inclinée pour le

compte du SETRA [Berthet-Rambaud & al, 2003a], nous ne présentons ici que les résultats obtenus sur la maquette à dalle horizontale. Cependant, ces résultats montrent que les options retenues pour la dalle horizontales sont transférables à la dalle inclinée et ce, même si la fonction supplémentaire consistant à intégrer un aspect déflecteur contre un risque d'éboulement en masse conduit à une distribution différente des efforts.

IV.2.3.1. La maquette PSD à dalle horizontale

Cette maquette (Fig. IV. 5) vise à représenter une galerie PSD à échelle 1/3 pour des énergies ELU de 135 kJ. De manière à pouvoir mener plusieurs lâchers, les dimensions de cette dalle en béton armé sont de 12 m * 4.8 m. Son épaisseur est de 28 cm. Elle repose sur deux lignes, espacées de 4 mètres, de 11 appuis fusibles de hauteur 11.6 cm répartis eux-mêmes tous les 1.14 m. Chaque fusible (Fig. IV. 9) est constitué d'un tube de 70 mm de diamètre en acier d'épaisseur 2.9 mm, soudé entre deux platines de 8 mm d'épaisseur.



Fig. IV. 5 – Coulage du béton et maquette PSD terminée (LOCIE & Tonello IC)

Le bloc (Fig. IV. 6), également en béton armé, a une masse de 450 kilos pour une forme globalement cubique (arêtes et coins biseautés).



Fig. IV. 6 – Bloc en béton armé et ferrailage de la dalle (LOCIE & Tonello IC)

Les figures suivantes, issues de [Tonello 2001], récapitulent les principales caractéristiques et la géométrie de cette maquette :

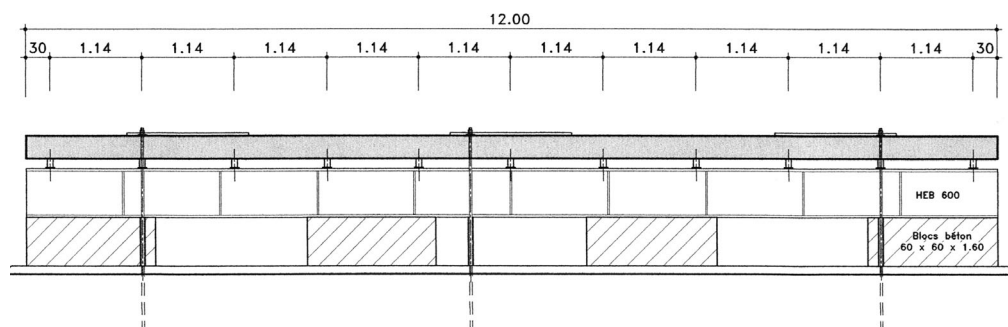


Fig. IV. 7 – Coupe longitudinale de la maquette PSD [Tonello 2001]

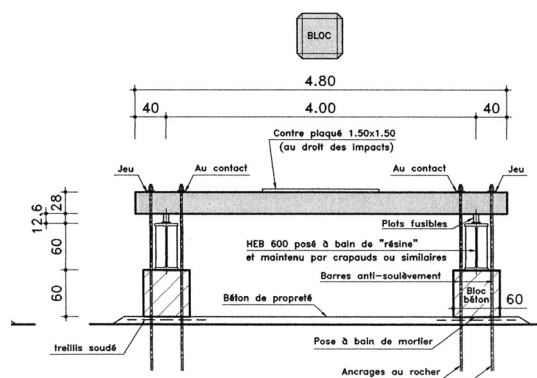


Fig. IV. 8 – Coupe transversale de la maquette PSD [Tonello 2001]

De la même manière que dans la réalité, les fusibles sont fixés à la dalle (scellés ici) et reposent via des néoprènes de 10 mm d'épaisseur sur une structure support surdimensionnée faisant office de référence. Des barres ancrées au sol et traversant la dalle jouent le rôle de dispositif anti-soulèvement grâce à un écrou réglable permettant d'introduire une condition aux limites verticale limitant la remontée de la dalle en 6 points pour restreindre ses rebonds.

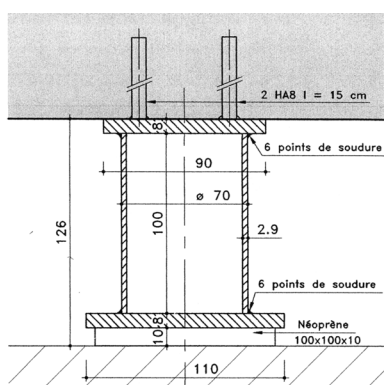


Fig. IV. 9 – Dispositions pratiques des appuis fusibles [Tonello 2001] et vue réelle

L'ensemble, aussi bien le bloc que la dalle, est très fortement ferrillé avec des armatures dans les trois directions principales, de caractéristiques connues (Fig. IV. 10 & Fig. IV. 11) et de nuance FeE500 (mais non testées spécifiquement).

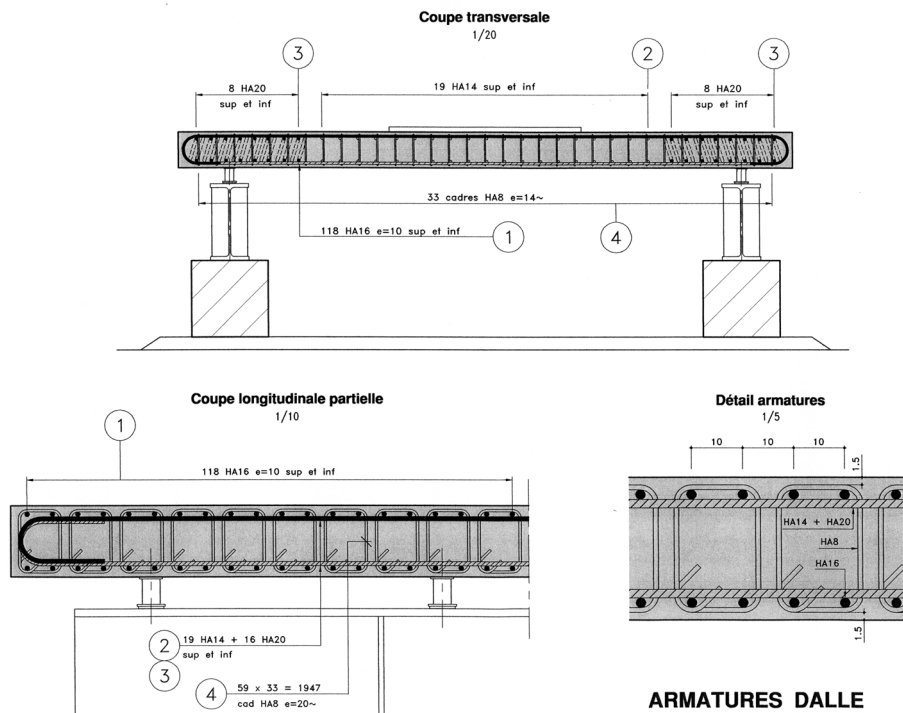


Fig. IV. 10 – Ferrailage de la dalle PSD [Tonello 2001]

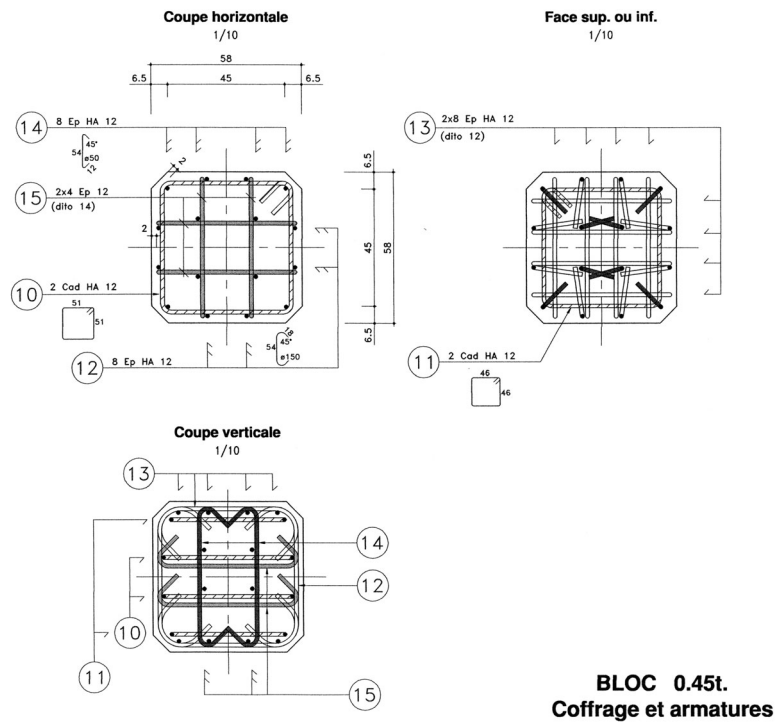


Fig. IV. 11 – Ferrailage du bloc expérimental [Tonello 2001]

Le béton du bloc et de la dalle a été testé par des essais classiques sur éprouvettes avec une résistance moyenne à la compression de 30.7 MPa. Cette caractérisation expérimentale du matériau effectivement utilisé donne également un module d'Young moyen de 29.3 GPa.

Après la première campagne d'essais, à la fois pour pouvoir procéder à de nouveaux lâchers et pour démontrer la faisabilité d'une telle opération, la dalle a été "hydro-démolie" (Fig. IV. 12) sur une zone d'environ 4 m² autour du point d'impact n°2 (Fig. IV. 13). Ceci a pour conséquence d'éliminer l'ensemble du béton endommagé de la zone concernée pour retrouver le ferrailage d'origine qui n'est pas altéré par cette destruction sélective par jet d'eau à très haute pression. Dans le cas présent, le ferrailage d'effort tranchant a été renforcé (étriers remplacés par des épingles $\Phi 10$ sur toute la zone) et du béton sain de mêmes caractéristiques a été à nouveau coulé pour achever la réparation de cette zone.



Fig. IV. 12 – Ferrailage de la zone hydro-démolie et après réparation (LOCIE & PBR)

IV.2.3.2. Les essais

La maquette PSD à dalle horizontale a été testée en différents emplacements (Fig. IV. 13) et en plusieurs campagnes successives. La figure ci-dessous présente les différentes zones de lâcher (vus de dessus) :

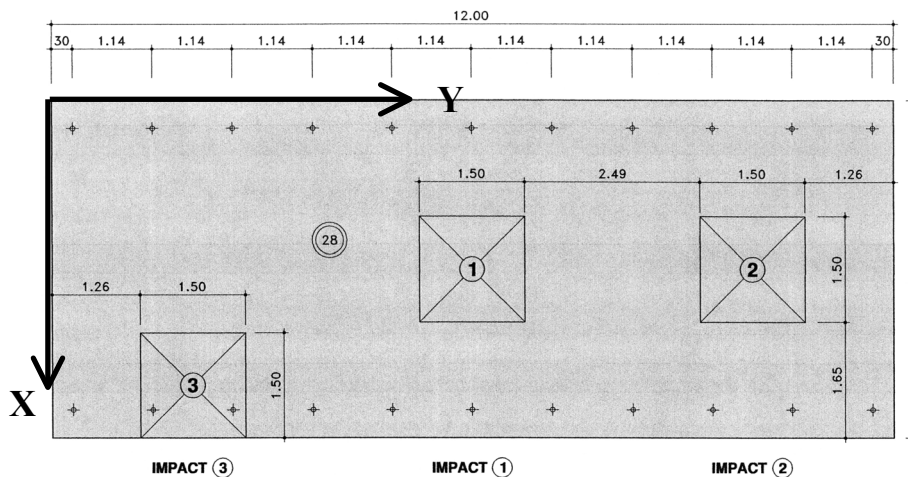


Fig. IV. 13 – Points d'impact 1, 2 et 3 sur la maquette PSD et repère [Tonello 2001]

Les essais ont été effectués en lâchant le bloc d'une hauteur prédéfinie et de la manière la plus précise possible au-dessus du point d'impact visé, grâce à une grue mobile de forte capacité. Il faut noter ici la mise au point par le LOCIE d'un système très astucieux de libération "douce" du bloc par la fonte d'une corde synthétique.

Malgré toutes ces précautions, le bloc est rarement tombé précisément à plat sur sa face interne et à la position visée. Ces différences, qui restent quand même limitées et dont les origines sont multiples et cumulées (effet de la brise, imperfection du lâcher ou imprécision du positionnement...), seront donc à prendre en compte dans la modélisation.

L'historique complet des expérimentations menées sur cette dalle horizontale est le suivant [Perrotin & al 2004] :

Phase	Année	N° lâcher	Point d'impact	Masse bloc théorique	Hauteur lâcher	Énergie
I	2000-2001	1	1	450 kg	15 m	67.5 kJ
		2	2	450 kg	30 m	135 kJ
		3	3	450 kg	30 m	135 kJ
II	2002	Réparation de la dalle autour du point d'impact n°2, fusibles endommagés remplacés				
III	2002	4	2	450 kg	30 m	135 kJ
		5	1	450 kg	30 m	135 kJ
IV	2003	6	2	800 kg	40 m	294 kJ

Fig. IV. 14 – Récapitulatif des essais menés sur la dalle PSD horizontale

Les lâchers de 67.5 kJ et 135 kJ sont respectivement qualifiés d'ELS et ELU. Quant au lâcher extrême n°6, il n'a pas été réalisé avec un bloc cubique mais avec un bloc à facettes. A noter enfin que les valeurs figurées ici sont des valeurs théoriques : en pratique, chaque bloc a notamment été repesé avant son lâcher.

Bien entendu, ces essais ont été instrumentés et avec une richesse d'information de plus en plus importante (notamment à partir de la phase III pour l'évolution dans le temps de la dalle après l'impact). L'essai n°4 est à ce titre particulièrement intéressant et sert de base principale à notre travail. Les différents moyens de mesure utilisés sont les suivants :

- flèches maximales de la dalle par des systèmes d'empreinte,
- déplacements de la dalle par capteurs LVDT,
- efforts au niveau d'une ligne d'appuis,
- déformations par jauges de déformation sur des armatures de la dalle,
- accélérométrie sur la dalle et le bloc,
- acquisition vidéo rapide

Après chaque lâcher, un relevé exhaustif des fissures et autres endommagements a été réalisé.

IV.3. Modélisation complète des essais de chute de blocs sur dalles PSD

L'ensemble des lâchers présentés précédemment a pu être simulé à des degrés d'approfondissement divers. L'objectif de cette partie est d'en présenter la modélisation exhaustive et les résultats obtenus sur deux cas représentatifs particuliers: le lâcher n°4 pour un impact en milieu de dalle instrumenté de manière complète et le lâcher n°3 pour l'exemple d'un impact en rive (Fig. IV. 14). Un fichier de données type utilisé pour ces simulations sous Abaqus est donné à titre d'information en annexe.

IV.3.1. Modélisation de la dalle

La dalle complète (12m*4.8m*0.28m) est modélisée et maillée à l'aide d'éléments type C3D8R (éléments parallélépipédiques à 8 nœuds et un seul point d'intégration) en 4 couches régulières dans l'épaisseur. Un seul modèle de dalle a été utilisé pour les différents points d'impact avec 3 zones à maillage plus fin correspondant aux points d'impact 1, 2 et 3. Ce raffinement est le résultat du compromis entre le coût de calcul et les règles de "bonne modélisation" évoquées en partie III.

Ensuite, l'ensemble du ferrailage a été intégré (Fig. IV. 10): armatures longitudinales, transversales et étriers selon les spécifications de construction (même nombre d'armatures du diamètre préconisé). De même, le modèle de dalle réparée intègre le renforcement correspondant du maillage et notamment l'ajout d'épingles de diamètre 10. A noter cependant que les extrémités recourbées des épingles ou des étriers n'ont pas été prises en compte du fait de notre hypothèse d'adhérence parfaite acier béton : nous nous contentons de ces épingles ou étriers parfaits.

Les caractéristiques du béton entrées dans le modèle correspondent aux tests de caractérisation sur éprouvette, complétées selon les hypothèses déjà évoquées :

- Module d'Young : 29.3 GPa
- Limite en compression : 32.4 MPa
- Coefficient de Poisson : 0.2
- Limite en traction : 3.24 MPa

Les caractéristiques de l'acier des armatures correspondent aux valeurs garanties pour la nuance FeE500 selon un modèle élasto-plastique parfait.

IV.3.2. Conditions d'appuis et aux limites de la dalle

IV.3.2.1. Appuis fusibles

Comme indiqué dans la description de la maquette, la dalle repose sur 22 appuis fusibles. Ces éléments présentent une complexité certaine à une échelle faible par rapport à l'ouvrage complet. A priori, ceci nous est apparu préjudiciable en terme de coûts de calcul et il était tentant de remplacer cet ensemble par un simple élément ressort [Berthet-Rambaud & al, 2003b]. Or, s'il a été possible de modéliser correctement l'enfoncement de la dalle pendant l'impact lui-même, ce choix a conduit à des difficultés importantes pour modéliser ensuite l'évolution du système dans le temps. Deux lacunes principales sont apparues : la première concerne le comportement d'un tube court au flambement qui peut difficilement être modélisé simplement par un élément unidimensionnel unique. La seconde réside dans les liaisons ainsi créées entre la référence et la dalle, qui finalement perturbaient le mouvement post impact de cette dernière.

Malgré le coût de calcul généré, nous avons finalement retenu, dans cette phase de modélisation exhaustive, de modéliser chaque ensemble fusible en 3D. Cependant et pour alléger au maximum le modèle (sachant qu'il faut multiplier le surcoût par autant de fusibles), certaines hypothèses supplémentaires ont été prises mais qui ne sont là que pour faciliter la modélisation et ne remettent pas en cause le fonctionnement de ces appuis.

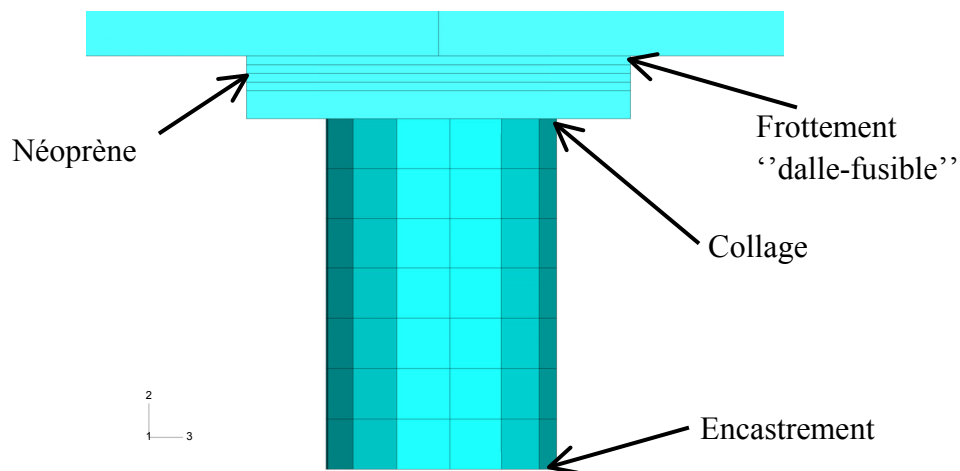


Fig. IV. 15 – Ensemble "fusible" numérique

L'ensemble fusible (Fig. IV. 15) n'est donc pas fixé à la dalle mais au sol et il frotte avec la dalle. Ceci permet de ne pas introduire une surface d'interaction supplémentaire correspondant au support et d'éliminer la platine inférieure (en fait, l'écrasement des platines est négligeable par rapport à celui du tube : la platine supérieure n'est conservée que pour sa fonction de liaison entre le tube et le néoprène). A partir de là, la couche néoprène est fixée à la platine supérieure du fusible et frotte avec la dalle. Par commodité, la seule interface frottante se trouve donc entre la surface supérieure du néoprène et la face

inférieure de la dalle. Finalement, la base du cylindre est supposée encastree (support parfaitement rigide) alors que son sommet est collé ("tied contact") à la platine, modélisant une soudure continue.

Par ailleurs et pour modéliser au mieux ces soudures entre le cylindre réel et les platines, les nœuds des deux extrémités du cylindre ont une contrainte supplémentaire consistant au blocage de toutes les rotations. Un maillage moyen avec 98 éléments "coques" de type S4R pour chaque cylindre est utilisé. Pour obtenir une meilleure représentation des phénomènes d'écrasement par cloquage, ce maillage a été affiné pour le cas des chocs sur appui (point d'impact n°3) où les fusibles directement concernés sont largement plus sollicités (jusqu'à 433 éléments S4R et 14 éléments sur la hauteur du tube). Dans tous les cas, chaque élément coque a 5 points d'intégration sur l'épaisseur.

Le comportement de l'acier utilisé pour les fusibles est également basé sur un modèle élasto-plastique avec dans un premier temps, et faute de tests spécifiques de caractérisation, les valeurs caractéristiques garanties d'un tube de type TUE 220 A de diamètre 70 mm [Berthet-Rambaud & al 2004b]:

- Module d'Young : 200 000 MPa
- Coefficient de Poisson : 0.3
- Limite d'élasticité : 355 Mpa surévaluée ensuite à 500 Mpa pour tenir compte des aspects dynamiques dans le cas du choc en rive (IV.4.5).
- Ecrouissage "moyen" : gain de résistance de 20% pour une déformée de 10%

Concernant maintenant les interfaces frottantes, la dalle peut aussi bien y glisser que décoller au-dessus. Faute de données plus précises, un coefficient de frottement de 0.20 y a été choisi : son influence reste cependant limitée d'autant plus que les surfaces de contact en jeu sont faibles à l'échelle de l'ouvrage complet.

Initialement, le module d'Young utilisé pour décrire le comportement supposé élastique du néoprène était issu directement de renseignements d'ingénierie fournis par Tonello IC : réaction de 100 kN pour un écrasement de 7 mm avec hypothèse de linéarité. Vu la connaissance actuelle du comportement de ces éléments et les incertitudes sur ce point, cette rigidité a ensuite été recalée avec une valeur optimale double dans [Berthet-Rambaud & al 2003a] (où le rôle des néoprènes était prépondérant pour le comportement tangentiel de l'ouvrage). Faute de mieux, cette valeur de 57.2 MPa a donc été conservée pour l'étude présente avec un coefficient de Poisson de 0.49. A noter que ce réglage de la rigidité n'a qu'une influence négligeable sur la mise en place de la dalle horizontale en statique et ensuite sur ses mouvements.

A ce stade, il faut aussi insister sur l'intérêt à maîtriser complètement le problème expérimental pour ensuite pouvoir mener des calculs à caractère prédictif en limitant au maximum les recalages (même si ceux-ci sont secondaires) : pour ce point, un essai complémentaire de compression des néoprènes utilisés aurait été sûrement très intéressant pour avoir une démarche encore plus propre !

IV.3.2.2. Dispositifs anti-soulèvement

La modélisation tridimensionnelle des appuis fusibles permet une description au plus proche de la réalité qui ne nécessite, par exemple, pas de calage latéral artificiel : la dalle reste effectivement sur ses appuis après le choc et les éventuelles vibrations post-impact pouvant conduire à des déplacements (latéraux) de la dalle dans son plan sont notamment amorties au niveau des surfaces de frottement des appuis.

Concernant maintenant les possibles décollements de la dalle sur les fusibles, le dispositif expérimental intégrait six paires de barres anti-soulèvement. Ces barres (de diamètre 16) sont modélisées par autant de ressorts encastrés en pied et liés à la surface supérieure de la dalle en tête. Ces ressorts ne fonctionnent qu'en traction avec une rigidité correspondant à la longueur des barres mises en place. A noter également la possibilité de décaler la mise en traction de ces barres pour modéliser le non-serrage initial de l'écrou au contact de la dalle.

IV.3.3. Modélisation du bloc

La géométrie du bloc respecte la géométrie réelle (Fig. IV. 6) qui a nécessité l'emploi d'éléments tétraédriques C3D4 pour la prise en compte des différents chanfreins. Par rapport aux premiers calculs, la qualité du maillage a été largement améliorée avec environ 3000 éléments pour le bloc. L'objectif était ici de pouvoir disposer d'une meilleure répartition de l'endommagement après l'impact.

De la même façon que pour la dalle, le ferrailage est introduit de la manière la plus complète possible selon les documents de conception à notre disposition (Fig. IV. 11). Du point de vue numérique, ce ferrailage n'a pas de rôle structurel à proprement parler mais plutôt un rôle de contention pour le béton du bloc. Les caractéristiques des matériaux du bloc sont identiques à celles des matériaux de la dalle et le béton du bloc numérique suit le même comportement endommageable.

IV.3.4. Modèle complet et mise en œuvre des calculs

Au final, le modèle compte plus de 21000 nœuds, 71000 variables internes et 45 interfaces de contact dont 22 collées. Ce modèle est donc relativement lourd et l'utilisation d'un schéma d'intégration en temps explicite, où le coût de calcul est directement lié à la durée d'évolution modélisée, nécessite d'optimiser la simulation.

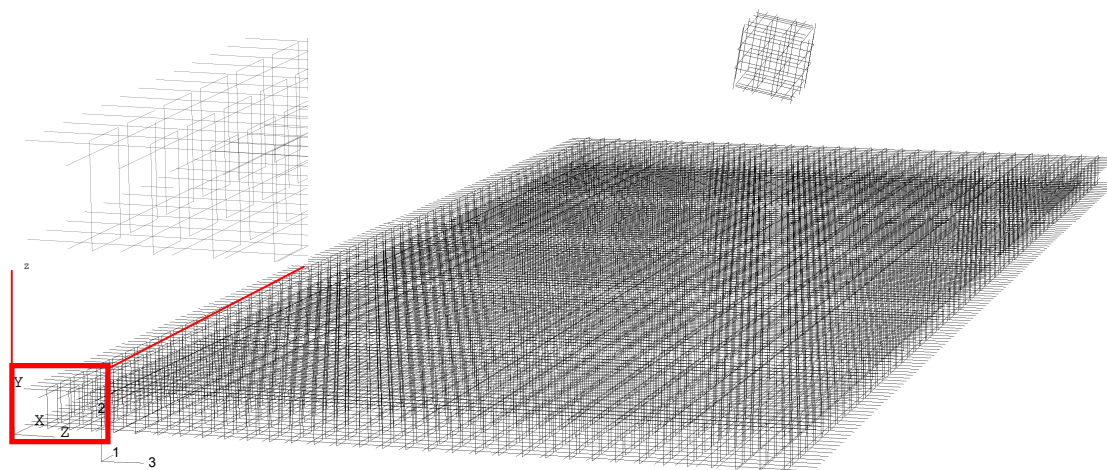


Fig. IV. 16 – Ferrailage du modèle – dalle et bloc

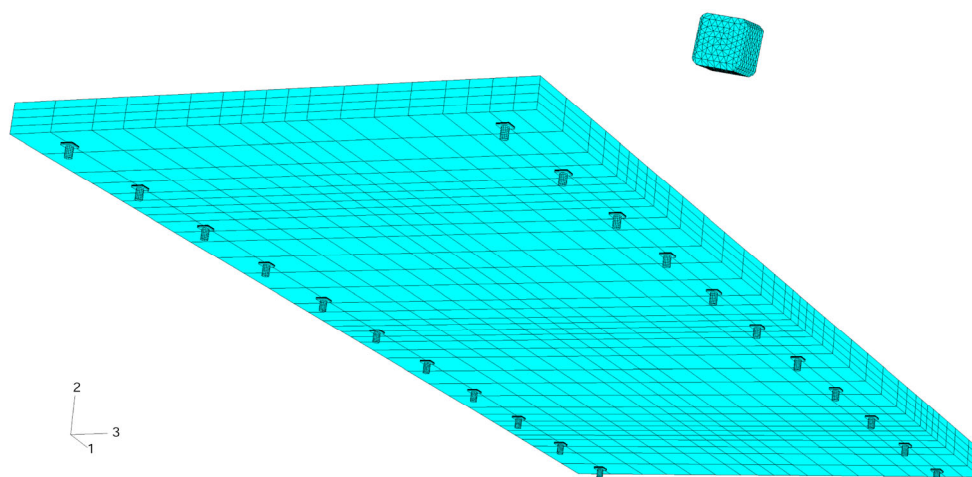


Fig. IV. 17 – Modèle numérique complet – fusibles, dalle et bloc

Une première phase est notamment nécessaire pour laisser la dalle se mettre en place sous l'effet de la pesanteur et rejoindre l'état de la structure au "repos" comme elle l'était dans la réalité avant les essais. Après vérification, cette phase numérique a été limitée à une durée de 0.15 s avec une application progressive de la pesanteur.

Ensuite et toujours pour optimiser la simulation, le contact du bloc avec la dalle a lieu exactement à ce moment là. Pour des raisons pratiques, le bloc chute à la vitesse imposée de l'impact attendu et ne subit la pesanteur qu'après l'impact. Le calcul est ensuite poursuivi pour simuler les quelques dixièmes de seconde suivants de l'évolution du système.

A noter enfin que le bloc n'est pas érodable de manière significative : comme décrit précédemment, seuls les éléments présentant une distorsion excessive sont éliminés pour assurer le calcul. Ceci nécessite notamment de définir la surface esclave de contact comme l'ensemble des nœuds du maillage du bloc alors que pour la dalle, la surface de contact,

considérée comme maître, est constituée des facettes supérieures des éléments de la couche sommitale.

IV.3.5. Récapitulatif

Le tableau suivant récapitule le jeu de paramètres et les hypothèses qui ont permis d'obtenir les résultats qui suivent, constituant ainsi une "recette" de simulation de ces problèmes:

Paramètre / hypothèse	Valeur / choix	Voir à :
DALLE :		
Maillage	Éléments parallélépipédiques	IV.3.1
Béton	Modèle de comportement: PRM	III.3.2.1.4
	E=29.3 GPa, $\nu=0,2$	IV.3.1
	Limite compression : 32.4 Mpa	
	Limite Traction : 3,24 Mpa	
	Effets de vitesse: actifs	III.3.2.1.4.5
	Longueur caractéristique Hillerborg : 0,13 m	III.4.1.2
Ferrailage	Complet / éléments treillis /option "embedded elt" / FeE500	III.4.2 / IV.3.1
CONDITIONS D'APPUI - FUSIBLES:		
Maillage	3D (cylindre → elts coques + x platines → elts parallél.)	IV.3.2.1
Matériau	Elastoplastique avec écrouissage	
	E=200 GPa, $\nu=0,3$	
	Choc en rive: résistances majorées pour effets dynamiques	IV.4.5
	Lim. élast. : 500 Mpa, écr. : gain de 20% pour 10% def.	
CONDITIONS D'APPUI - NEOPRENES:		
Maillage	3D – éléments parallélépipédiques	IV.3.2.1
Matériau	Elastique parfait	
	E= 57.2 Mpa, $\nu=0,49$	
Interface néoprènes-dalle	Frottante – coeff = 0.20	
CONDITIONS D'APPUI – DISPOSITIFS ANTI-SOULEVEMENT:		
État	Activés	IV.3.2.2
Maillage	Éléments ressorts élastiques liés à la dalle	
Action	Traction uniquement – déclenchement à partir de 17.5 mm	
Rigidité	Équivalente à une barre $\Phi 16$ de 1.5 m : K= 31.5 MN/m	
BLOC :		
Maillage	éléments tétraédriques	IV.3.3
Ferrailage	Complet / éléments treillis /option "embedded elt" / FeE500	
Béton bloc	Identique béton dalle	
Vitesse de chute	Imposée à 24,4 m/s	IV.3.4
Position d'impact	“réelle”, point et angle d'impact corrigés	IV.4.2.1
Érosion numérique	Activée - limite D :0,99, limite ε :20%	III.4.6
MISE EN PLACE DU CALCUL :		
Application pesanteur dalle	Progressive pendant 0,15s avant l'impact	IV.3.4
Application pesanteur bloc	A partir de l'impact	
Impact bloc-dalle	Dur / coefficient de frottement: 0.15	III.4.5 / IV.4.2.3
Amortissement matériau	inactif	III.5.2
Amortissement numérique	Actif ($b_1=0.06$, $b_2=1.2$)	

Fig. IV. 18 – Tableau récapitulatif du jeu de paramètres et hypothèses associés à la simulation d'impact sur dalle PSD

IV.4. Analyse des résultats

L'objectif de cette partie n'est pas de proposer les simulations de l'ensemble des essais qui ont été menés sur cette dalle horizontale PSD mais de présenter les résultats les plus représentatifs. En effet, les calculs effectués sont relativement lourds à mettre en place et surtout toutes les expérimentations (en particulier celles de la première campagne avec "seulement" des valeurs de flèches maximales en différents points) ne disposaient pas du même niveau d'instrumentation ce qui rend plus difficile leur exploitation dans le détail. Une autre difficulté est qu'après la première campagne expérimentale, la dalle a été endommagée plus largement que la zone réparée. Ainsi, les essais les plus complets en terme de résultat ont eu lieu sur une dalle pré-endommagée.

Finalement, il nous est apparu plus intéressant de mettre la priorité sur la qualité et la quantité des résultats disponibles en s'attachant à modéliser l'essai n°4 (rappel : bloc de 450 kg chutant de 30 mètres sur le point d'impact n°2) quitte à devoir traiter quelques incertitudes sur l'état initial de la dalle. Une étude particulière de l'influence d'un pré-endommagement a donc été menée sachant qu'il n'était matériellement et raisonnablement pas possible de modéliser au préalable à la simulation qui nous intéresse les essais n°1, 2 et 3 et la réparation de la dalle. Par chance, nous verrons que cette influence est tout à fait limitée.

Pour la représentativité des résultats obtenus, nous figurerons également dans les pages suivantes la simulation du lâcher n°3 qui présente la particularité d'intéresser directement le comportement des fusibles. En revanche, la simulation du lâcher ELS n'a pas été abordée puisque présentant peu d'intérêt par rapport à un lâcher ELU et les phénomènes que ce dernier va mettre en jeu.

IV.4.1. Phase pré-impact : pesanteur & influence d'un pré-endommagement

IV.4.1.1. Mise en place de la dalle sous pesanteur

A la fin de la période de mise en place de la dalle sous pesanteur en 0.15 s, on vérifie que la totalité des efforts sur les fusibles correspond bien au poids total de la dalle à savoir 400 kN :

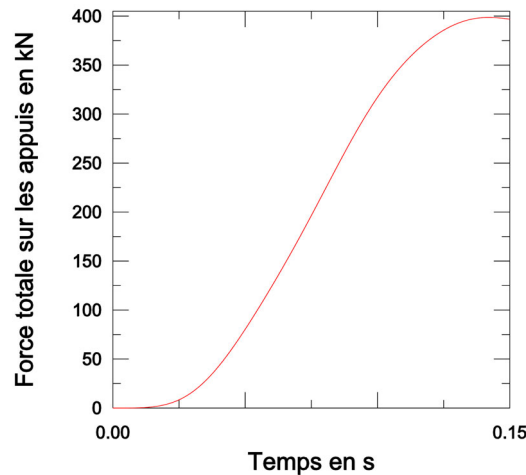


Fig. IV. 19 – Effort total sur appuis pendant la phase d'application de la pesanteur

IV.4.1.2. Influence d'un pré-endommagement

Comme cela a déjà été évoqué, il était techniquement impossible de simuler la vie complète de la dalle précédant les impacts qui nous intéressent, notamment à cause de coûts de calcul prohibitifs. Une première hypothèse a donc été de considérer l'indépendance entre les trois zones d'impact en supposant que l'endommagement du reste de la dalle a une influence négligeable. Cette hypothèse est au moins acceptable pendant la phase d'impact proprement dite.

Cependant, et en particulier pour le lâcher n°4 que nous souhaitons simuler, l'impact a lieu sur une zone déjà impactée. Certes celle-ci a été réparée (Fig. IV. 20) sur sa partie centrale mais qu'en est-il de son pourtour immédiat ?

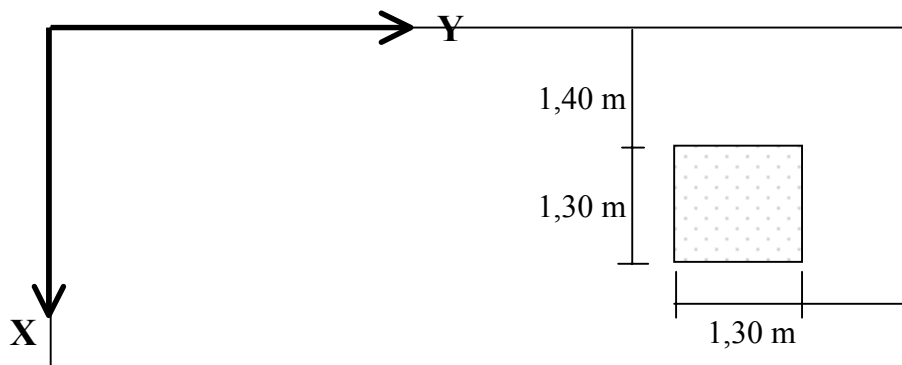


Fig. IV. 20– Position de la zone de dalle réparée

Un calcul, consistant à mener deux essais successifs au même endroit dans les mêmes conditions mais en ramenant l'endommagement des éléments correspondant à la zone réparée à zéro entre les deux impacts, a donc été mené pour tester cette influence. En parallèle et comme il n'était pas question d'avoir à gérer une phase préliminaire intégrant un premier choc et la réparation de la dalle (calcul de l'ordre de trois jours sur nos

meilleures machines), un modèle de dalle à plusieurs types de béton a été développé pour pouvoir introduire facilement un pré-endommagement idéalisé (Fig. IV. 21). A noter que seul l'endommagement de traction a été considéré ici pour, en pratique, limiter le nombre de valeurs de pré-endommagement à déterminer et en vérifiant que l'influence de l'endommagement de compression est négligeable dans ce cas. La répartition qui a été retenue s'inspire de la diffusion des efforts au travers de la dalle selon un cône et en s'appuyant sur le maillage existant. On distingue ainsi trois zones tout autour de la partie réparée et dont la largeur au niveau de la face inférieure est pour chacune de l'ordre de la vingtaine de centimètres :



Fig. IV. 21 – Modèle de dalle à plusieurs bétons - coupe type au niveau de la zone réparée

Même s'il est clair que la répartition de l'endommagement n'est pas aussi idéale, on obtient après un impact sur dalle vierge les endommagements de traction moyens suivants (*rappel* : l'impact a lieu à $t=0.15$ s) :

- zone A : 0.82
- zone B : 0.72
- zone C : 0.45 (Fig. IV. 22).

A noter qu'on retrouve la hiérarchie attendue avec un endommagement croissant de la zone C vers la zone A:

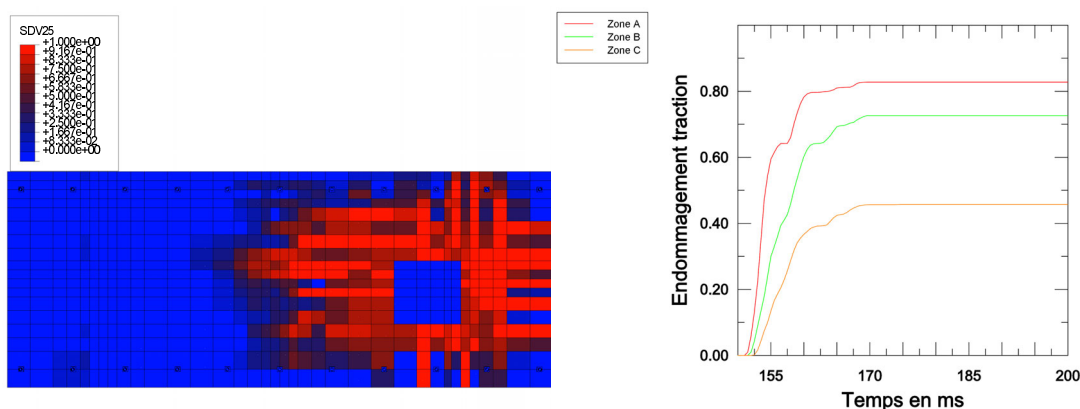


Fig. IV. 22 – Répartition de l'endommagement de traction en face inférieure autour de la zone réparée et moyenne dans les zones A, B et C après un choc sur dalle vierge

A partir de là, les figures suivantes (Fig. IV. 23 & Fig. IV. 24) donnent la carte de l'endommagement de traction obtenue en face inférieure, respectivement pour un impact sur dalle vierge, pour deux impacts successifs et "réparation" de la dalle entre les deux (consistant à ramener l'endommagement de traction à 0) et pour un impact sur dalle pré-endommagée (niveaux d'endommagement initiaux de 0.45, 0.72 et 0.82). Tous les impacts ont les mêmes caractéristiques que le lâcher n°4 décrit dans la suite.

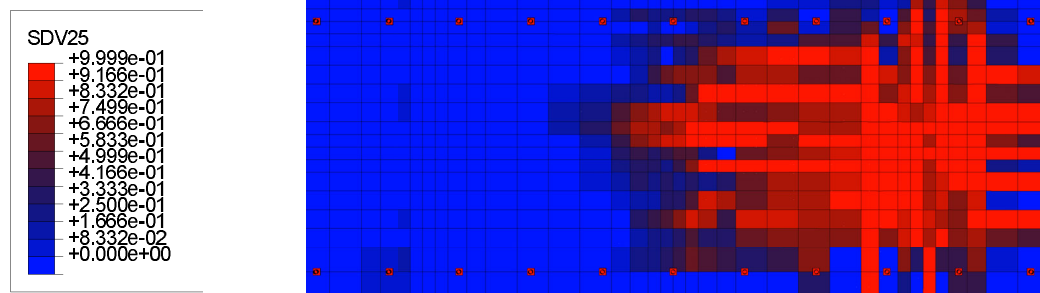


Fig. IV. 23 – Endommagement de traction en face inférieure pour un impact sur dalle vierge

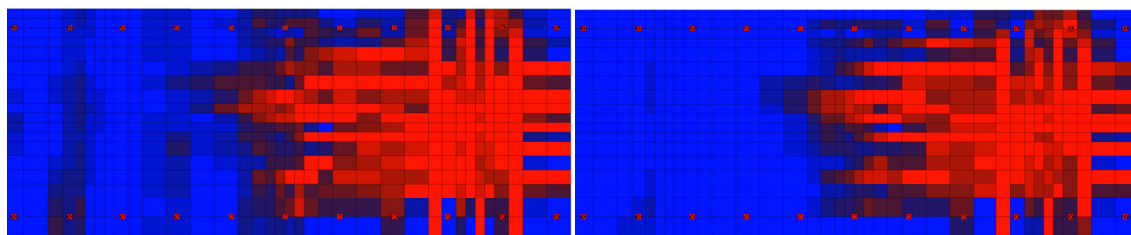


Fig. IV. 24 – Endommagement de traction en face inférieure, respectivement pour 2 impacts successifs avec réparation de la dalle et pour un impact sur dalle pré-endommagée.

Le cas où la dalle est pré-endommagée donne donc des résultats très proches du cas où la dalle subit une réparation entre deux impacts successifs. On constate également que l'influence d'un endommagement initial reste finalement assez faible par rapport à un choc sur dalle vierge : quantitativement, le sur-enfoncement vaut 6 % de l'enfoncement initial pour le 2^{ème} impact après réparation de la dalle. On retrouve une valeur équivalente (6.7%) avec l'impact sur dalle pré-endommagée.

Cette tendance était déjà perceptible expérimentalement puisque le lâcher n°2 (sur dalle vierge) a généré une flèche maximale de plus de 22 millimètres alors que le lâcher n°4 sur dalle réparée n'atteint même pas les 20 mm. Ainsi, même si le ferrailage a été (légèrement) renforcé entre ces deux lâchers, ces chiffres montrent bien que l'influence des conditions d'impact est plus importante que le pré-endommagement de la dalle. A fortiori, ceci confirme également notre hypothèse de considérer l'indépendance entre les zones d'impact et montre la durabilité de la dalle grâce à la réparation.

Par rigueur, les calculs de simulation du lâcher n°4 seront finalement menés avec un pré-endommagement de traction de 0.82, 0.72 et 0.45 respectivement pour les zones A, B et C.

IV.4.2. Phase d'impact – lâcher n°4

IV.4.2.1. Recalage général

La modélisation de la phase d'impact est primordiale puisque c'est d'elle que va découler la transmission de l'énergie de l'impacteur (le bloc) à l'ouvrage (la dalle) qui ensuite évoluera de lui-même. Étant donné les difficultés expérimentales de ce type d'essai, un certain nombre d'écarts ont été constatés entre les spécifications prévues et l'impact effectivement réalisé. Ces écarts ont été pris en compte le plus précisément possible.

Tout d'abord, la masse du bloc a été précisée à 470 kg (en corrigeant la densité dans le calcul) pour une énergie d'impact de 141 kJ. Ensuite, les écarts concernent principalement l'angle d'attaque du bloc sur la dalle et sa position de chute. La figure suivante (Fig. IV. 25) illustre l'angle d'attaque tel que capté par la caméra rapide au moment du contact avec la dalle. Un impact analogue a donc été reproduit au mieux en estimant (à l'incertitude près liée au manque de repères précis) la rotation du bloc par rapport à l'axe de la dalle (45°) et l'angle (20°) entre la face inférieure du bloc et la dalle.

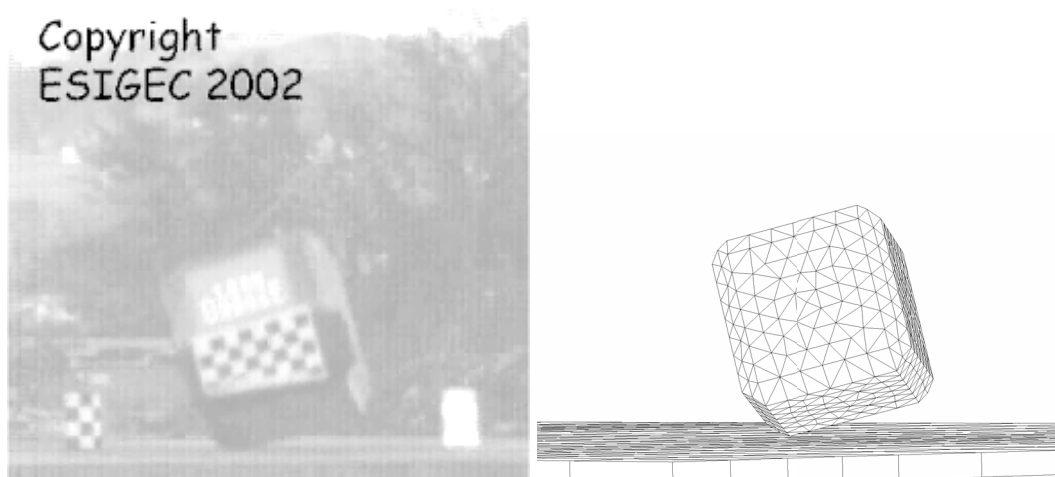


Fig. IV. 25 – Angle d'attaque du bloc, expérimental et numérique (angle de vue de la caméra rapide)

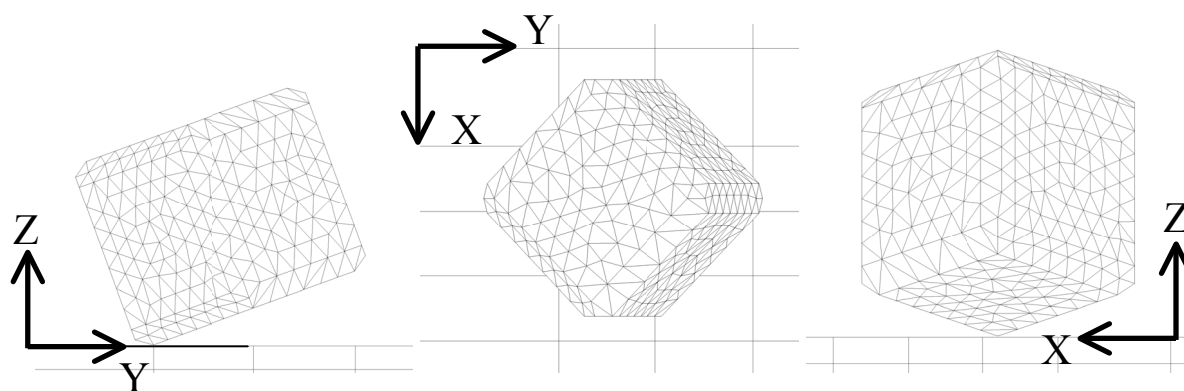


Fig. IV. 26 – Vue du bloc au moment de l'impact, plan (Y,Z), (X,Y), (X,Z)

Concernant maintenant la position exacte de l'impact, les premiers calculs utilisaient les positions fournies par le LOCIE et issues d'observations expérimentales. Les lectures du point d'impact présentant un certain nombre d'incertitudes, cette position a été corrigée à partir de la répartition des flèches au niveau des différents points de mesure pour préciser le point de projection du centre de gravité du bloc sur la dalle au moment de l'impact :

Lâcher		X (m)	Y (m)
N°4	Lecture expérimentale (LOCIE)	9	2.16
	Position corrigée du cdg du bloc à l'impact	9.1	2.16

Fig. IV. 27 – Recalage de la position du point d'impact pour le lâcher n°4

IV.4.2.2. Déroulement expérimental de l'impact

Expérimentalement, l'analyse de l'impact a été menée par le LOCIE et plusieurs phases peuvent être distinguées qui sont récapitulées sur cette figure [Delhomme & al 2003b]:

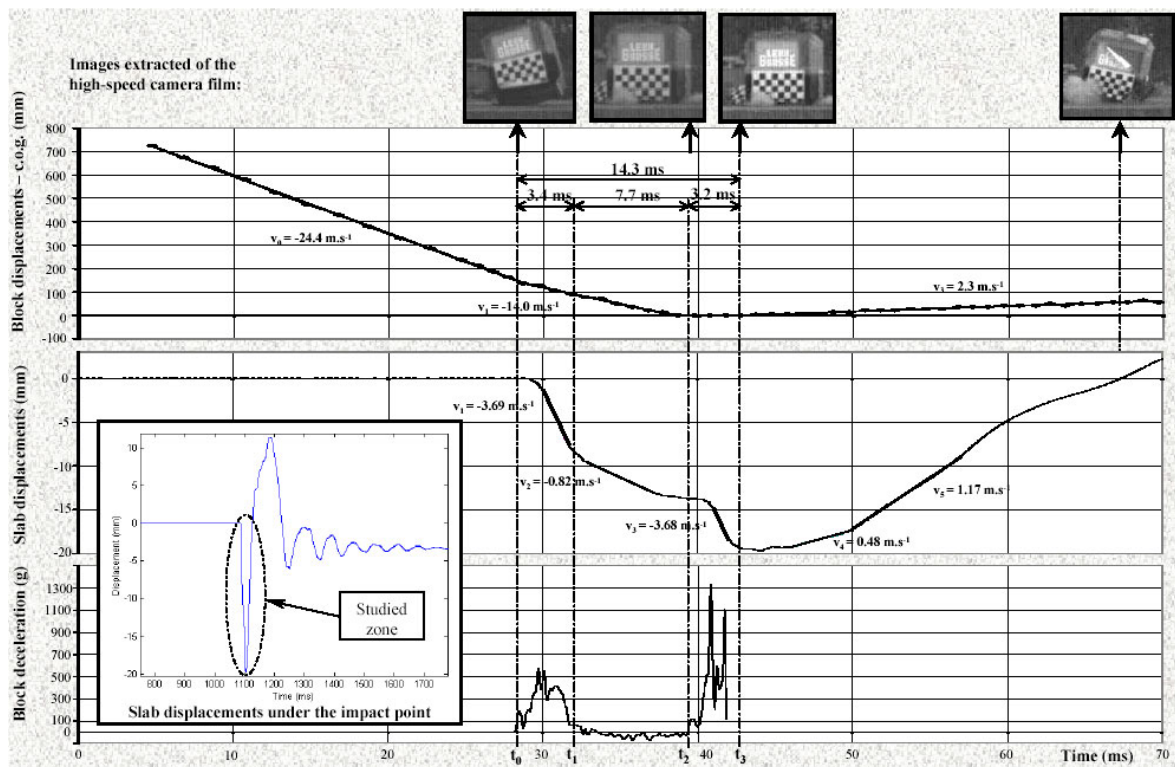


Fig. IV. 28 – Les phases de l'impact expérimental [Delhomme & al 2003b]

- **Phase 1** : Le coin du bloc touche la dalle alors que la vitesse incidente du bloc est de 24.4 m.s^{-1} et subit une décélération très importante. Ce contact confère à la dalle une vitesse au niveau du point d'impact de 3.69 m.s^{-1} .

- **Phase 2** : le bloc bascule d'un coin sur le coin opposé. Lors de ce basculement, le premier coin en contact avec la dalle s'érode fortement et surtout glisse. Le mouvement ne se fait pas autour de ce premier coin (Fig. IV. 29) mais plutôt autour du centre de gravité du bloc (Fig. IV.30).

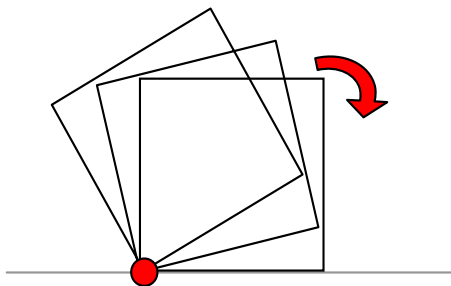


Fig. IV. 29 – Basculement par rotation autour d'un coin

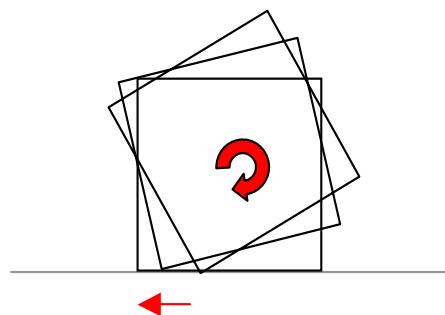


Fig. IV. 30 – Basculement par glissement sur la dalle et rotation autour du centre de gravité

- Pendant cette phase, la dalle continue de s'enfoncer à une vitesse égale à celle de la descente du bloc (0.82 m.s^{-1})
- **Phase 3** : La face inférieure du bloc est en contact avec la dalle avec une décélération importante du bloc et une réaccélération du mouvement de la dalle.
- **Phase 4** : Le bloc commence à décoller en remontant plus rapidement que la dalle qui a atteint son enfoncement maximal. On peut noter une rotation relativement importante du bloc.

Plutôt qu'un impact simple, on compte donc deux chocs qui correspondraient respectivement au choc du premier coin puis à l'arrivée à plat du bloc. Dans ce qui suit, le terme "impact" s'appliquera à l'ensemble des 4 phases et nous parlerons de "choc" pour chacun de ces deux sous-impacts.

A partir de cette analyse, le calage du comportement normal et tangentiel du contact numérique a pu être effectué en apportant également un éclairage différent sur certaines des phases proposées par le LOCIE.

IV.4.2.3. Caractéristiques numériques du contact

Les caractéristiques numériques du contact ont été choisies en examinant l'effet des deux paramètres les plus importants, à savoir la raideur de la loi de contact (pour les aspects normaux), étant entendu qu'une raideur infinie correspond au choc dur parfait et le frottement à l'interface (pour les aspects tangentiels).

IV.4.2.3.1. Caractéristiques normales du contact

L'introduction d'une raideur dans la loi de contact paraissait des plus intéressantes notamment pour prendre en compte l'enfoncement du bloc dans la dalle (mais qui n'est

que virtuel et dû à l'érosion du bloc). Il est même apparu possible de retrouver les bons ordres de grandeur de mise en vitesse de la dalle pour des valeurs de raideur du contact de l'ordre de 10^7 N.m^{-1} . Cependant, il s'est rapidement avéré qu'en plus de ne pas disposer d'une valeur de raideur reconnue et donc d'introduire un paramètre supplémentaire, cette approche n'apporte aucune amélioration sensible pour mieux modéliser toutes les phases de l'impact.

Au contraire et si la phase 1 ne pose pas de réel problème, le déroulement de la suite de l'impact apparaît passablement perturbé par cet adoucissement du contact. En effet, le premier choc se traduit par l'interpénétration sensible du coin du bloc. Le basculement du bloc intervient tardivement après l'enfoncement et se produit de manière trop progressive. Le contact du coin opposé ne génère ainsi pas de second choc et peut même être complètement escamoté avec le redécollage direct du bloc (Fig. IV. 31). Les phases 2, 3 et 4 sont donc très mal représentées. Par ailleurs, l'impact adouci a tendance à surévaluer la force de contact.

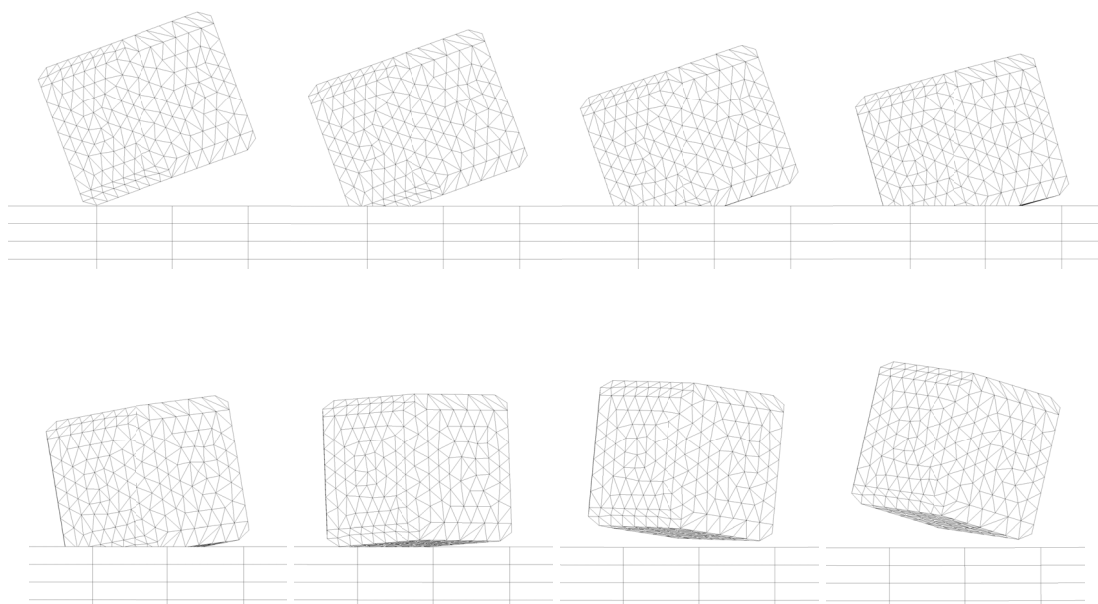


Fig. IV. 31 – Séquence de l'impact mou (raideur de 10^6 N.m^{-1}) – Une image toutes les 2.8 ms

L'interpénétration du bloc dans la dalle semble être la principale origine de ce "mauvais" comportement et effectivement, une augmentation de la raideur de la loi de contact permet de le corriger. Il apparaît même que cette raideur doit être augmentée jusqu'à des valeurs très élevées pour rétablir une phase 3 correcte permettant la réaccélération de la dalle sous le deuxième choc. Or, à ces valeurs, le comportement est directement analogue à celui obtenu avec l'utilisation d'un choc dur parfait qui présente en plus l'intérêt de nous dispenser du recalage artificiel du paramètre de raideur du contact.

Les calculs qui suivent ont donc été menés avec un choc dur parfait. D'une certaine manière, la description par le modèle d'endommagement PRM des deux entités en

interaction couplée à ce modèle de contact apparaît suffisante et présente le meilleur compromis pour prendre correctement en compte ce qui se passe globalement pendant l'impact.

IV.4.2.3.2. Caractéristiques tangentielles du contact

Le second aspect du contact qui va influencer le déroulement de l'impact du bloc sur la dalle est le frottement tangentiel à l'interface des deux entités lorsqu'elles sont en contact. Ce frottement va directement influencer le glissement du premier coin en contact avec la dalle pour que le basculement du bloc numérique se produise comme expérimentalement : un frottement trop élevé va favoriser la rotation autour de ce coin plutôt qu' autour du centre de gravité du bloc.

Or, les problèmes de frottement béton-béton semblent assez peu étudiés dans la littérature. Nous avons seulement pu glaner une valeur de coefficient de frottement de 0.70 dans la norme anglaise [BS 1997] ou américaine. Or cette valeur correspond à un coefficient statique moyen au moment de l'initiation du glissement. En fait, cette valeur dépend déjà fortement de l'état de surface et de la rugosité entre les deux entités. En dynamique, ce coefficient peut ensuite dépendre de la vitesse de glissement et de la charge [Rymuza 1996] [Mokhtar & al 1998]. Surtout, il est a priori plus faible [Persson & al 2003].

Dans notre cas, on peut considérer que le coefficient qui nous intéresse dans un modèle simple de Coulomb à un seul paramètre correspond plutôt au frottement dynamique. Ce coefficient doit donc aussi intégrer l'érosion du bloc justement à l'interface entre les deux entités. Instinctivement, ce phénomène semble plutôt favoriser le glissement en créant une couche d'interface intermédiaire "lubrifiant" les mouvements tangentiels de l'ensemble du bloc. A noter que l'étude de la dalle inclinée [Berthet-Rambaud & al 2003a], où ce paramètre était crucial, a conduit sur ce point à l'utilisation d'une valeur de frottement de 0.15.

Pour mieux cerner l'influence de ce paramètre, un certain nombre de simulations d'impact ont été menées pour lesquelles la seule différence réside dans le choix du coefficient de frottement entre 0 et 0.70. Les autres conditions sont celles évoquées précédemment pour le lâcher n°4 toutefois sans prise en compte de la pesanteur (pour des gains en coûts de calcul – dans ces conditions, la phase d'impact débute à $t=0.0025$ s). A noter que les oscillations constatées notamment pour les courbes de vitesse du bloc sont dues au fait que la vitesse au centre de gravité est calculée comme la moyenne des vitesses de deux nœuds symétriques du maillage : cette approche rendue nécessaire par l'absence de nœud au centre de gravité lui-même inclut donc dans le résultat les différentes ondes qui parcourent le bloc après l'impact.

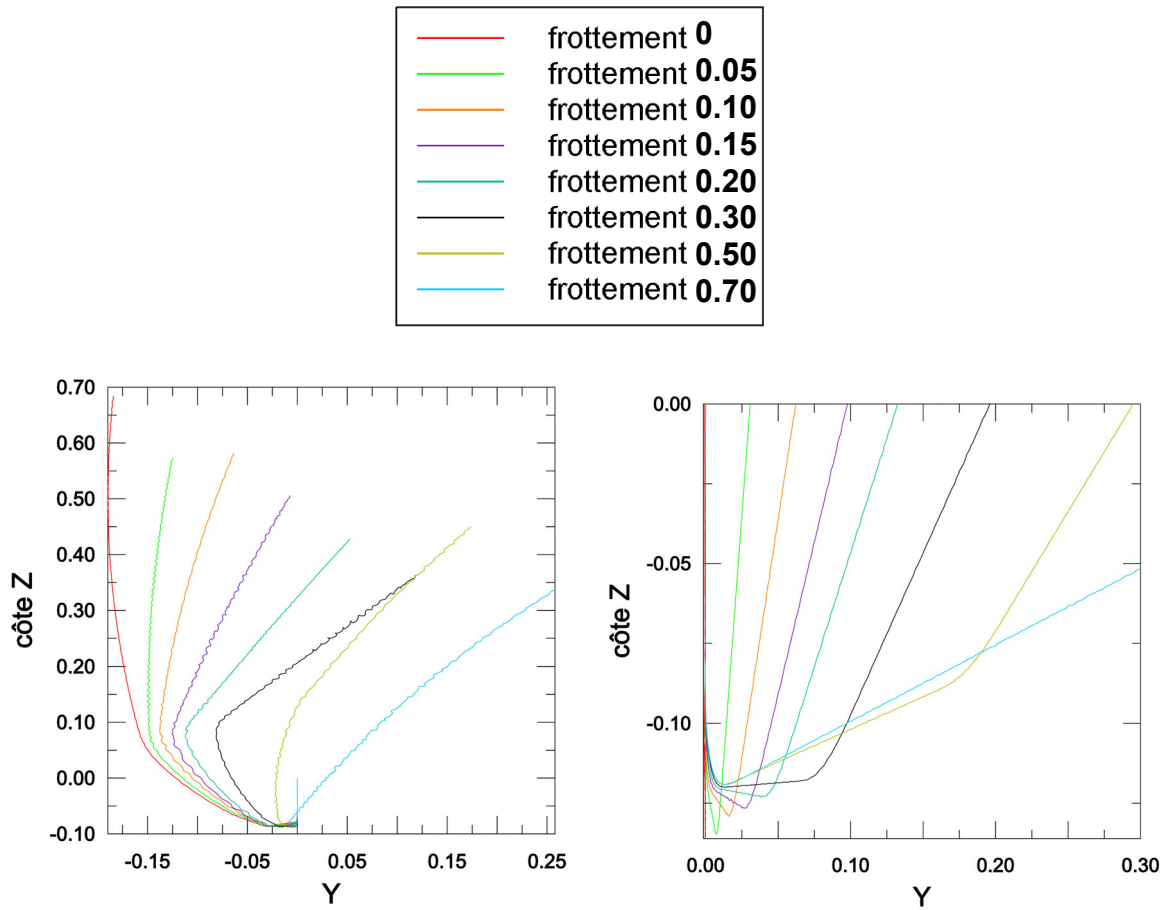


Fig. IV. 32 – Trajectoires respectives du coin impactant la dalle (a) et du centre de gravité du bloc (b)

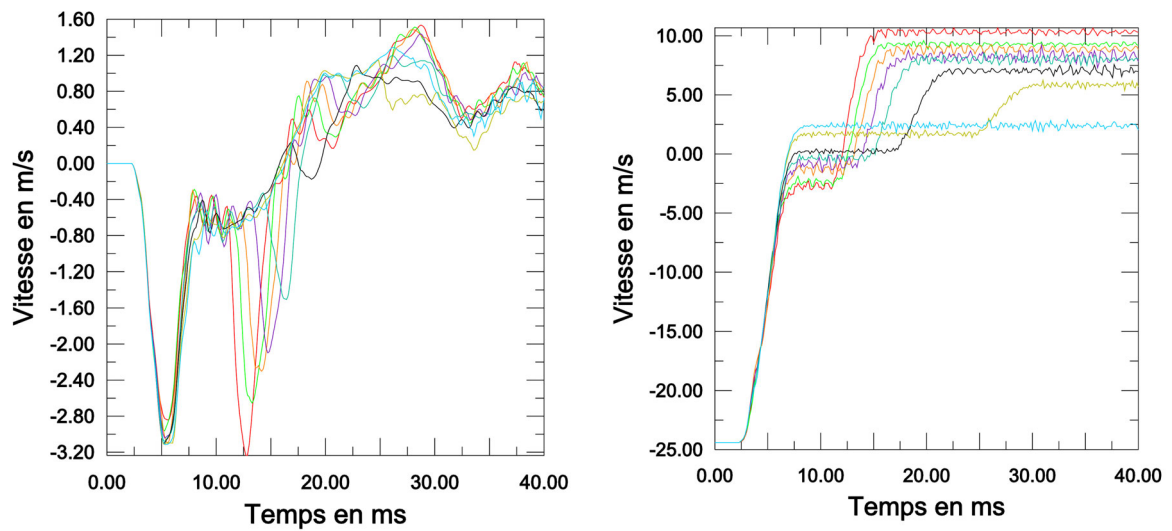


Fig. IV. 33 – Vitesses verticales respectives du point d'impact de la dalle (a) et du centre de gravité du bloc (b)

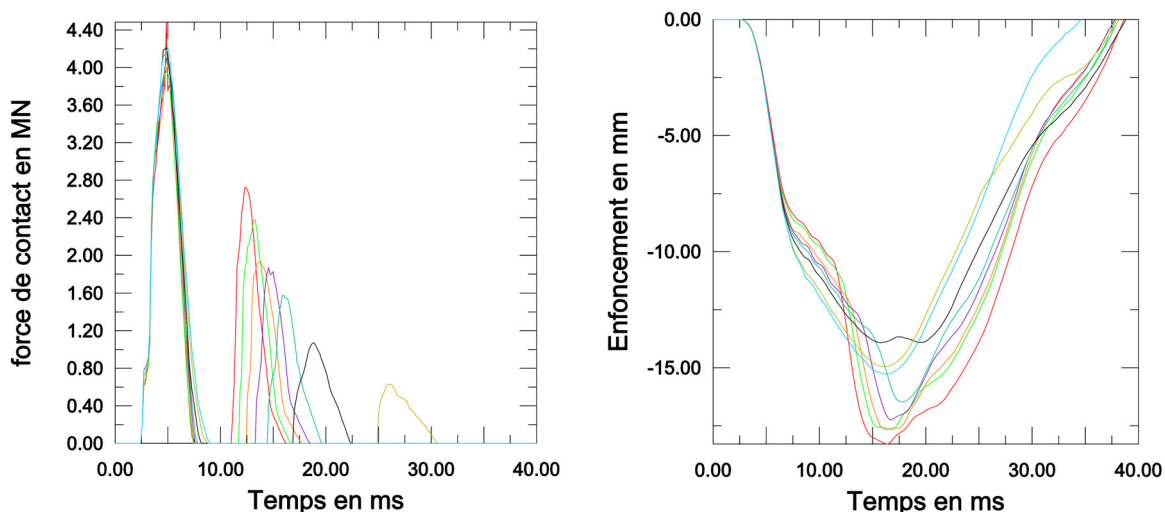


Fig. IV. 34 – Force de contact (a) et enfoncement de la dalle (b) au point d'impact

Les figures précédentes illustrent donc directement l'influence du frottement à plusieurs niveaux sur l'impact.

Au niveau du mouvement du bloc pendant l'impact (Fig. IV. 32a&b), on retrouve le glissement vers l'arrière plus prononcé du premier coin impactant pour les frottements les plus faibles et le décalage plus important du centre de gravité pour les frottements les plus forts. A frottement nul, le centre de gravité "tombe" effectivement dans l'alignement de sa trajectoire avant l'impact, malgré l'angle d'attaque du bloc. Il est également intéressant de noter la trajectoire du centre de gravité du bloc après le premier choc avec la dalle : pour les frottements faibles, le centre de gravité continue à descendre alors qu'il peut même remonter directement pour les frottements les plus forts (trajectoire analogue au choc adouci). Nous traduisons cela par le fait que le bloc a tendance à rebondir du premier coin impactant sur le coin opposé. Ce basculement se fait d'autant plus près de la dalle que le frottement est faible.

Sur ce point et de manière légèrement différente de l'analyse du LOCIE sur les observations expérimentales, nous pensons d'ailleurs que le second choc est dû au contact du coin opposé plutôt qu'au passage par une phase où la face inférieure du bloc se trouverait plaquée sur la dalle après le glissement continu du premier coin impactant. En effet, la force de contact (et donc le contact) s'interrompt entre les deux chocs comme le montre clairement la Fig. IV. 34a, même pour un frottement nul. En fait, l'impression que le bloc vient se coller à la dalle ne serait que visuelle et la phase 2 serait la combinaison d'un glissement et d'un rebond sur le premier coin impactant. Pendant la phase 3, la face inférieure du bloc est déjà globalement décollée de la dalle avec laquelle elle n'est en contact que dans la zone du coin opposé. Ceci fournit un nouvel éclairage, cohérent également avec les observations expérimentales.

Ensuite, on peut remarquer le lien évident entre la force de contact lors du second choc (Fig. IV. 34a) et la réaccélération de la dalle (Fig. IV. 33). Celles-ci dépendent également fortement de la valeur du frottement, ce qui confirme qu'un frottement faible favorise le basculement du bloc et donc le second choc. En parallèle, la vitesse verticale du bloc (Fig.

IV. 33b) ne connaît pas de phase intermédiaire pour les frottements les plus forts : l'éjection du bloc est principalement gérée dès le rebond du premier choc. Pour les frottements plus faibles, on retrouve la phase intermédiaire de basculement qui se passe globalement à vitesse constante et c'est le deuxième choc sur le coin opposé qui fait redécoller le bloc. Sur ce point, il apparaît clairement que le bloc n'est pas éjecté par la remontée de la dalle et l'hypothèse d'un choc global mou parfois évoquée est infirmée ici.

Enfin, l'enfoncement de la dalle (Fig. IV. 34b) confirme l'ensemble de ces éléments : le frottement influence à la fois la forme de la courbe (par la présence d'une réaccélération ou non) et l'intensité de cet enfoncement (grâce à l'énergie apportée par le second choc). A noter que ce second choc était déjà perceptible sur les deux graphes donnant les trajectoires des points du bloc (Fig. IV. 32a&b) par la présence de coudes qu'on ne retrouve effectivement pas sur les trajectoires correspondant aux frottements les plus forts.

Surtout, le frottement va directement influencer la succession des deux impacts dans le temps et dans une moindre mesure la durée du second choc (Fig. IV. 34a). En considérant l'ensemble de ces éléments, il paraît évident que la valeur de frottement à choisir doit être relativement faible et en tout état de cause inférieure à 0.30 pour retrouver une réaccélération et une forme de la courbe de l'enfoncement de la dalle comparable aux résultats expérimentaux (Fig. IV. 28). A la limite, les meilleurs résultats sont même obtenus pour un frottement nul pourtant difficilement satisfaisant pour modéliser la réalité du contact béton-béton.

Les différences s'avérant relativement minimes dans la gamme des frottements faibles et pour utiliser un minimum réaliste de frottement, une valeur de 0.15, dont on a vu qu'elle permet également de traiter correctement le cas des chutes de blocs sur dalle inclinée [Berthet-Rambaud & al 2003a], a finalement été choisie. L'intérêt est de disposer là de la même combinaison de paramètres pour simuler de manière optimale et dans différentes configurations, l'impact d'un bloc de béton sur une dalle. Cette "recette" éprouvée pourra ensuite servir de base à la mise au point d'outils de calcul applicables en ingénierie dans le domaine des risques naturels. Pour mémoire, il apparaît donc que l'utilisation d'une loi de contact dure parfaite couplée à un frottement tangentiel de 0.15 permet de gérer correctement l'impact de deux entités en béton endommageable selon les modèles utilisés et au moins dans la gamme des vitesses représentatives des chutes de blocs.

L'explication de l'écart entre la valeur de frottement retenu et la valeur statique théorique (0.70) reste à être creusée notamment par des approches comme les "éléments discrets" permettant de prendre en compte l'érosion du bloc par fragmentation et son influence sur le déroulement de l'impact. Ce point pose d'ailleurs la question de la consommation de l'énergie pendant l'impact : on constate en effet que le bloc est éjecté avec une vitesse relativement importante (même si elle est limitée par le choix d'un frottement non nul). Ce trop-plein d'énergie résulte d'une mauvaise prise en compte de certains phénomènes physiques. Certains sont connus comme la fragmentation du bloc partiellement représentée par son endommagement. D'autres restent à être explorés, comme la compaction du béton qui n'est pas prise en compte dans le modèle PRM.

Cependant, la modélisation mise en œuvre est largement satisfaisante dans le cadre du cahier des charges de ce travail en offrant un bon compromis pour intégrer de manière globale les principaux phénomènes en jeu pendant l'impact tout en permettant d'approcher le détail des différentes phases de l'interaction dalle-bloc. Au final, l'important est d'avoir été capable d'introduire correctement la sollicitation pour d'une part, pouvoir ensuite la quantifier (caractérisation de la force de contact pour des modèles simplifiés) et surtout, du point de vue de l'ouvrage (qui reste notre principal sujet d'étude !) de pouvoir étudier son comportement pendant et après l'impact.

IV.4.2.4. La modélisation de l'impact et de l'enfoncement de la dalle

A partir des éléments précédents et des hypothèses retenues, il est possible de comparer l'impact simulé et l'impact expérimental et d'étudier l'enfoncement et le comportement de la dalle lors de sa première oscillation.

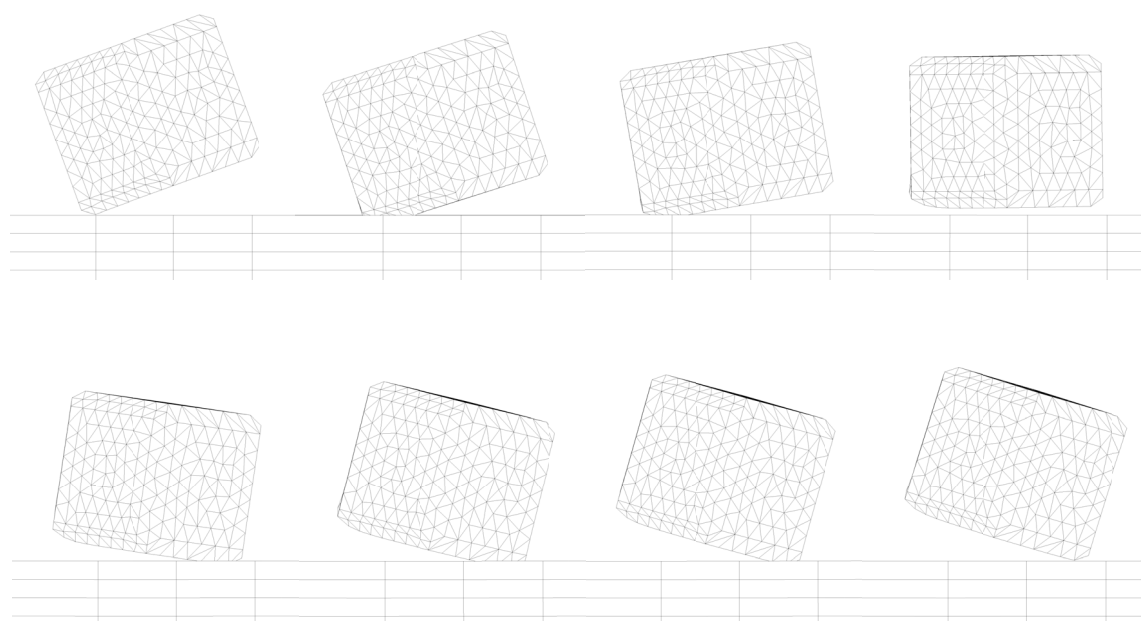


Fig. IV. 35 - Séquence de l'impact (contact dur, frottement 0.15) – une image toutes les 2.8 ms

Cette séquence (Fig. IV. 35) illustre le rebond du premier coin sur le coin opposé et le passage du bloc au-dessus de la dalle. Cela se traduit au niveau de la force de contact par la courbe suivante (Fig. IV. 36):

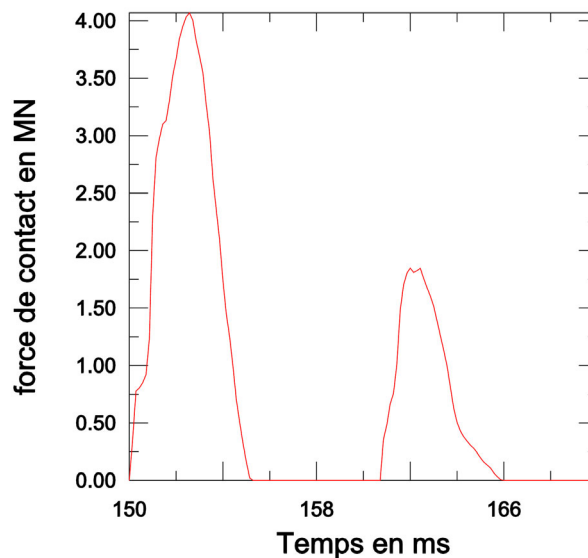


Fig. IV. 36 - Force de contact durant l'impact du bloc sur la dalle

On retrouve donc bien les deux chocs successifs avec une intensité moindre pour le second (mais liée au choix du frottement). La durée de ces chocs est numériquement de 5.2 ms sans qu'on ait a priori de moyens pour influencer cette valeur. Expérimentalement, on retrouve également deux chocs de durées similaires (respectivement 3.4 et 3.2 ms) quoique plus courtes. Cependant, il faut aussi signaler la difficulté de l'analyse expérimentale pour situer précisément le début et la fin d'un choc. Au final on retrouve d'ailleurs des durées totales d'impact très proches avec respectivement 14.3 ms expérimentalement et 16ms numériquement. Cette durée aurait pu encore être artificiellement améliorée en diminuant le frottement.

En terme de vitesses respectives de la dalle et du bloc, les résultats sont également très proches des mesures expérimentales (Fig. IV. 37) :

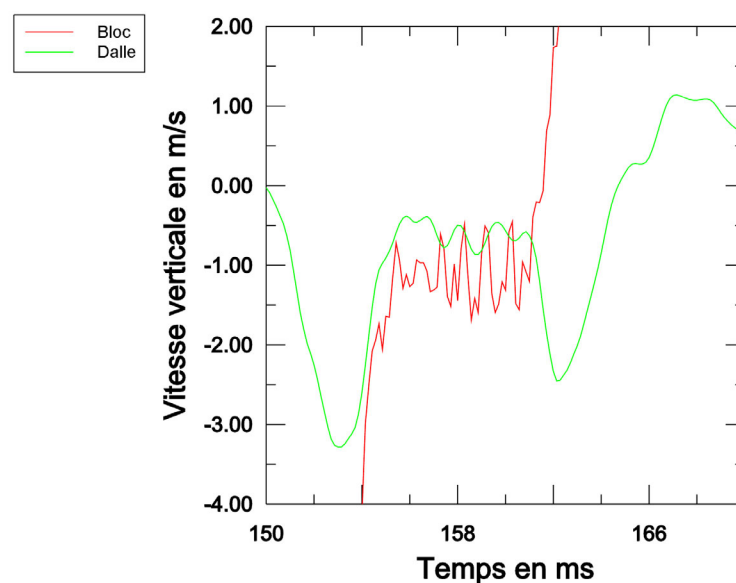
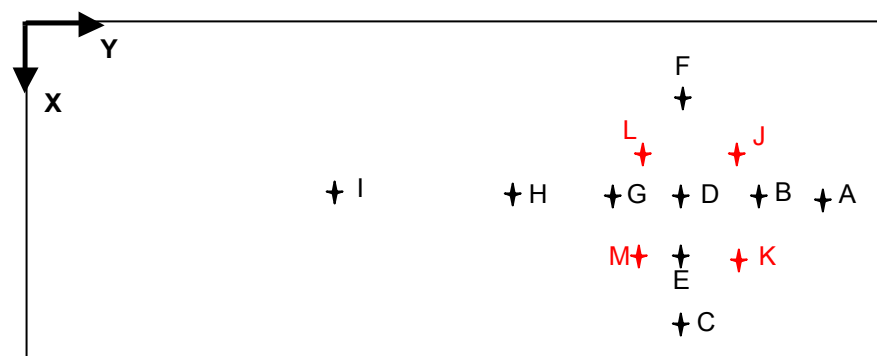


Fig. IV. 37 – Vitesses verticales respectives de la dalle et du bloc pendant l'impact

Par rapport aux résultats expérimentaux (Fig. IV. 28), on retrouve notamment les deux pics de vitesse de la dalle dans les mêmes ordres de grandeur et une phase intermédiaire où le bloc et la dalle se déplacent globalement de la même façon.

En terme d'intensité, là encore le choix du frottement diminue le second choc. En revanche, la force d'impact du premier choc présente un pic supérieur à l'estimation proposée dans [Delhomme & al 2003b] à partir d'une analyse simplifiée sur la percussion : 4.05 contre 1.2 MN. Les hypothèses retenues dans cette analyse expérimentale moyennent a priori de manière trop pénalisante la force pendant la durée du choc. Pour le second choc, les valeurs sont proches alors que la vitesse d'éjection du bloc reste trop élevée numériquement.

Finalement, les flèches maximales obtenues aux différents points de mesure, comparées aux valeurs expérimentales sont données dans le tableau suivant. A noter que la déformation due à la mise en place de la dalle sous pesanteur est soustraite pour se placer dans une situation comparable à la réalité (mise à zéro des capteurs dans l'état de dalle au repos).



point	coordonnées (m)		flèche verticale (mm)		écart
	X	Y	Expérimental	Numérique	
A	2.101	11.521	7.9	11.7	48.5%
B	2.107	10.523	12.0	12.8	6.7%
C	3.903	9.163	7.9	6.3	20.6%
D	2.107	9.215	19.7	18.8	4.7%
E	2.900	9.161	16.2	16.0	1.3%
F	0.803	9.184	6.4	8.0	25.6%
G	2.117	8.415	15.2	15.5	1.7%
H	2.114	7.416	10.3	11.1	7.5%
I	2.090	4.524	2.4	1.8	23.2%
J	1.407	10.009	11.0	11.5	4.8%
K	3.403	10.008	10.0	9.8	1.8%
L	1.412	8.996	14.0	13.6	2.8%
M	3.462	9.303	11.5	11.6	0.7%

Fig. IV. 38 – Choc au centre – Flèches verticales maximales aux points repérés

Les 9 flèches les plus importantes sont donc prédites à mieux que 1mm près avec des écarts inférieurs à 7.5%. L'écart le plus important concerne le point A où la proximité du

bord de la dalle semble avoir une influence. Pour les autres (points C, F et I), l'écart est relatif puisque limité à environ 1.6 mm ce qui est peu devant la taille de l'ouvrage et même moins pour le point le plus éloigné I. Bref, les résultats obtenus sont tout à fait corrects dans notre contexte.

En examinant maintenant le mouvement de la dalle au point E, on retrouve (Fig. IV. 39) la qualité de la simulation numérique avec une très bonne prédiction de l'enfoncement :

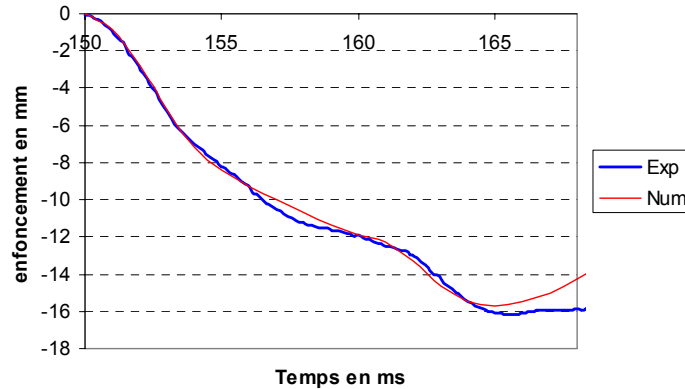


Fig. IV. 39 – Choc au centre – Comparaison expérimental-numérique de l'enfoncement de la dalle au point E

On peut cependant noter de ces résultats une tendance de la "cuvette" de déformation calculée à être moins prononcée : flèche en D sous-estimée alors que les flèches aux points proches (B, G, J, K, L et M) sont soit quasi-égales soit même légèrement surestimées. Cela s'explique a priori par la relative grossièreté du maillage dans la zone d'impact qui ne permet pas de rendre compte totalement des effets du poinçonnement décrit en particulier dans [Menétrey 2002]. Pour autant et dans l'objectif d'une application opérationnelle, cette lacune reste tout à fait raisonnable notamment par le fait que l'effet du poinçonnement dans la réalité reste a priori limité. En cas de sollicitation plus sévère, ce point devra être réexaminé avec des maillages spécifiques (et les coûts de calcul associés...).

A partir de là, il est intéressant d'exploiter ces calculs pour obtenir des informations supplémentaires, par exemple sur la vitesse de déformation ou la pression générée dans la zone d'impact. Ces renseignements sont à considérer avec précaution car dépendants en partie du maillage mais permettent de fournir déjà des ordres de grandeur précieux :

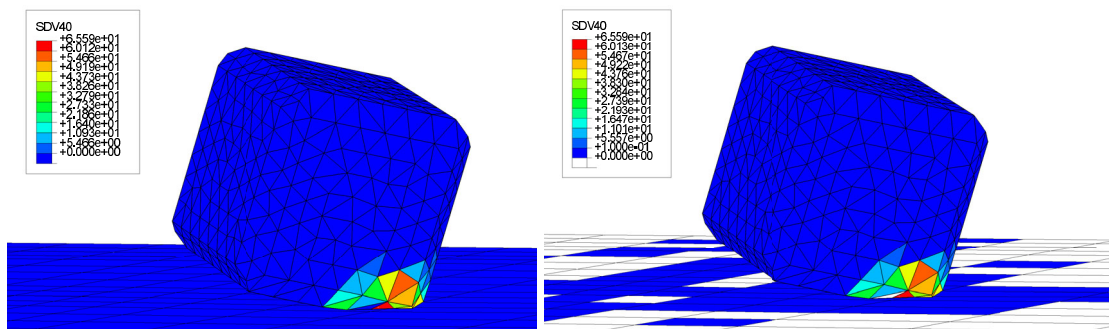


Fig. IV. 40 – Vitesse de déformation – Échelle complète et échelle tronquée ($>0.1 \text{ s}^{-1}$) à $t_{\text{impact}} + 2.8 \text{ ms}$

Les gammes de vitesse de déformation obtenues sont cohérentes avec les informations bibliographiques collectées dans la partie III. Localement pour le bloc, on obtient même des valeurs élevées jusqu'à plus de 60 s^{-1} alors que pour la dalle, des zones atteignent quelque 0.1 s^{-1} . Ceci confirme la nécessité de prendre en compte les effets de vitesse, y compris pour la dalle : l'écart sur les flèches maximales est le cas échéant, de plusieurs millimètres.

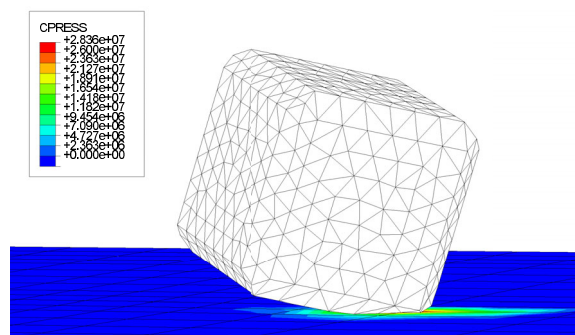


Fig. IV. 41 – Pression sur la dalle lors du contact à $t_{\text{impact}} + 2.8 \text{ ms}$

Les pressions lors du contact atteignent au maximum pour la dalle quelques dizaines de MPa. Là encore, il faudrait une étude spécifique avec un maillage beaucoup plus fin pour confirmer la possibilité d'une apparition locale de compaction.

IV.4.3. Évolution de la dalle post impact – lâcher n°4

Même si le premier enfoncement peut être correctement modélisé en ne considérant qu'une portion de dalle [Berthet-Rambaud & al 2003b], il est important de signaler la nécessité de modéliser l'ensemble de l'ouvrage pour pouvoir accéder à une évolution post-impact correcte. Cette évolution est liée d'une part au comportement de la dalle elle-même mais aussi à ses conditions d'appui.

Il est ainsi rapidement apparu que le second enfoncement de la dalle est largement influencé par les dispositifs anti-soulèvement. Expérimentalement, ces barres n'étaient pas directement liées à la dalle mais comprenaient un système de retenue par écrou réglable et qui pouvait être placé serré ou au contraire laissé avec du jeu. La position exacte de ces systèmes lors des essais n'a jamais pu être complètement éclaircie. En considérant une longueur de barre utile de 1.50 m (pour obtenir la raideur des ressorts équivalents), le paramètre prépondérant s'avère finalement être le décalage (ou le jeu) avec lequel ces barres sont sollicitées lors de la remontée de la dalle (Fig. IV. 42).

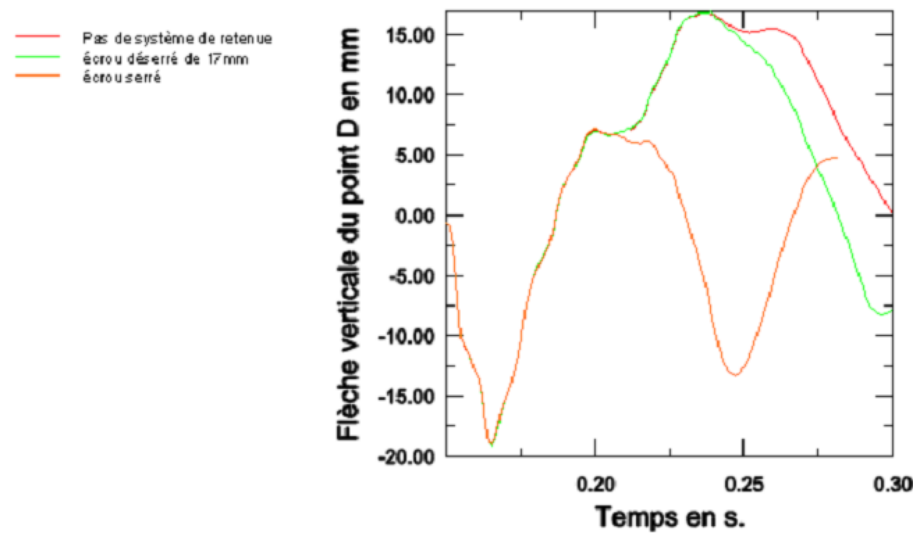


Fig. IV. 42 - Évolution verticale du point D en fonction des dispositifs anti-soulèvement mis en place

Des dispositifs anti-soulèvement serrés conduisent à des oscillations de dalle à plus haute fréquence. On constate par ailleurs que ces oscillations s'amortissent alors très lentement. Au contraire, en cas d'absence de dispositifs anti-soulèvement, la dalle atteint des hauteurs de rebonds jusqu'à 30 mm sur certains appuis, puis finit par retomber mais trop tardivement.

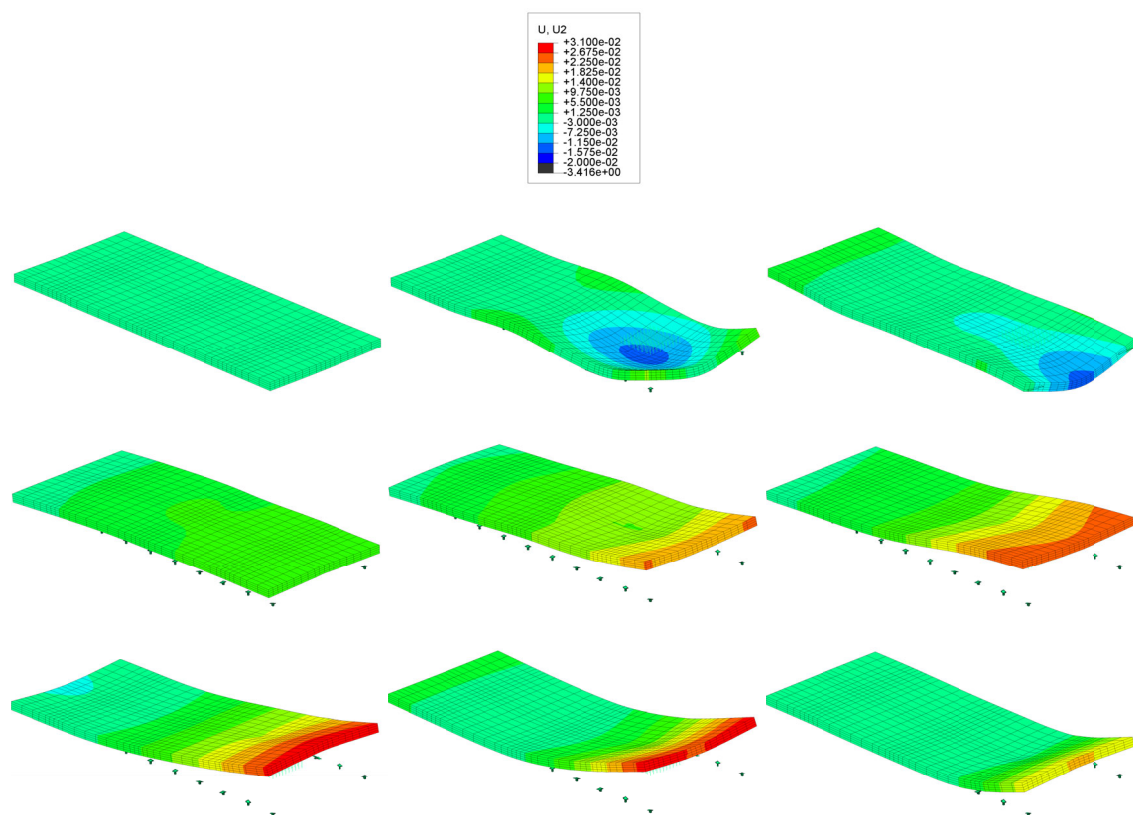


Fig. IV. 43 – Déformation (multipliée 50 fois) de la dalle après l'impact – Séquence toutes les 2 ms à partir de ($t_{\text{impact}} - 1 \text{ ms}$) – Couleurs : déplacement vertical

Il s'agit donc de trouver la bonne valeur de ce décalage pour simuler le plus correctement possible les oscillations successives de la dalle après l'impact. Finalement, une valeur de 17.5 mm s'est avérée optimale. Les comparaisons qui suivent concernent 2 capteurs LVDT, un proche de la zone d'impact (E - Fig. IV. 44) et un éloigné (I - Fig. IV. 45) pour être représentatif du comportement de la dalle.

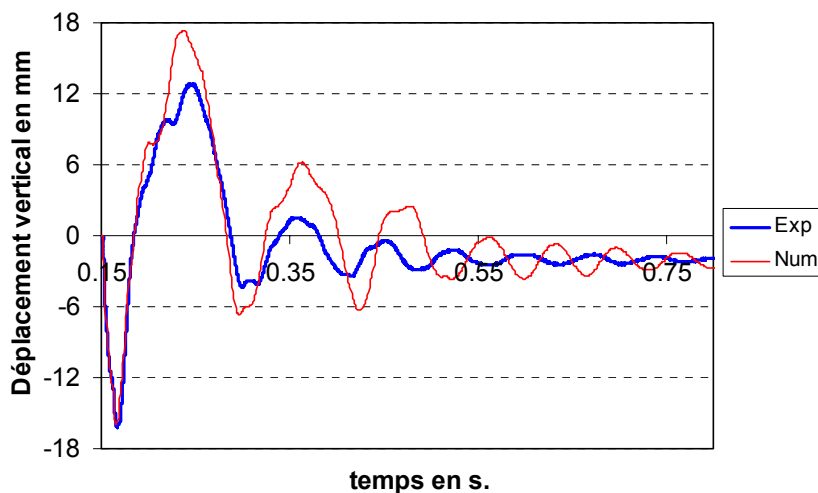


Fig. IV. 44 – Choc au centre - Comparaison expérimental-numérique de l'évolution du déplacement vertical du point E

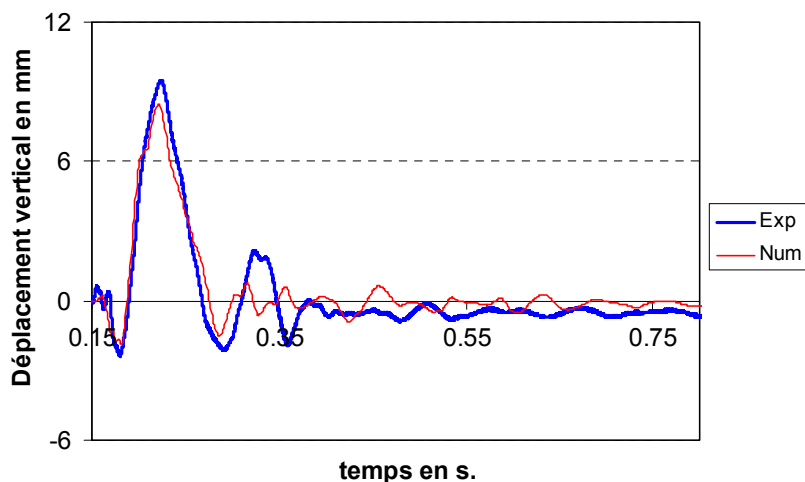


Fig. IV. 45 – Choc au centre - Comparaison expérimentale-numérique de l'évolution du déplacement vertical du point I

Les oscillations de la dalle sont donc très correctement simulées même pour les zones les plus éloignées. On retrouve également une déformée résiduelle conforme aux observations expérimentales. Proche de l'impact, on peut cependant déplorer des amplitudes qui restent trop importantes après la première oscillation. Pour autant, il ne peut s'agir uniquement d'un problème d'amortissement puisqu'on constate l'effet inverse pour le point I. Il s'agirait plutôt de la transmission des ondes de déformation au sein de la dalle et de l'influence des conditions aux limites. En effet, il faut rappeler la complexité de cet ouvrage qui repose sur 22 appuis sans compter les dispositifs anti-soulèvement. Dans cette

situation, on peut donc être tout à fait satisfait des résultats obtenus sur les déplacements. A partir de là, d'autres comparaisons restent à mener, notamment sur les signaux expérimentaux issus des accéléromètres ou des jauges, ces dernières apportant une indication plus locale au niveau des armatures.

Dans cet esprit, l'analyse des efforts au niveau des appuis fusibles illustre la complexité de cette transmission de l'onde de déformation dans la dalle (Fig. IV. 46). En considérant qu'on a symétrie entre les deux lignes d'appuis (on constate en fait un léger écart) et en n'étudiant qu'une seule des deux lignes, il est intéressant d'examiner ce qui se passe sur les fusibles de part et d'autre de l'impact, sur les deux fusibles d'extrémité et sur un fusible intermédiaire:

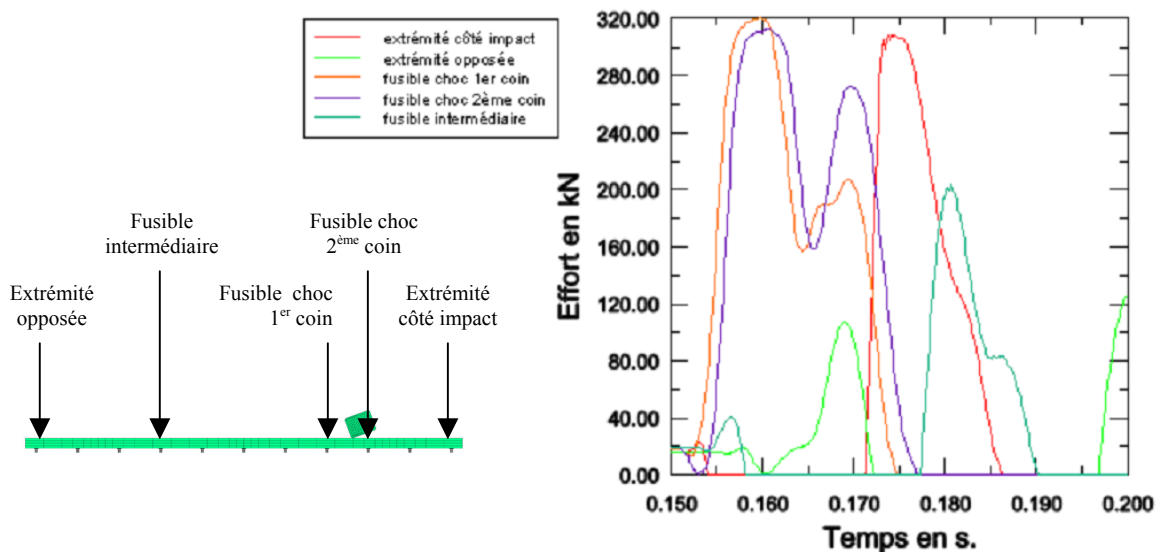


Fig. IV. 46 – Choc au centre - Évolution des efforts sur des fusibles représentatifs

On constate ainsi que si les fusibles les plus proches de l'impact subissent effectivement un effort très important, le moment ne correspond pas avec la déformée maximale de la dalle pendant l'impact. On tend plutôt à observer les deux pics correspondant aux deux chocs des coins du bloc, légèrement décalés dans le temps. Pendant cette première phase, tous les autres fusibles représentés sont décollés de la dalle (effort nul). Ensuite et de manière presque surprenante, la dalle commence par se reposer, certes avec un effort plus faible (de l'ordre du tiers), sur le fusible de l'extrémité opposée. On retrouve ici le très fort décollement de l'extrémité d'impact visible sur la Fig. IV. 43 (attention, en raison de la multiplication de la déformée, ne pas se fier au fait que les fusibles y apparaissent décollés de la dalle !). Ensuite, le fusible de l'extrémité côté impact reprend d'une certaine manière le relais des fusibles proches de l'impact. Dans cette période, ces résultats correspondent à une dalle qui se balancerait d'une extrémité sur l'autre et de manière suffisamment rigide dans le sens de la longueur. Enfin, l'effort finit par se répartir sur les fusibles intermédiaires.

Quantitativement, l'analyse est plus délicate. En effet, l'essai n°4 qui nous intéresse ici intégrait 5 capteurs sous une des deux lignes d'appui (plus précisément sous le HEB 600 supportant les fusibles). Or, le capteur central n°3 n'a pas fonctionné. Par ailleurs, le calage initial des capteurs n'est pas tout à fait identique et chacun ne supporte pas au départ le même effort. Finalement, notre choix a été de reporter les efforts obtenus numériquement pour chaque fusible à l'emplacement des capteurs. Ce report a été effectué en considérant qu'un capteur supportait une part de l'effort des fusibles entre lui-même et ses voisins au prorata de leur distance. Le tableau suivant récapitule les positions respectives de ces éléments et donne les coefficients retenus pour la combinaison linéaire correspondant à chaque capteur. Pour une meilleure comparaison, les résultats numériques ont en plus été décalés selon les ordonnées pour démarrer avec la même valeur d'effort qu'expérimentalement.

Fusible (n° et Y)	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
Capteur (n° et Y)	0.3	1.44	2.58	3.72	4.86	6	7.14	8.28	9.42	10.56	11.7
1	9.925	0	0	0	0	0	0	0	0.56277	1	1
2	8.77	0	0	0	0	0	0.40511	0.82117	0.43723	0	0
3	6.03	0	0	0.20482	0.59725	0.98967	0.59489	0.17883	0	0	0
4	3.125	0	0	0.51121	0.79518	0.40275	0.01033	0	0	0	0
5	2.01	1	1	0.48879	0	0	0	0	0	0	0

Fig. IV. 47 – Coefficients de prise en compte de l'effort des fusibles pour chaque capteur

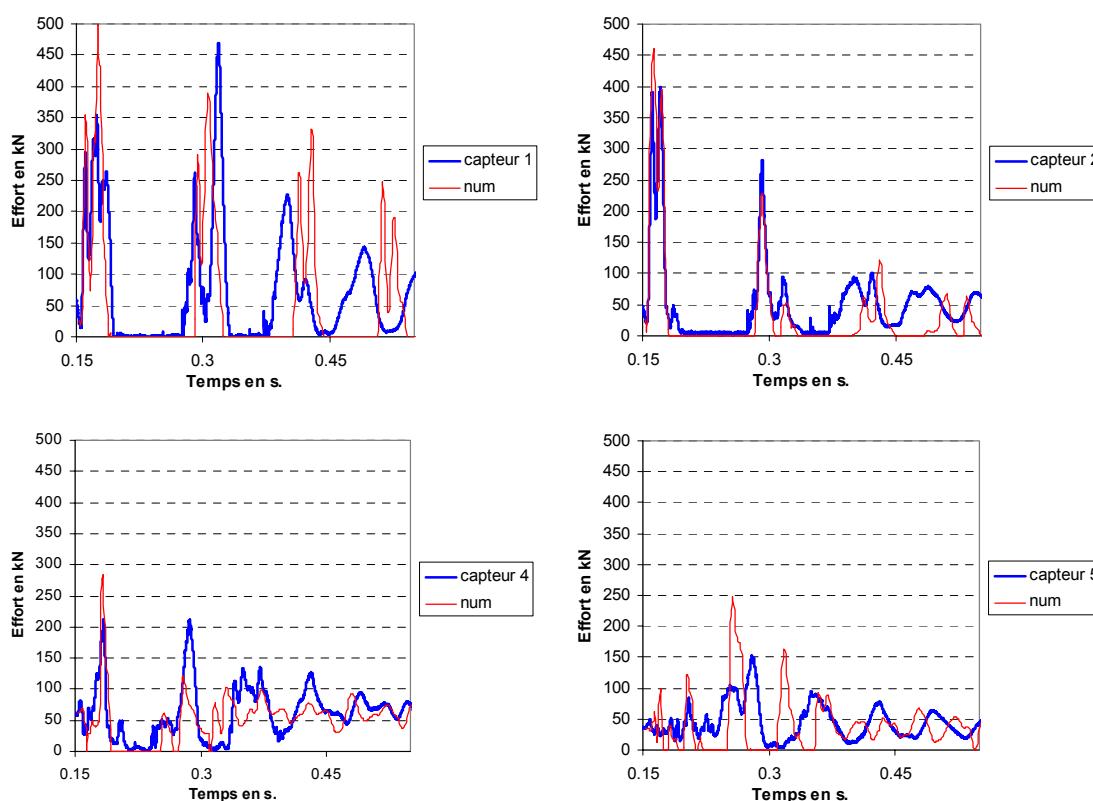


Fig. IV. 48 – Choc au centre - Comparaison expérimental – numérique de l'effort au niveau de chaque capteur

Malgré les incertitudes expérimentales, les résultats obtenus sont donc globalement bons notamment pour les capteurs les plus proches de l'impact (n°1 et 2). On retrouve également la succession de phases de décollement où l'effort est quasi-nul. A priori, il faut juste noter une légère tendance à surévaluer les amplitudes. Le calcul permet enfin de donner l'allure de l'effort au niveau du capteur n°3 (Fig. IV. 49).

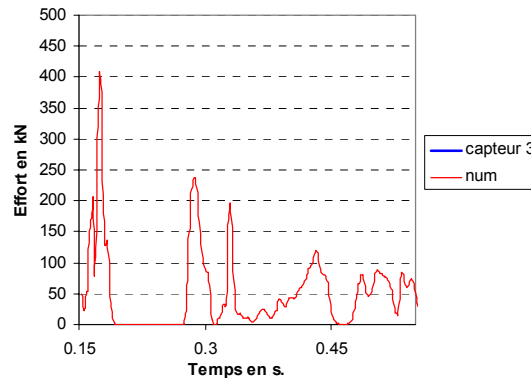


Fig. IV. 49 – Choc au centre - Effort numérique au niveau du capteur 3

Concernant maintenant la déformation des appuis, il faut rappeler que pour les chocs au centre, les fusibles sont censés ne pas (ou peu) plastifier. Effectivement dans la réalité, les fusibles ne sont visiblement pas déformés. Or, la succession des impacts sur la dalle a pu montrer progressivement des flambements, certes faibles, mais qui démontrent que les fusibles peuvent dépasser leur domaine élastique même pour des chocs au centre (ce qui relativise également la notion de choc ELS ou ELU pour ce type d'ouvrage). Malheureusement, nous ne disposons pas de relevés plus précis à ce sujet. A noter qu'à partir de la simulation de l'essai au bord et pour tenir compte des aspects dynamiques, la résistance garantie des tubes a été majorée pour retenir une limite élastique de 500 MPa.

Numériquement, on constate de la même façon des déformations tout à fait négligeables (et non "visibles") sur les tubes. Par ailleurs, seuls les trois fusibles les plus proches de l'impact (n°8 "choc 1^{er} coin", 9 "choc 2^{ème} coin et 10) sur chaque ligne d'appui subissent un écrasement irréversible jusqu'à 2.85 mm (pour une hauteur initiale de 10 cm).

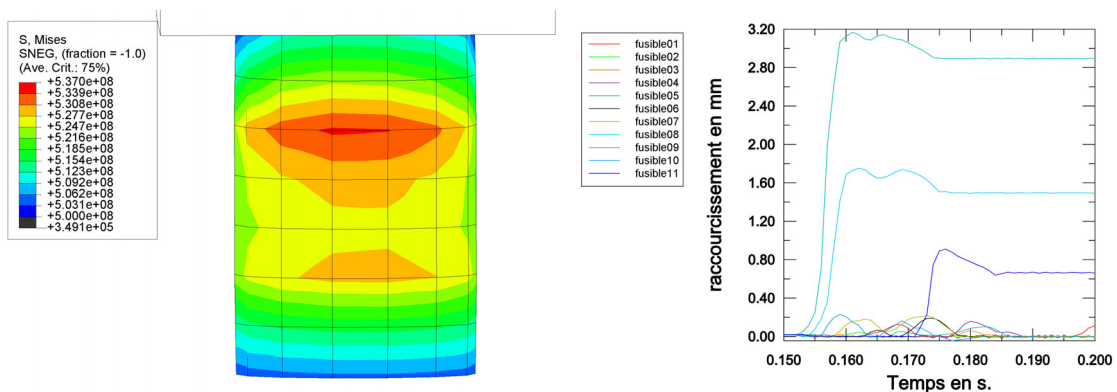


Fig. IV. 50 – Choc au centre - Répartition des contraintes sur la forme déformée du fusible n°9 et raccourcissement des fusibles d'une ligne d'appui

Le choix de modéliser complètement les appuis fusibles permet ainsi de simuler correctement l'évolution de la dalle après l'impact. A partir de là, il est possible d'exploiter le calcul pour faire ressortir différents aspects. A titre d'exemple, la courbe (Fig. IV. 51) donne l'évolution de l'énergie cinétique respectivement de la dalle et du bloc :

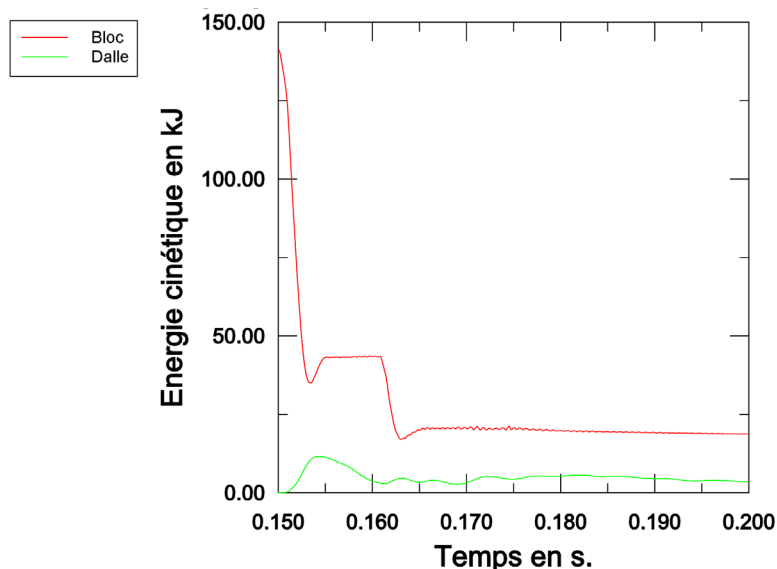


Fig. IV. 51 – Choc au centre - Évolution de l'énergie cinétique du bloc et de la dalle pendant l'impact

La perte d'énergie du bloc qui n'est pas complète traduit le fait que l'hypothèse analytique d'un choc mou est abusive (tout en assurant le principe de sécurité). Cependant et pour compléter les éléments expérimentaux disponibles, l'exploitation des calculs numériques peut aussi contribuer à la mise au point des méthodes de dimensionnement. En particulier ici, cette donnée de l'énergie cinétique peut servir à mieux quantifier la mise en vitesse de la dalle dans la méthode proposée par [Tonello 2001].

IV.4.4. État final – niveaux d'endommagement

L'utilisation d'un modèle d'endommagement pour le comportement du matériau béton permet d'obtenir une information sur l'état final de la structure (en plus des déformations résiduelles dont nous avons déjà vu qu'elles étaient correctes). La difficulté réside dans l'exploitation de cette information pour la relier aux dommages physiques constatés. En effet, la question qui n'a jamais été réellement tranchée, est de savoir à partir de quel niveau d'endommagement on peut voir physiquement des fissures apparaître. Peu d'éléments semblent exister ou alors à partir d'autres approches numériques [Noh & al 2003].

L'utilisation intensive du modèle PRM a déjà permis de situer la limite qui nous intéresse à des valeurs relativement hautes d'endommagement. Les considérations sur le pré-endommagement de la dalle permettent également de le confirmer : des valeurs

d'endommagements faibles n'ont qu'une influence presque négligeable et ne peuvent être représentatives de l'apparition de fissures.

Sur la base des relevés de fissures effectuées après les essais de dalle (Fig. IV. 52), il est donc intéressant d'essayer de comparer la tâche d'endommagement numérique à la taille de la zone significativement fissurée en face inférieure de dalle (Fig. IV. 53). On obtient une tâche "comparable" en considérant les endommagements supérieurs à 0.85. En revanche, les mesures de vitesse de transmission directe semblent donner une tâche de taille plus faible de l'ordre de 1m50. Une valeur d'endommagement de 0.9 semble donc être représentative de l'apparition de dommages sensibles dans la structure. Faute de relevés plus précis et spécifiques qui permettraient d'aller plus loin, cette approche reste cependant trop qualitative.

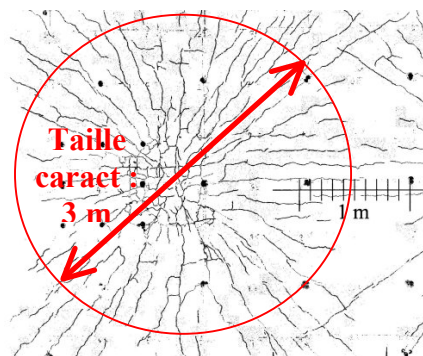


Fig. IV. 52 – Relevés de fissures en sous-face de la dalle [Delhomme & al 2003a]

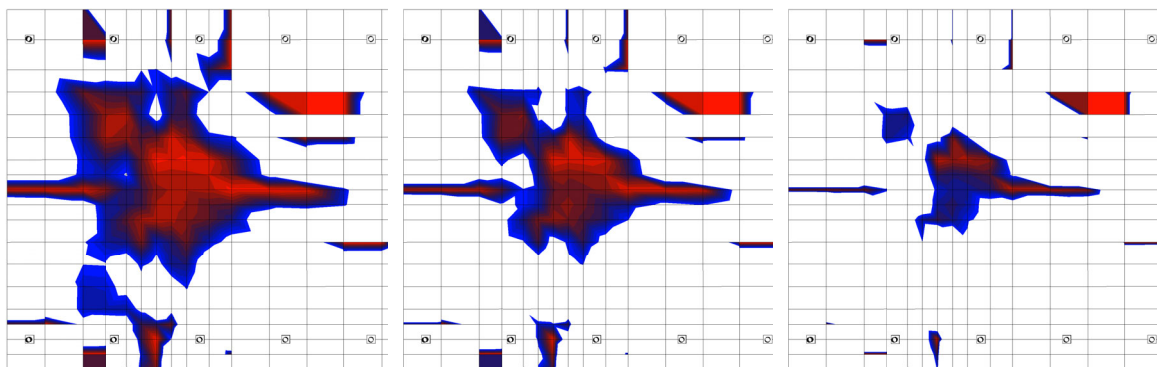


Fig. IV. 53 – Carte d'endommagement respectivement sur la gamme [0.85 ; 1], [0.9 ; 1] et [0.95 ; 1] en sous-face de la dalle

A partir de là, on retrouve également des zones endommagées qui correspondent qualitativement aux zones réellement érodées au niveau des coins du bloc. Pour ce dernier, il faut simplement rappeler que sa vitesse d'éjection reste numériquement trop importante ce qui tendrait à montrer que des phénomènes de consommation d'énergie au cours de l'impact sont partiellement sous-estimés, peut-être notamment au niveau de sa fragmentation.

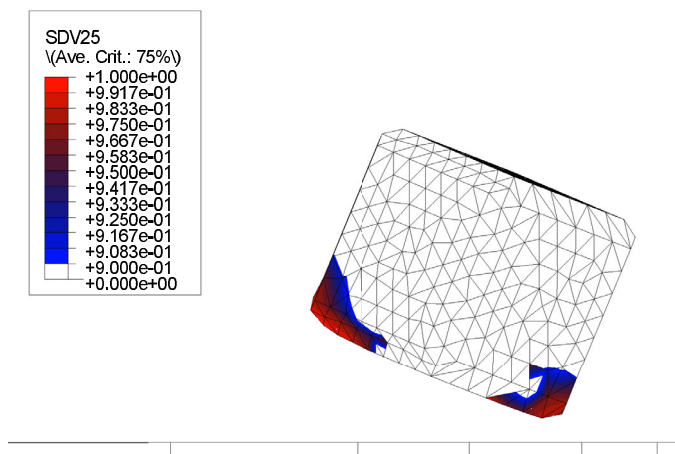


Fig. IV. 54 – Endommagement du bloc après l'impact

Par ailleurs, il faut souligner qu'il subsiste de toute façon encore quelques lacunes dans ces simulations, notamment dans les zones d'impact où les limites intrinsèques des "éléments finis" et des modèles de comportement utilisés nous incitent à la prudence quant à l'exploitation de résultats numériques trop locaux. Pour autant, la réponse globale du système est d'ores et déjà tout à fait satisfaisante et répond largement à notre cahier des charges initial.

IV.4.5. Choc en rive – lâcher n°3

Lors de la première campagne d'essais, le lâcher n°3 a été mené sur un bord de la dalle pour montrer la contribution des fusibles à la reprise de l'effort d'impact. Malheureusement, nous ne disposons pour cet essai que de valeurs de flèches maximales dans la zone concernée. Cette information, plus pauvre, nous permet quand même de valider le fait que nos simulations sont capables de traiter correctement cette situation particulière.

De la même manière que précédemment, la position et l'angle d'attaque du bloc ont été recalés à partir des informations disponibles. Simplement ici, le lâcher au bord dépend plus directement du comportement des fusibles et notamment du flambement du tube. Cette question particulière a été assez largement abordée dans la littérature et de nombreuses études traitent même de l'écrasement complet de tubes sous charges axiales statiques [Zhao 2000], [Guillow & al 2001], [Gupta 1998] jusqu'au plissement complet de l'échantillon en accordéon. Différentes méthodes de résolution ont pu être développées, notamment basées sur l'apparition de rotules plastiques discrètes [Gupta & Abbas 2001] ou au contraire en utilisant des hypothèses fixant de manière plus complète les courbes géométriques des plissements successifs [Gupta & Velmurugan 1995].

Surtout, pour ce qui nous intéresse, certaines de ces études intègrent des simulations "éléments finis" y compris avec le code Abaqus [Bardi & al 2003] et montrent la capacité de ces outils à modéliser correctement ce type de situation, parfois jusqu'à l'échelle même

du plissement [Gupta & al 2002] ou en utilisant des tubes de formes différentes [Otubushin 1998]. Les résultats obtenus sont tout à fait corrects notamment pour simuler l'apparition du premier cloquage [Mamalis & al 2003].

En fait, ces études vont même beaucoup plus loin que ce qui nous concerne en terme de déformation et valident les capacités des outils employés dans ce domaine particulier. En dynamique rapide, des résultats intéressants ont pu également être obtenus, qui montrent notamment que des modes de déformation variés peuvent apparaître. Ces modes sont souvent très différents de ceux obtenus sous chargement (quasi-)statique où les plissements sont quasiment réguliers. [Karagiozova & Jones 2002] montre ainsi que l'apparition du cloquage dépend principalement de la propagation des ondes de contraintes alors que la forme finale déformée est influencée par les caractéristiques de l'impact et la forme initiale du tube. [Wang & Lu 2002] ont pu simuler ces phénomènes à des vitesses d'impact très élevées (plusieurs centaines de mètres par seconde) par "éléments finis" et confirmer l'intérêt d'un matériau plus ductile pour mieux encaisser de tels chargements axiaux dynamiques.

Cette bibliographie nous a ainsi permis d'affiner nos propres simulations. Pour s'approcher au mieux des conditions réelles et prendre correctement en compte la propagation des ondes vers les appuis lors de l'impact, les fusibles directement concernés (trois, sous et de part d'autre du point d'impact) ont été reconsidérés (Fig. IV. 55): le néoprène a ainsi été remplacé sous le fusible qui se retrouve donc en frottement entre la dalle et la surface supérieure du néoprène (lui-même fixé à sa base). De même, la platine inférieure est ici prise en compte. Ensuite et comme cela a été évoqué dans la description de la représentation des fusibles (IV.3.2.1), le maillage du tube a été affiné pour être capable de retranscrire correctement sa déformation. Le nombre de points d'intégration sur l'épaisseur a été maintenu à 5, valeur jugée suffisante par [Bardi & al 2003].

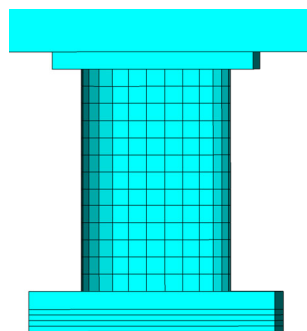


Fig. IV. 55 – Modélisation complète des fusibles dans la zone d'impact 3

En fait, la principale difficulté rencontrée sur ce point concerne le comportement du matériau acier. En effet, si ses caractéristiques en statique sont correctement connues, il n'en est pas de même en dynamique. Par ailleurs, le flambement et le cloquage de ces tubes sont directement influencés par le domaine plastique du comportement du matériau. Nous avons été là confrontés toujours au même problème de l'identification des paramètres

de notre simulation : des modèles théoriques très performants existent mais il nous manque les informations expérimentales nécessaires pour pouvoir les exploiter correctement. Sur ce point, des essais spécifiques menés en parallèle pour caractériser le comportement des fusibles auraient été très utiles. Nous nous sommes donc contentés d'un modèle isotrope élasto-plastique simple avec écrouissage, corrigé artificiellement pour tenir compte des aspects dynamiques.

Dans ce modèle isotrope, l'initiation de la plasticité est gérée par Abaqus grâce à un critère classique de Mises. Ce modèle est particulièrement adapté pour les simulations comme celles qui nous concernent [HKS 6.4]. L'option d'une dépendance de la courbe de plasticité au taux de déformation n'a en revanche pas été tentée faute d'une connaissance expérimentale suffisante de cet effet.

Finalement, les caractéristiques retenues pour tenir compte de nos conditions dynamiques particulières tout en conservant un comportement raisonnable pour l'acier des fusibles sont les suivantes :

- Module d'Young : 200 000 MPa
- Coefficient de Poisson : 0.3
- Limite d'élasticité : 500 MPa
- Ecrouissage "moyen" : gain de résistance de 20% pour une déformée de 10%

Le ratio dynamique/statique sur la limite d'élasticité est de 1.40 ce qui paraît tout à fait correct d'autant plus que la valeur de 355 MPa exhibée initialement est une valeur statique garantie et non réelle.

A partir de là, le tableau suivant (Fig. IV. 56) fournit les flèches verticales obtenues en différents points de la zone d'impact. *Rappel* : le point d'impact est situé aux coordonnées (2.37,4.35) correspondant à la projection du centre de gravité au moment du contact avec la dalle.

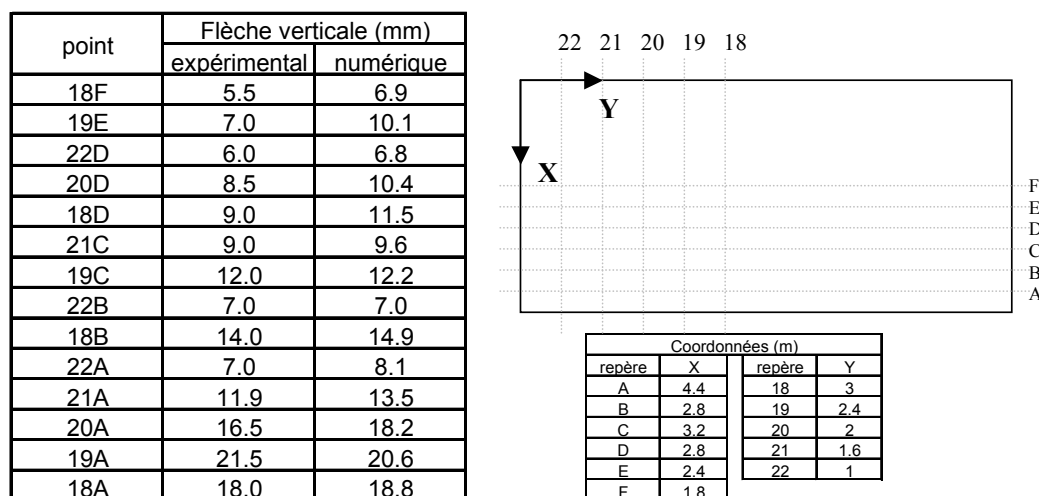


Fig. IV. 56 – Choc en rive - Comparaison des flèches verticales maximales aux différents points de mesures repérés

Les résultats numériques sont donc satisfaisants avec 50% des points qui sont prédits à moins de 1mm près (alors que la précision des moyens expérimentaux utilisés pour cet essai de la première campagne est de l'ordre de ± 0.5 mm). On retrouve cependant une forme globale de déformée légèrement différente et plus régulière numériquement.

Ensuite et de la même manière qu'expérimentalement, les trois fusibles les plus proches de l'impact finissent visiblement cloqués (Fig. IV. 57 & Fig. IV. 58).

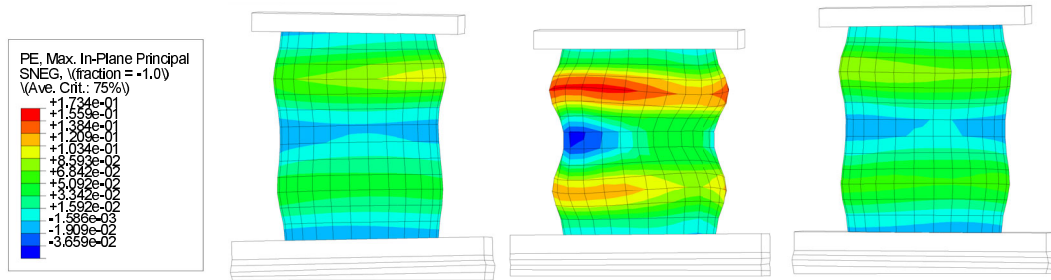


Fig. IV. 57 – Choc en rive - déformation plastique des 3 fusibles dans la zone d'impact

On retrouve ainsi des formes intéressantes par rapport aux expérimentations (Fig. IV. 58). On peut notamment noter la double cloque du premier fusible. Cependant, ces formes semblent dépendre d'un certain nombre de paramètres et en particulier de la position de l'impact: par exemple, les deux fusibles placés symétriquement autour du point d'impact flambent même de manière différente dans la réalité! Dans notre contexte, cet aspect particulier de l'étude n'a pas été traité plus en détail.

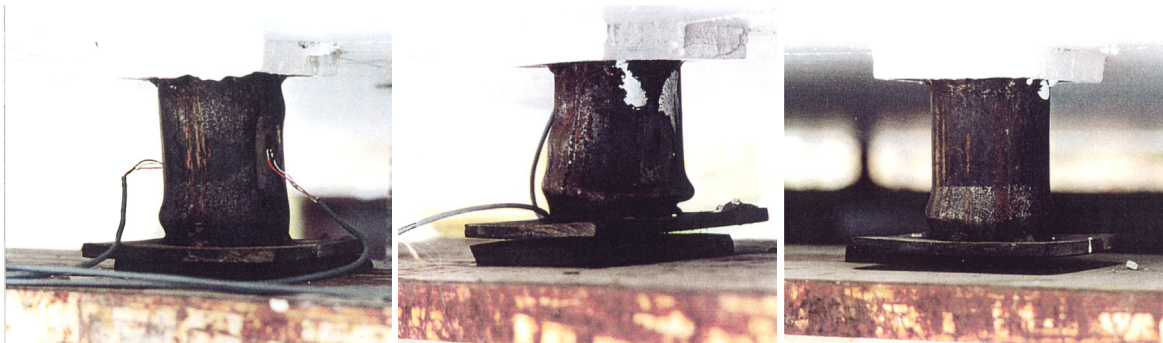


Fig. IV. 58 – Choc en rive – Déformées expérimentales des trois fusibles dans la zone d'impact [Tonello 2001]

Enfin, du point de vue énergétique, il est intéressant de comparer la part respective de l'énergie de déformation de la dalle et des fusibles, pour un impact au bord et un impact au centre (Fig. IV. 59). Dans le cas du choc au bord, l'énergie de déformation des fusibles s'avère finalement du même ordre de grandeur que celle de la dalle alors qu'elle reste très faible pour le choc au centre. On a également pu confirmer à ce niveau la très faible dissipation d'énergie au niveau des néoprènes par rapport à la dissipation au niveau de la dalle ou des fusibles.

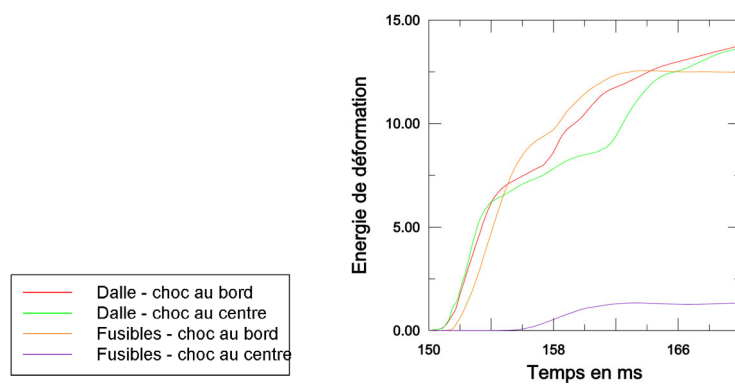


Fig. IV. 59 – Énergie de déformation respective des fusibles et de la dalle pour le choc au centre et le choc au bord

IV.5. Bilan pour des expérimentations numériques

Les résultats obtenus confirment le potentiel du couple "éléments finis – modèle d'endommagement" selon un schéma d'intégration en temps explicite pour mener correctement des simulations complexes. La modélisation du mouvement d'une structure a ainsi été à la hauteur de nos espérances malgré des conditions aux limites complexes. Bien sûr, ces outils permettent aussi d'aller beaucoup plus loin qu'une approche simplement linéaire élastique. A titre anecdotique, un calcul uniquement élastique sous-évalue la flèche maximale de plus de 60%, erreur qui "justifie" aussi l'emploi de ces moyens non-linéaires à vocation déterministe.

Mais surtout, les outils utilisés ici ont également permis d'apporter une réponse performante pour simuler la phase d'impact entre deux entités et gérer leurs interactions. Par rapport à une approche "éléments discrets" [Hentz 2003] et dans notre contexte tourné vers l'ingénierie, le bilan penche encore vers l'approche "éléments finis" qui permet un compromis équilibré pour fournir une prestation complète de simulation.

Certes, les "éléments discrets" sont a priori plus performants pour traiter l'impact mais ils pèchent rapidement ensuite pour traiter une structure complète dans un contexte complexe. Le premier écueil concerne la mise en place du calcul lui-même avec le maillage de la structure et la prise en compte de ses particularités. Vient ensuite la maîtrise du comportement des matériaux, seulement partiellement réglée pour l'instant. Enfin, les coûts de calcul deviennent vite rédhibitoires : la simulation d'un centième de seconde d'un tiers de dalle en "éléments discrets" est environ 40 fois plus coûteuse (sans compter les jours de calculs préparatoires !) en "éléments discrets" que pour simuler la totalité de l'ouvrage pendant la même durée en "éléments finis" [Hentz & Berthet-Rambaud 2003]! A titre indicatif, il faut une vingtaine de minutes pour simuler ce centième de seconde avec Abaqus sur une machine à 2.8 GHz ce qui n'est déjà pas négligeable.

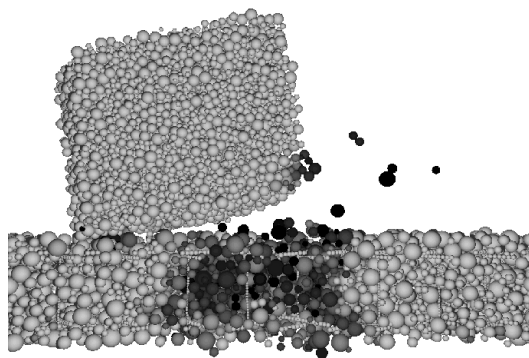


Fig. IV. 60 – Simulation de l'impact du bloc sur la dalle par une approche discrète [Hentz 2003]

Bien entendu, les "éléments discrets" souffrent encore sur ces points de leur relative jeunesse alors qu'en "éléments finis" nous pouvons profiter de nombreux développements ces dernières décennies. Pour autant, il s'agit réellement de se poser la question de la plus-value apportée par les "éléments discrets". Comme nous venons de l'évoquer, la modélisation de structures complètes pose encore trop de difficultés pour apporter des éléments réellement intéressants (sous peine de conditions de calcul inabordables). De notre point de vue, les "éléments discrets" doivent plutôt être employés spécifiquement pour leur point fort à savoir la gestion du contact et des phénomènes liés à l'impact. Dans l'idéal, ceci passe par la combinaison "éléments finis – éléments discrets" pour profiter au mieux des avantages de chacune des méthodes. Malheureusement et si l'application de cette combinaison a déjà pu être abordée sur quelques cas particuliers [Munjiza & al 1995], [Bicanic & al 1997], [Munjiza & al 2004], il n'existe pas encore d'outils développés pour envisager la mise en place de cette approche combinée sur des structures complexes. Une autre possibilité, plus abordable à court terme, serait de renforcer l'approche "éléments finis" où elle le nécessite (notamment la phase d'impact) par des études "éléments discrets" spécifiques pour encore mieux justifier certains choix de modélisation du contact et de l'impact.

Dans l'immédiat et notamment pour envisager une application opérationnelle en génie-civil lié aux risques naturels, les "éléments finis" non linéaires couplés à un modèle d'endommagement avancé pour le matériau béton semblent donc apporter la meilleure performance. En particulier pour le cas des dalles PSD, le travail effectué sur la dalle horizontale mais aussi sur la dalle inclinée [Berthet-Rambaud & al 2003a] fournit un jeu de paramètres polyvalent pour traiter ce type de problème dans d'autres configurations. Il doit permettre de correctement mener des "expérimentations numériques" par exemple pour tester l'influence d'un paramètre.

D'un point de vue pratique, les applications sont également nombreuses : la capacité à juger de l'état d'une structure PSD permet ensuite d'optimiser ses réparations en justifiant la nécessité et en ajustant au plus juste la zone à réparer. De même, des expérimentations numériques peuvent apporter des éléments quant à la capacité résiduelle de l'ouvrage à jouer son rôle. A ce titre, les travaux entamés sur le cumul d'impact et d'endommagement [Daudeville & al 2003] sont une piste à poursuivre également pour régler la question cruciale de l'endommagement "significatif" couplé aux efforts dans les armatures.

Par ailleurs, l'étude de ce problème complexe a permis d'aborder une grande partie des domaines nécessaires à la modélisation d'un ouvrage réel soumis aux risques naturels gravitaires rapides : comportement des matériaux en dynamique, prise en compte du ferrailage dans le béton armé, modélisation des conditions aux limites, traitement du contact et de l'impact... A partir d'un outil éprouvé et de ces éléments d'expérience, la partie suivante consiste donc à leur application à la modélisation de la destruction des dents défectives de Tacconnaz pour apporter des éléments d'expertise numérique à l'analyse globale de cet événement.

IV.6. Application à l'expertise de la destruction des dents déflectrices de Taconnaz

IV.6.1. Introduction

La conception des ouvrages soumis aux aléas gravitaires rapides repose sur deux difficultés principales : la première est celle de la méconnaissance des phénomènes et des actions correspondantes. La seconde, qui nous concerne directement ici, est celle du dimensionnement.

Actuellement, ces ouvrages n'échappent pas à la règle d'un dimensionnement réglementaire [Deymier & al 1995] basé sur un raisonnement statique simplifié, alors que les sollicitations en jeu sont clairement dynamiques. Ainsi, les méthodes de conception de ces ouvrages peuvent connaître certaines lacunes dont les destructions et autres pathologies qui se produisent encore régulièrement sont les "meilleures" illustrations.

A partir de là, l'analyse de ces "accidents" structurels est une excellente source d'information pour mieux comprendre les phénomènes et leur interaction avec les ouvrages pour progresser vers une protection plus sûre. L'objectif de cette partie est de montrer le travail effectué dans ce domaine au travers de l'expertise numérique de la destruction des dents (ou murs) déflectrices du dispositif paravalanche de Taconnaz.

IV.6.2. Présentation du site

Le couloir de Taconnaz est situé dans la vallée de Chamonix-Mont-Blanc (74) sous le glacier du même nom. Ce site "figure certainement dans le groupe de tête des couloirs avalancheux français générant fréquemment des événements très importants, notamment en terme de volumes en mouvement. Ses caractéristiques physiques assez originales (ampleur de départ, parcours glaciaire, dénivelée de plus de 2500 m) expliquent les natures particulièrement différentes des avalanches qui s'y produisent. A l'aval les enjeux humains sont également très diversifiés (village de Vers le Nant, habitations, hôtels, route internationale, domaine skiable)" [Rapin 2001a].

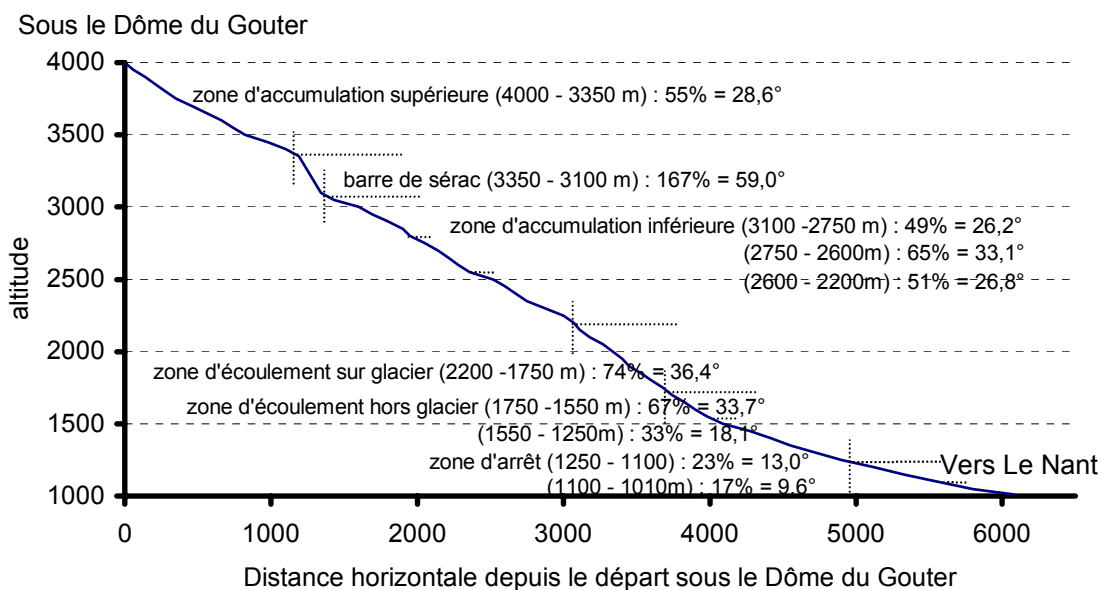


Fig. IV. 61 – Profil en long du couloir de Taconnaz [Rapin 2001a]

Ce site est donc particulièrement représentatif du problème de protection contre les avalanches d'autant plus que différents "accidents" encore récents s'y sont déjà produits :

- le 24/02/1968 : un chalet du hameau de Taconnaz est détruit, la ligne haute tension est ensevelie ;
- le 15/02/1984 : 10 ha de forêt détruits, une langue de neige s'avance à moins de 50m des chalets de Vers-le-Nant ;
- le 16/04/1984: 5 bâtiments détruits dans le hameau de Taconnaz
- le 20/03/1988 : une avalanche détruit 3 maisons de Vers-le-Nant, endommage l'hôtel des 2 Glaciers et la ligne haute tension, dépôt d'environ 400 000 m³.



Fig. IV. 62 – Exemple des débordements avalancheux de Taconnaz (Cemagref 1988)

Différentes digues frontales ou latérales ont ainsi été érigées au fil des années. Cependant, elles n'ont pas empêché de nouveaux débordements en particulier au cours des années

1980 où de grosses avalanches coulantes se sont produites en générant des dégâts sur les enjeux environnants.

La décision est donc prise en 1989 d'y construire un dispositif de protection complet contre les avalanches denses. Bien que le risque d'aérosol soit connu, il est décidé de ne pas le prendre spécifiquement en compte [Charlier 1991].

Finalement, le dispositif terminé en 1991 s'inscrit dans un schéma d'actions destinées à provoquer au niveau de la zone d'arrêt des avalanches (Fig. IV. 63):

- le ralentissement grâce à la construction d'ouvrages de freinage : combinaison de dents déflectrices pour étaler l'écoulement et de quatorze tas freineurs ;
- la diminution des masses de neige transportées par la création de nouveaux volumes de stockage pour 600 000m³ : plage de dépôts ;
- dans la mesure du possible, le blocage des coulées sur la fin de leur parcours : édification d'une digue d'arrêt et d'une digue baïonnette ;
- enfin, à titre de précaution parce que la dernière mesure ne peut être assurée de manière absolue et qu'un phénomène encore plus important ne peut être totalement exclu, l'ouverture et l'aménagement d'un exutoire aux avalanches les plus exceptionnelles.

Depuis sa construction, cet ouvrage a subi plusieurs avalanches et il a pu montrer avec succès sa capacité à assurer sa fonction.

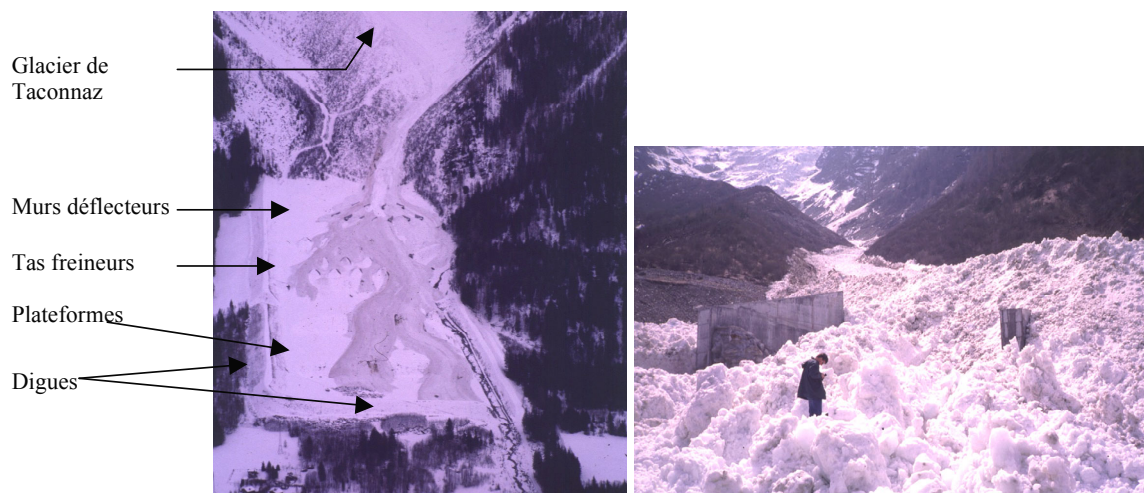


Fig. IV. 63 – Le dispositif de Taconnaz sous l'assaut des avalanches (Cemagref)

Pour ce qui nous intéresse plus particulièrement ici, le dispositif intègre onze dents déflectrices disposées en un double éventail à l'entrée du dispositif. Ces ouvrages en béton permettent ainsi d'étaler l'écoulement lorsqu'il arrive dans cette zone d'arrivée d'une vingtaine d'hectares. La géométrie de ces dents est basée sur une forme en L avec une semelle à deux niveaux pour tenir compte de la pente du terrain naturel.

Leur dimensionnement a été réalisé à partir des informations des experts du Cemagref [Berthouly 1990] qui ont évalué la sollicitation correspondant à l'écoulement de référence choisi, proche de l'avalanche de 1988 (vitesse de l'ordre de 15 m/s avec une densité moyenne voisine de 500 kg/m^3). En intégrant un coefficient de sécurité de 3 (pour tenir compte des incertitudes sur la densité de l'avalanche, la hauteur de l'écoulement et sa vitesse) et par les règles de projection, le profil statique de pression normale au mur finalement retenu est le suivant (Fig. IV. 64) :

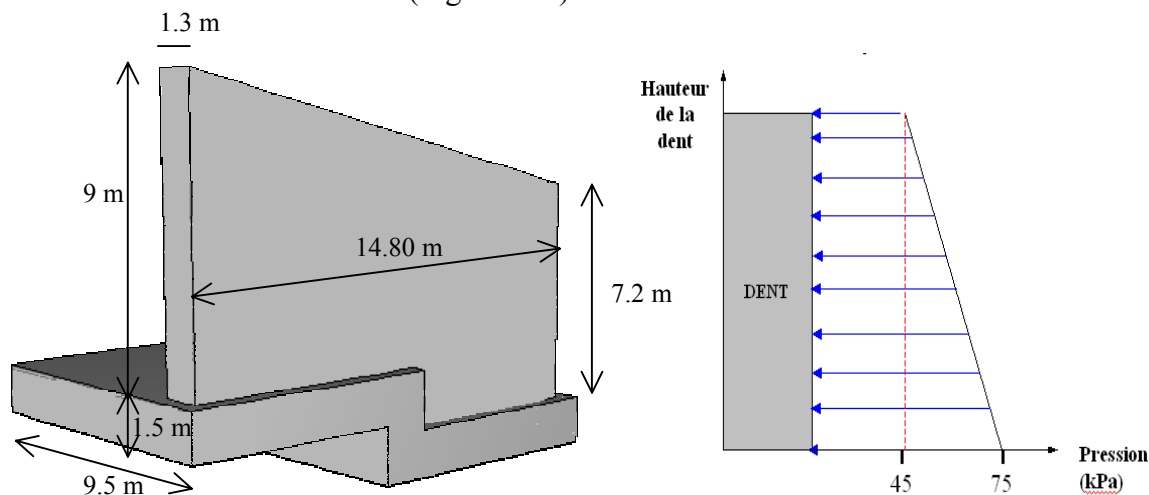


Fig. IV. 64 – Géométrie et profil de la pression normale de dimensionnement

Pour encore mieux ancrer ces ouvrages face à l'avalanche, l'arrière des dents est lesté par un massif de plusieurs dizaines de mètres cubes d'enrochements maçonnés et profilé dans "l'ombre" du mur pour ne pas perturber sa fonction déflectrice.

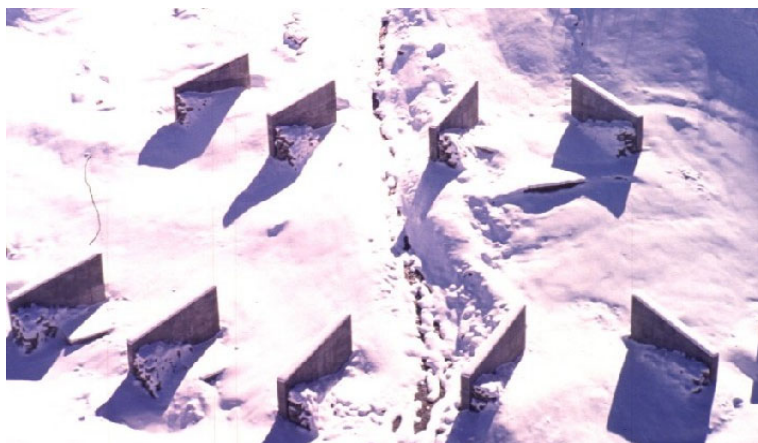


Fig. IV. 65 – Vue aérienne des dents et de leur massif d'appui (Cemagref)

Après plusieurs visites sur site, auprès de l'antenne de la DDE à Chamonix (maître d'œuvre) et dans les archives du Cemagref, une information relativement complète et d'époque sur ces dents a pu être rassemblée [Berthet-Rambaud 2002].

IV.6.3. L'avalanche du 11 février 1999 et ses dégâts

IV.6.3.1. L'expertise nivo-avalancheuse

Les importantes chutes de neige, enregistrées lors de la fin du mois de janvier et le début du mois de février 1999, sont à l'origine d'une crue avalancheuse de grande ampleur sur la vallée de Chamonix entre le mardi 9 et le jeudi 11 février 1999. Ainsi, sur les trois communes de Vallorcine, Chamonix-Mont-Blanc et les Houches, 18 couloirs ont connu des avalanches majeures. Sur ces 18 avalanches, huit ont eu une emprise plus grande que celles reportées sur la Carte de Localisation Probable des Avalanches (CLPA), ce qui illustre l'ampleur inhabituelle des phénomènes. Plus que le nombre d'événements, c'est principalement l'extension inhabituelle des zones d'arrêt des avalanches qui rend cet épisode assez exceptionnel. On citera notamment l'avalanche meurtrière de Montroc avec 14 chalets détruits et 12 victimes [Glass & al 2000].

L'avalanche de Tacconnaz est survenue dans la nuit du mercredi 10 au jeudi 11 février vers 4 h du matin, sans témoin ni victime. Elle a été la dernière grosse avalanche de cette crue de février 1999. Une expertise complète de cet événement a été réalisée [Rapin 2001a] du point de vue du déroulement prévisible de l'événement. Si elle ne conclut pas directement sur les pressions d'impact en jeu, elle permet au moins de comprendre qualitativement ce qui a pu se passer. Les paragraphes suivants fournissent ainsi les principaux éléments tirés de [Rapin 2001a] et [Rapin & Ancy 2000].

Comme assez souvent pour expliquer l'activité décalée dans le temps de ce couloir, son déclenchement est dû à l'écroulement d'un important sérac du glacier le matin du 11 février 1999 dans la barre située vers 3300 m d'altitude. La masse concernée (blocs de toutes tailles de glace) est tout de suite importante et la très forte pente locale explique une accélération maximale immédiate.

Au sortir du glacier, après plus d'un kilomètre et demi de parcours, un aérosol s'est développé et atteint sa puissance maximale : la pente est encore très forte et la trajectoire est rectiligne. Son épaisseur approche déjà la centaine de mètres. Il percute donc à très forte vitesse (vitesse avancée de l'ordre de 100 m/s) le début de la moraine en rive droite.

Au débouché de la moraine, trois parties de l'écoulement peuvent être artificiellement distinguées (Fig. IV. 66). Elles évoluent quasi-simultanément : il ne s'agit pas de trois flux successifs et disjoints mais seulement d'une commodité d'explication du phénomène.

Le corps central de l'aérosol (1) franchit sans aucune réelle difficulté les deux éventails de dents défectives, les quatre niveaux de tas freineurs et les trois plates-formes successives, car sa hauteur est beaucoup plus grande que celle de tous ces ouvrages (rappelons qu'à l'origine le dispositif est prévu pour les écoulements denses). La pente étant atténuée depuis plusieurs centaines de mètres, ce corps central se heurte ensuite brutalement à la digue frontale, à une vitesse qui peut encore dépasser les 30 m/s. Sa partie aérienne submerge facilement cet ouvrage tandis que sa couche basale plus dense se compacte sur la

face raide amont. Mais celle-ci finit aussi par passer assez largement au-delà de la crête. Malgré tout, grâce à la hauteur et à la raideur de cette digue frontale, son effet est plutôt important pour contrer la dynamique de l'écoulement. L'écoulement plus dense s'arrête sur la zone de faible pente, à environ 150 m à l'aval de la crête de la digue frontale et à seulement une dizaine de mètres de la première maison.

La partie supérieure de l'aérosol (3) est propulsée vers la rive droite, avec une direction très différente de la ligne de plus grande pente. La digue latérale située à l'est est enjambée sans grandes difficultés dans sa partie médiane dont le parement intérieur génère un effet de tremplin. Le débordement qui est généré ici détruit une bonne surface de forêt et une partie de la ligne d'un télési.

Une troisième partie de l'avalanche (2), mitoyenne entre les deux premières et plus dense et plus coulante que le flux 3, a été déviée par la digue latérale, l'a longée puis a été renvoyée vers la digue frontale.

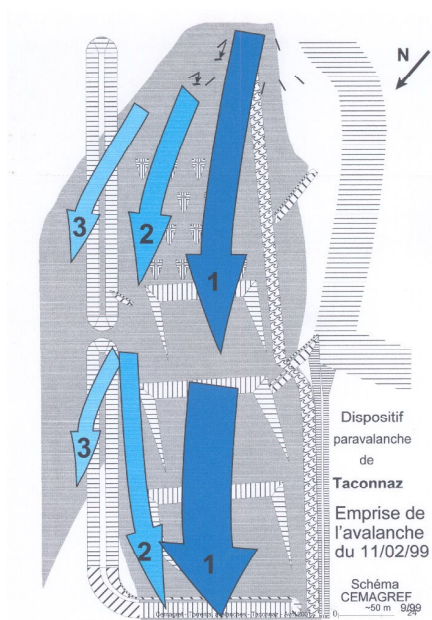


Fig. IV. 66 – Les différentes parties de l'avalanche du 11 février 1999 [Rapin 2001a]



Fig. IV. 67 – Dépôt dans le dispositif depuis l'aval et l'amont (12-02-1999, F. Rapin, Cemagref)

Le volume total du dépôt a été estimé à 750 000 m³, dont environ 30% (estimation non mesurée) sont constitués de glace. On compte également de nombreux blocs de rocher pour plusieurs dizaines de mètres cubes.

En regard des dégâts de la crue avalancheuse qui a touché les Alpes dans les jours précédents et malgré son ampleur, cette avalanche n'a eu finalement que peu de conséquences :

- Aucune victime humaine n'est à déplorer,
- Quelques maisons ont subi un impact se traduisant par des fenêtres à changer, des cheminées ou autres éléments extérieurs cassés,
- Le télésiège de la Côte du Mont est détruit dans son parcours supérieur,
- Quelques hectares de forêt ancienne sont détruits,
- Certains tas freineurs, en terre armée et renforcés par un parement amont en rochers maçonnés sont décalottés.

Surtout et pour ce qui nous concerne ici, deux dents déflectrices sont brisées avec l'arrachement de leur coin supérieur, transporté à plusieurs mètres vers l'aval. Pour autant, leur état final encore "exploitable" (ce qui n'est pas toujours le cas vu l'état de ruine que l'on retrouve souvent pour des structures après une avalanche) et surtout la connaissance de leur conception initiale a permis de mener une expertise complète de cet événement du point de vue du génie-civil et du comportement des ouvrages.

IV.6.3.2. L'expertise structurelle des dégâts des dents n°9 et n°11

La première phase de cette expertise, décrite ici, a consisté à mener une campagne de relevés de terrain et de tests d'échantillons de matériau pour analyser les dégâts sur les deux dents détruites et proposer des scénarios de rupture cohérents. Cette expertise a été menée par le Laboratoire Régional des Ponts et Chaussées de Lyon (LRPC) [LRPC 2002] que nous avons pu suivre au cours de différentes visites sur le terrain.

Les deux dents détruites sont les deux les plus extrêmes en rive droite et portent respectivement les numéros n°9 et n°11 pour utiliser la numérotation initiale (Fig. IV. 68).



Fig. IV. 68 – Numérotation des dents déflectrices de Taconnaz

A première vue, les deux dents présentent une rupture similaire avec l'arrachement de leur coin supérieur selon une fracture en arc de cercle. De même, tous les visiteurs ont été marqués par la quantité de béton d'enrobage arraché et les armatures que l'on retrouve à l'air libre et comme peignées ensuite par l'écoulement.



Fig. IV. 69 – Dent amont et son coin arraché, vue latérale et aval (PBR)



Fig. IV. 70 – Béton d'enrobage arraché et armatures peignées (PBR)

Cependant, un examen plus précis permet de proposer au final deux scénarios de rupture pour chacune des dents.

IV.6.3.2.1. Relevés macroscopiques

Les relevés macroscopiques montrent quelques premières différences (Fig. IV. 71) : tout d'abord la dent n°11 a été déplacée par l'avalanche d'environ 2 mètres vers l'aval ce qui a eu pour effet de créer un fossé à l'amont mais aussi d'incliner la dent de 6% [LRPC 2002]. Ensuite, l'allure des deux coins arrachés est radicalement différente : pour la dent n°11, le coin lui-même est relativement intègre hormis dans la zone de fracture alors que pour la dent n°9, le morceau arraché est beaucoup plus endommagé. On observe notamment un arrachement de la quasi-totalité du béton d'enrobage sur les deux faces.



Fig. IV. 71 – Coins arrachés, des dents n°9 et n°11 (PBR) et fossé créé à l'amont par le recul de la dent n°11 (F. Rapin)

IV.6.3.2.2. Relevés microscopiques

Les relevés microscopiques [LRPC 2002] confirment ces différences (Fig. IV. 72 & Fig. IV. 73): globalement, la partie encore en place de la dent n°9 fait apparaître un réseau de fissures parallèles à la fracture en arc de cercle. La dent n°11 présente également le même type de fissure mais de manière plus localisée le long d'un arc de fracture de plus grand rayon. A cela, s'ajoute un second réseau de fissures qui court quasi-horizontalement sur toute la face de cette dent n°11.



Fig. IV. 72 – Vue amont des dents n°9 et n°11 (F. Rapin Cemagref)

A noter également que la surface de béton de la dent n°9 présente un certain nombre d'impacts de matériaux durs, matérialisés par des épaufrures de la peau du béton sur une profondeur pouvant atteindre 3 cm, ce qui n'est pas le cas de la dent n°11 (a priori grâce à sa position plus à l'aval, protégée par le premier éventail de dents).



Fig. IV. 73 – Relevés comparatifs respectifs sur les dents n°9 et n°11 [LRPC 2002]

	FD,x Fissure d'ouverture 0,x en mm		Lt Laitance
	F/R Fissure sur reprise		Ma Marbrure
	F/E Fissure laissant présager un éclatement		Ms Mousse
	μF Micro fissure (e < 0,1 mm)		Ox Oxyde (tache)
	Ea Ecaillage		R Reprise de bétonnage
	G Gargouille		T Trou
	Sg Ségrégation		Ra Ragréage
	Sc Sonne creux		Fa Fâlage
	E Eclatement - Epaufrure		

La différence suivante concerne le plan de fracturation avec un biseau plus marqué vers le bas pour la dent n°9. Pour la dent n°11, on observe en revanche une zone très fracturée à son extrémité, caractéristique d'une forte sollicitation en compression. De même, la fracture y suit plus fidèlement la limite des enrochements (Fig. IV. 73) avec un arrachement du béton de peau plus limité que pour la dent n°9. Enfin, il faut signaler pour ces deux dents détruites leur décollement (Fig. IV. 75) de ce massif d'enrochement de l'ordre de 5 mm (mais légèrement plus marqué pour la dent n°11) alors que ce massif est resté collé pour les autres dents.



Fig. IV. 74 – Extrémité en biseau du plan de fracturation de la dent n°9 et fracture de compression pour la dent n°11 (PBR)



Fig. IV. 75 – Décollement entre la dent et le massif et exemple d'impacts (dent n°7) (PBR)

Concernant maintenant les armatures, on constate plus de ruptures pour la dent n°11 que pour la dent n°9 où elles sont limitées au lit d'armatures extérieures. Aucune barre $\Phi 32$ n'a été rompue et pour la dent n°9, l'extrémité de la fracture correspond à l'extrémité de ces armatures particulières. A noter également que les ruptures se produisent principalement à ras d'une armature horizontale qui a dû servir de point d'appui au moment de la rupture. Ensuite, les armatures non rompues se retrouvent à l'air libre et peignées par l'écoulement.

Cependant, il faut également signaler que les ruptures d'adhérence sous sollicitations dynamiques qui constituent un risque bien identifié par exemple dans le domaine sismique n'ont pas été intégrées à la conception de ces ouvrages où on constate l'absence de dispositifs de liaisons d'armatures spécifiques, notamment entre les deux principales couches d'armatures, amont et aval (Fig. IV. 76).

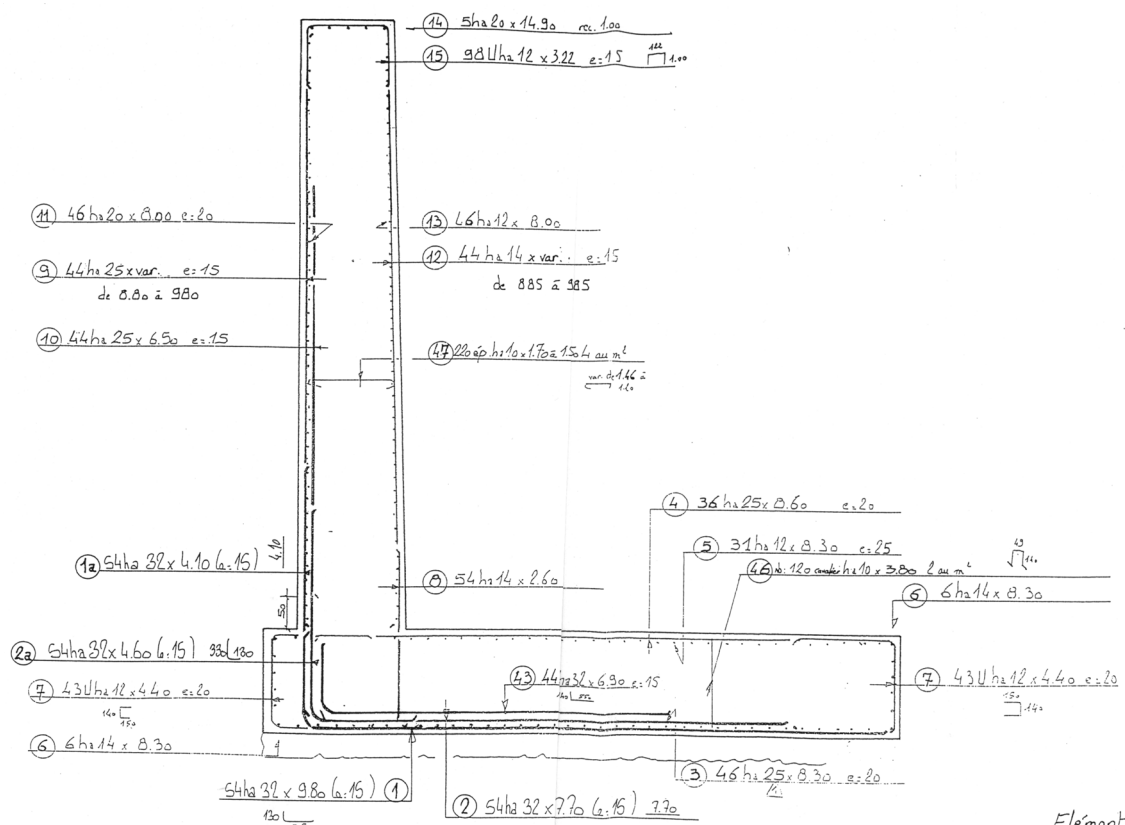


Fig. IV. 76 – Coupe de ferrailage type

IV.6.3.2.3. Tests matériaux

Une des étapes de l'expertise a également consisté à mener des observations sur les matériaux en présence et à en relever des échantillons pour les tester. Les observations du rapport [LRPC 2002] confirment globalement la bonne mise en œuvre de ces dents et la seule différence vraisemblable avec les plans de conception concerne les armatures verticales des deux lits de la face amont qui sont alignées à la place d'être en quinconce. A ce titre, l'observation de ruptures de granulats ainsi que les empreintes bien marquées des armatures arrachées sont autant d'indices favorables (Fig. IV. 77).

En revanche, les tests des échantillons apportent des éléments supplémentaires pour exhiber deux scénarios réalistes de rupture. Tout d'abord pour le béton, le matériau est de très bonne qualité pour un B30 avec un module de l'ordre de 30 GPa et une résistance caractéristique supérieure à 55 MPa conforme aux essais réalisés à l'époque du chantier.

On note une qualité légèrement supérieure pour la dent n°11. Par ailleurs, la possibilité de gel du béton dans ce site pourtant propice a pu être écartée.



Fig. IV. 77 – Empreinte d'armature et granulats rompus dans les zones de fracture, prélèvement de béton (PBR)

Concernant maintenant les armatures, les 6 échantillons prélevés dans les parties peignées ont pu être identifiés grâce aux verrous de marquage, confirmant là encore leur conformité. Ces échantillons ont ensuite été testés en traction avec les résultats suivants :

N° Essai	ϕ	Repère	Nom	Usine	Homologation
1	20	11	CRELOI 500S	Sté ITON SEINE	Fiche H37
2	25	11	NERKOR 500S	BADISHE STAHLWERKE AG	Fiche H40
3	25	11	CRELOI 500S	Aciéries et Laminoirs de Paris	Fiche H32 rév. 1
4	25	11	CRELOI 500S	Aciéries et Laminoirs de Paris	Fiche H32 rév. 1
5	25	9	NERKOR 500S	BADISHE STAHLWERKE AG	Fiche H40
6	25	9	CRELOI 500S	Aciéries et Laminoirs de Paris	Fiche H32 rév. 1

Fig. IV. 78 – Identification des échantillons d'armatures prélevés sur les dents n°9 et n°11 de Taconnaz

N° Essai	Re 0,2% (Mpa)	Rm (Mpa)	Agt (%)
1	X	738	0,4
2	X	761	0,6
3	X	748	0,6
4	X	762	0,5
5	591	621	7,5
6	535	617	10,5
Valeur garantie	500	550	5

Fig. IV. 79 – Résultats des tests de traction d'armatures prélevées sur les dents n°9 et n°11 de Taconnaz

On constate donc que les armatures de la dent n°9 n'ont pas subi, en dehors des zones de rupture localisée, de modification des propriétés mécaniques (Fig. IV. 79). Ce n'est en

revanche pas le cas pour les échantillons de la dent n°11 qui apparaissent avoir été extrêmement sollicités avec pour conséquence une élévation de la limite élastique et une perte quasi totale de capacité d'allongement (rupture avant 0.2%). Ceci montre que le matériau constituant les échantillons n'est plus représentatif des aciers HA d'origine comme si ces armatures avaient subi un essai de traction sur l'ensemble de leur longueur lors de l'avalanche du 11 février 1999.

IV.6.3.3. Bilan de l'expertise de terrain : deux scénarios de rupture

L'ensemble des observations et relevés évoqués précédemment est finalement cohérent pour exhiber deux scénarios distincts de rupture des dents déflectrices n°9 et n°11.

Ainsi pour la dent n°9, l'absence de fissures horizontales montre que la sollicitation n'a vraisemblablement pas intéressé toute la surface amont de la dent mais plutôt son angle supérieur. Ensuite, la rupture très locale des armatures tend à montrer que le béton amont n'a pas subi de flexion généralisée marquée. Ces hypothèses sont corroborées par le fait que le niveau assez bas des enrochements à l'arrière aurait engendré une flexion plus importante. Ces éléments semblent donc prouver qu'un gros bloc de rocher serait la cause première de la rupture, aggravée ensuite par le flot avalancheux lui-même. Ce scénario n'est pas forcément étonnant si on considère les blocs de plusieurs mètres cubes transportés par les avalanches de Tacconnaz et dont un spécimen se trouve justement quelques mètres à l'aval de la dent n°9 (Fig. IV. 80).



Fig. IV. 80 – Bloc de rocher de plusieurs m³ transporté par l'avalanche et situé juste à l'aval de la dent n°9 (PBR)

En revanche pour la dent n°11, tous les éléments tendent à montrer qu'elle a péri sous une sollicitation généralisée sur sa surface amont qui correspondrait, de manière plus évidente a priori, à l'action du flot avalancheux. La traction généralisée des armatures amont s'explique ainsi par la mise en flexion complète de la dent et directement influencée par la présence du massif d'enrochements.

Pour information, il est intéressant de noter que des morceaux de béton des dents ont été retrouvés à l'aval de la digue frontale ce qui plaide pour une rupture d'au moins une des dents plutôt au début de l'avalanche.

IV.6.4. L'expertise numérique : analyse en retour par simulation

Cette partie illustre l'analyse en retour par simulation numérique qui a été réalisée pour apporter des éléments les plus quantitatifs possibles et compléter ainsi l'expertise générale de cet événement du 11 février 1999.

IV.6.4.1. Le modèle numérique

De manière à s'approcher raisonnablement de la situation réelle, le modèle numérique inclut la géométrie complète précise de la dent y compris sa semelle, maillée en éléments parallélépipédiques. Le nombre d'éléments sur les épaisseurs est au moins de 4 et même 6 pour le mur. Au total, la partie béton compte environ 3800 éléments avec un maillage plus fin dans les zones les plus sollicitées mécaniquement.

De même que pour la dalle PSD, l'ensemble du ferrailage est introduit en intégrant les zones de recouvrement d'armatures selon le principe expliqué dans la partie III. Au total, les armatures représentent près de 20000 éléments mono dimensionnels (soit plus de 60000 degrés de liberté pour le modèle complet). La sollicitation avalancheuse est introduite comme une pression sur la face amont du mur. Faute de données précises à ce sujet, la répartition spatiale de cette pression a été limitée au cas uniforme.

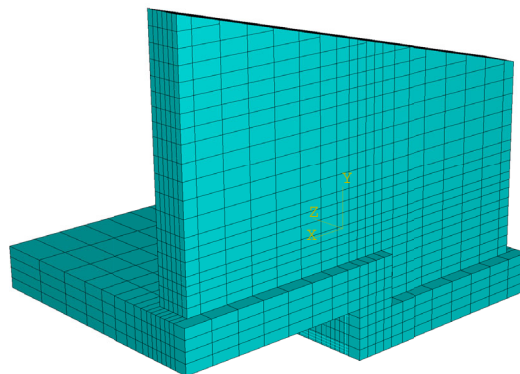


Fig. IV. 81 – Maillage tridimensionnel de la dent

Les paramètres du comportement du matériau béton sont directement issus des essais réalisés lors de l'expertise de terrain. Pour l'acier des armatures, nous nous sommes là encore contentés de la valeur garantie pour la limite élastique (500 MPa) avec un comportement élasto-plastique parfait pour bien repérer la plastification.

Le point délicat de ce modèle concerne sûrement la modélisation du massif d'appui. Faute de connaître le comportement de ce type d'empilements aléatoires maçonnés, seule une

modélisation idéalisée était envisageable. La première opération a consisté à relever sur le terrain et pour les deux dents qui nous intéressaient, le profil de la surface de contact avec le mur. En effet, ce profil est différent d'une dent à l'autre. Ensuite, les premiers calculs où le déplacement des nœuds correspondants était simplement bloqué ont pu montrer que cette hypothèse était trop restrictive. La solution retenue vise donc à trouver un compromis pour permettre à cet appui de réagir comme dans la réalité : le massif est ramené à une surface coque quasi-rigide dont le comportement est réglé grâce à l'action de 4 ressorts identiques à comportement élastique (Fig. IV. 82).

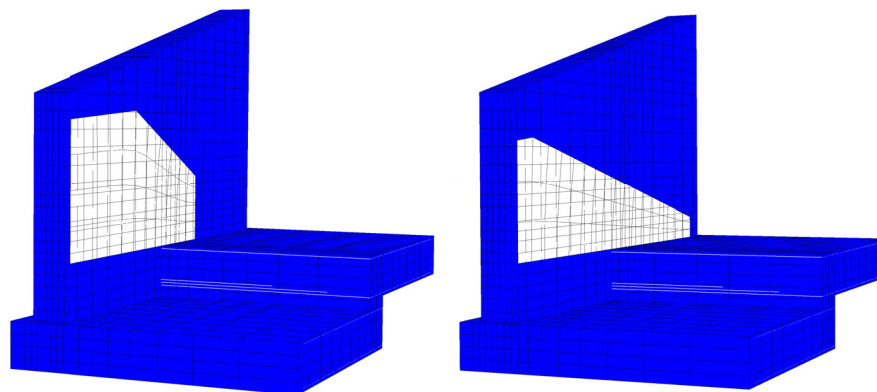


Fig. IV. 82 – Massif d'appui numérique derrière les dents n°9 et n°11

Pour ajuster la constante de raideur de ces ressorts et donc pour représenter correctement le comportement du massif d'enrochements, le seul renseignement à disposition est le décollement du massif par rapport aux deux murs détruits, de l'ordre de 5 mm. Nous avons donc considéré que ce déplacement était aussi celui des nœuds supérieurs de notre massif numérique au moment de l'initiation de la rupture sous sollicitation statique. Finalement, une valeur de 10^9 N/m pour la raideur des ressorts est apparue correcte.

A noter qu'avec plus de moyens et de renseignements, le modèle de comportement des ressorts, simplement linéaire en première approche ici, pourrait être amélioré en intégrant mieux la complexité du comportement du massif. Pour aller plus loin, une modélisation 3D du massif, intégrant une loi de comportement adéquate et avec interfaces frottantes avec le mur et la semelle, pourrait même être envisagée. Elle offrirait alors également la possibilité de l'étude de l'interaction avec le sol (notamment pour la dent n°11 qui a reculé). Dans ce qui suit, nous nous sommes limités à la résistance de l'ouvrage lui-même.

IV.6.4.2. Évaluation de la capacité résistante statique

IV.6.4.2.1. Comparaison avec les hypothèses de dimensionnement – dent sans appui

Une première information intéressante est issue de la comparaison entre la capacité résistante effective du mur avec les hypothèses de dimensionnement initiales. Pour cela un premier calcul est mené en imposant une pression uniforme incrémentale et quasi-statique

sur la face amont du mur et en examinant la contrainte dans les armatures verticales. Les nœuds inférieurs de la semelle sont ici encastres. Le résultat est obtenu en considérant la contrainte maximale dans toutes les armatures verticales et en déterminant la pression correspondant au moment d'atteinte de la limite de plastification.

Le caractère statique de la simulation a été vérifié en délimitant la gamme de vitesses de chargement où le calcul peut encore être considéré comme statique. En effet, de par l'utilisation d'un schéma d'intégration en temps explicite, il est crucial de simuler la durée la plus courte possible. Pour autant, il s'agit toujours de pouvoir garantir que les forces d'inertie restent négligeables. En pratique, différentes vitesses de chargement de cette pression "statique" ont été utilisées (de 50 kPa/s à 20000 kPa/s) : les résultats obtenus sont identiques jusqu'à une vitesse de montée en pression de 800 kPa/s et divergent ensuite. Par sécurité, une vitesse de chargement limitée à 250 kPa/s a été utilisée.

Avec cette vitesse, l'évolution de la contrainte maximale dans les trois couches d'armatures les plus intéressantes à l'amont ($\Phi 25$ intérieure et extérieure, $\Phi 32$ extérieure) est la suivante :

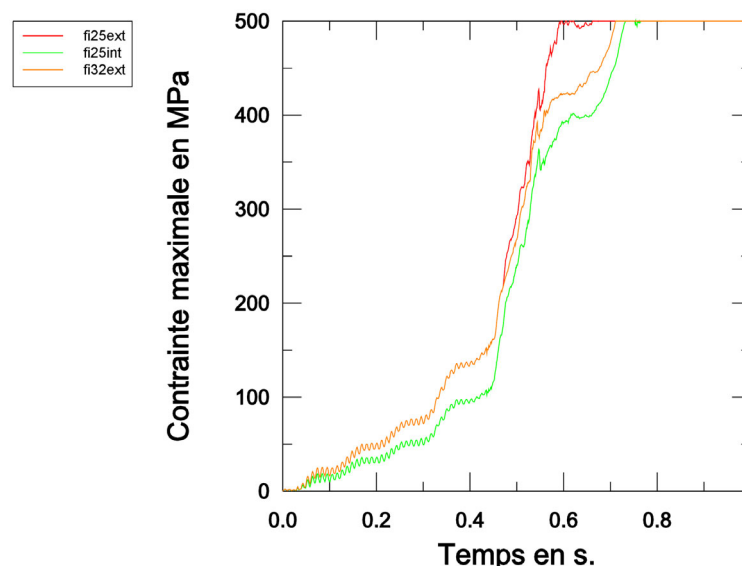


Fig. IV. 83 – Mur seul sous pression statique uniforme - Contrainte maximale dans les 3 principales couches d'armatures

On constate ainsi une première plastification d'armatures pour une pression statique uniforme de 148 kPa à comparer au diagramme de dimensionnement (Fig. IV. 64) : le mur lui-même résiste donc effectivement bien aux hypothèses initiales. A noter également un comportement relativement proche entre les différentes couches d'armatures : on retrouve notamment une première phase élastique suivie d'une montée plus rapide correspondant à l'endommagement du béton. Dans la suite, nous examinerons préférentiellement la couche amont extérieure d'armatures de 25 mm qui présente l'avantage de correctement couvrir la face amont du mur et de bien situer les zones de contraintes élevées.

IV.6.4.2.2. Influence du massif d'appui et des conditions aux limites

Dans les mêmes conditions que précédemment, la prise en compte du massif d'appui modifie de manière non négligeable la pression statique d'apparition de la première plastification d'armatures. On constate également une différence entre la dent n°11, où ce massif est plus important (et apporte un meilleur renfort), et la dent n°9 (Fig. IV. 84).

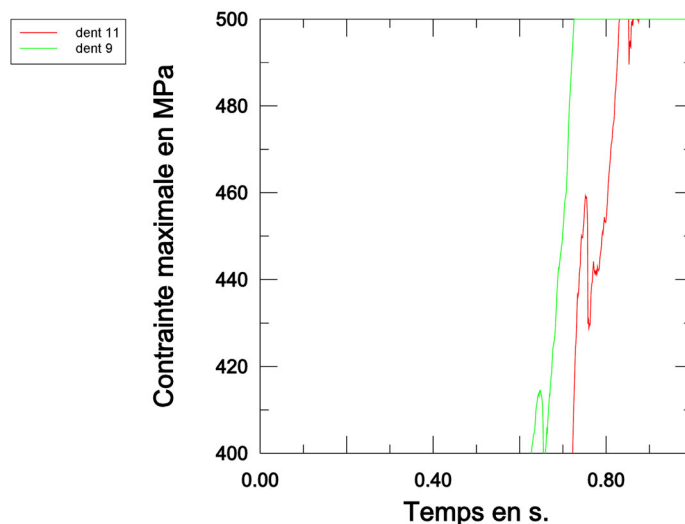


Fig. IV. 84 – Contrainte maximale dans les armatures verticales pour les dents n°9 et n°11 appuyées sur leur massif d'appui sous pression statique (à 250 kPa/s) uniforme

On obtient ainsi une première plastification, respectivement sous une pression statique de 181 kPa et 207 kPa pour les dents n°9 et n°11 soit un gain jusqu'à 40% apporté par le massif. Ce gain dépend aussi largement de sa qualité puisque pour la dent n°9, le gain est de moins de 23%.

Le calcul précédent a été mené en considérant dans tous les cas que la face inférieure des semelles est parfaitement encastree. Cette condition pouvant paraître plutôt stricte, un calcul où seul le tiers le plus éloigné du mur est encastree a été également mené. Dans ce cas, les phénomènes irréversibles se produisent préférentiellement dans le mur.

IV.6.4.2.3. Initiation de la rupture ou rupture effective?

Comme nous l'avons évoqué dans la partie III, la première plastification d'armature principale marque de manière précise le début des phénomènes irréversibles quantifiables pouvant mener à la rupture de l'ouvrage. Si notre choix de considérer ce critère fournit les valeurs précédentes de pression pour l'initiation conventionnelle de la rupture statique, il s'agit seulement d'une première information, certes quantitative et fiable, mais des éléments supplémentaires sont nécessaires pour mieux approcher la destruction des dents de Taconnaz.

En effet, pour des ouvrages aussi complexes, la première plastification d'armatures qui est une information très ponctuelle n'a finalement pas encore de répercussions macroscopiques sensibles. Ainsi, si la sollicitation devait s'arrêter à ce moment là, les conséquences sur l'ouvrage seraient visiblement négligeables.

La première plastification d'armatures marque donc correctement le début des phénomènes irréversibles liés à la rupture mais sous-estime la pression de rupture proprement dite. Pour aller plus loin, il est nécessaire d'examiner de manière un peu plus précise ce qui se passe ensuite, notamment au niveau de l'évolution de la contrainte au sein du ferrailage.

Nous considérons ici la dent seule sans son massif d'appui en figurant les armatures ayant atteint une contrainte au moins égale à 90% de leur limite élastique. On se rend compte que la zone correspondante de ferrailage devient représentative pour une pression bien supérieure aux 148 kPa évoqués précédemment.

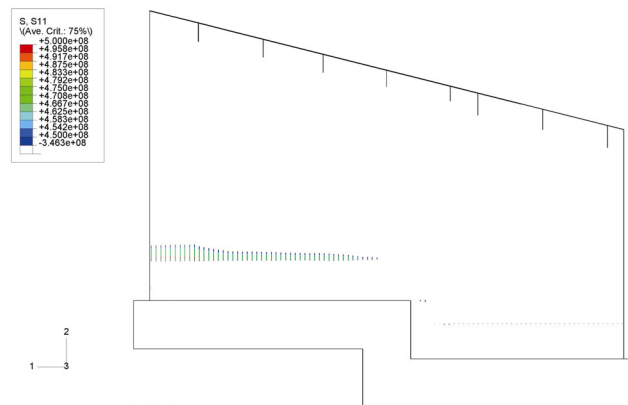


Fig. IV. 85 – Armatures ayant atteint 90% de leur limite élastique pour la dent sans appui soumise à une pression statique uniforme de 190 kPa

Ainsi, pour obtenir des armatures dans cette gamme de contrainte sur toute la largeur de la dent, il faut même dépasser les 220 kPa (Fig. IV. 86).

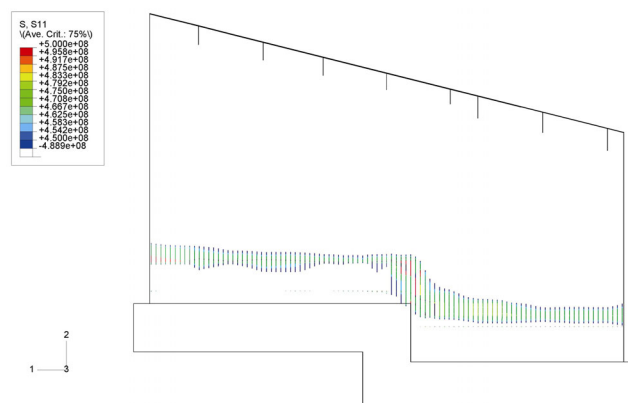


Fig. IV. 86 – Armatures ayant atteint 90% de leur limite élastique pour la dent sans appui soumise à une pression statique uniforme de 220 kPa

Cependant, si on considère les armatures effectivement plastifiées, on se rend compte de l'influence de la double semelle en escalier : la déformation de l'ouvrage en est largement perturbée. Le fait de ne pas avoir une flexion simple ne nous permet ainsi pas de pousser plus loin le raisonnement consistant à se baser sur une surface ou une ligne "représentative" plastifiée, par exemple simplement "traversante" d'une face.

En parallèle et en considérant une cinématique de rupture par basculement (avec perte d'équilibre) du coin supérieur, un déplacement en tête d'une demi-épaisseur de mur donne une valeur équivalente de pression de 280 kPa.

Comme déjà évoqué dans la partie III, il est donc difficile de conclure pour donner une valeur unique de pression de rupture. En considérant ce dernier critère de déplacement, la pression, toujours sous sollicitation statique, aurait ainsi dû être de 335 kPa pour la dent n°9 et 400 kPa pour la dent n°11 (en incluant les massifs d'appui). Bref, selon que l'on considère l'initiation des phénomènes conduisant à la rupture ou une situation cinématique de rupture avérée, la valeur obtenue varie dans une gamme qui va globalement du simple au double : la réponse doit donc être nuancée en fonction de l'état final constaté. Dans le cas présent, on peut imaginer que la rupture dans un cas statique se serait produite pour des pressions au moins égales aux valeurs les plus hautes évoquées ici.

IV.6.4.2.4. Zones préférentielles de rupture sous sollicitation uniforme

A partir des calculs statiques menés ici, il est intéressant d'examiner les zones préférentielles de rupture sous sollicitation uniforme, en particulier pour la dent n°11.

Sans massif d'appui et en considérant les armatures plastifiées, on peut remarquer l'influence du coin qui va concentrer les plastifications d'armatures et par conséquent, l'endommagement du béton.

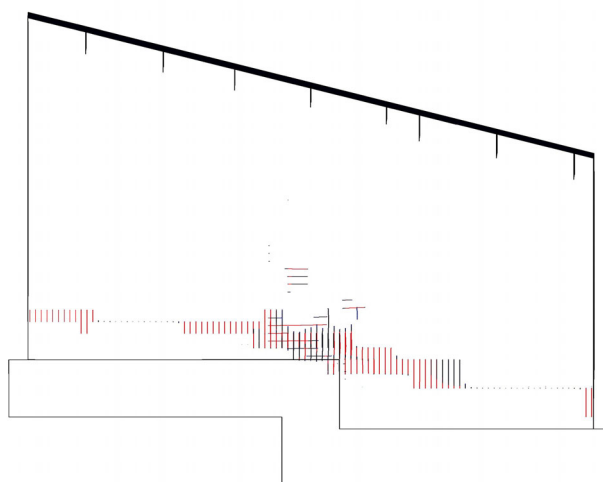


Fig. IV. 87 – Armatures plastifiées de la dent sans appui sous une pression statique de 280 kPa

Avec le massif d'appui, l'influence de ce coin est gommée et on retrouve des armatures (verticales mais aussi horizontales du fait de la torsion) plastifiées le long de la limite du massif (Fig. IV. 88). Leur localisation est majoritairement sous cette limite alors que la fracture réelle (et dynamique !) a eu lieu au-dessus.

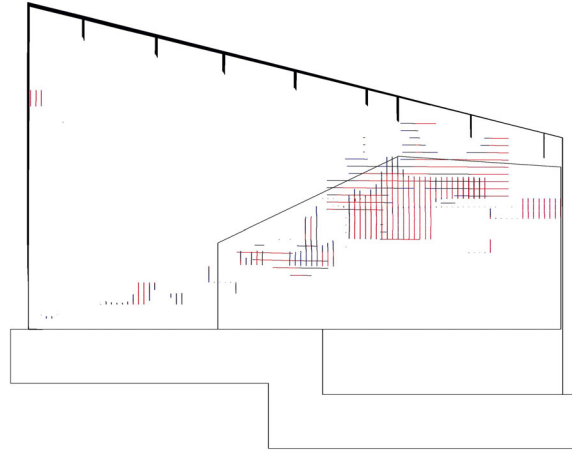


Fig. IV. 88 - Armatures plastifiées de la dent n°11 avec son appui sous une pression statique de 400 kPa

Dans les deux figures précédentes, on remarquera également la zone de faiblesse que représente la limite supérieure des armatures $\Phi 32$ provenant de la semelle. Si dans la réalité, elle correspond à l'extrémité de la fracture, on retrouve ici le fait qu'elle favorise la plastification des armatures $\Phi 25$. Par rapport au dimensionnement initial de l'ouvrage où le mur était ramené à une géométrie simple rectangulaire avec un moment maximum de flexion en pied, les conditions réelles favorisent donc une rupture dans cette zone.

En terme d'endommagement, on retrouve justement les mêmes caractéristiques pour cette fracture en face amont, qualitativement très proche du réseau de fissures décrit dans l'expertise de terrain (Fig. IV. 89) :

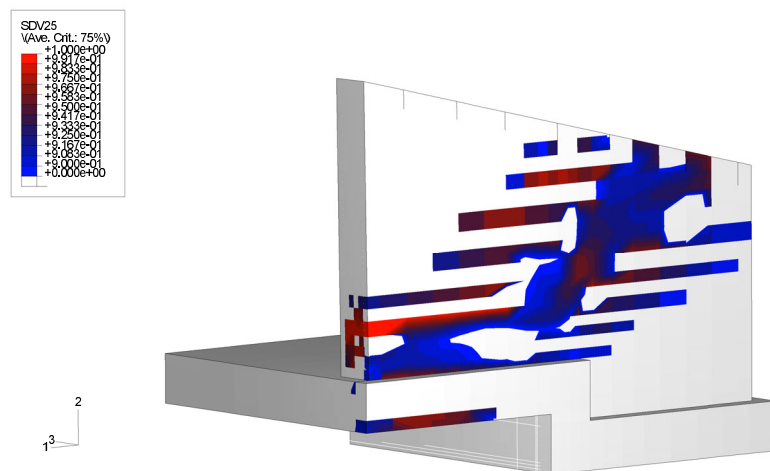


Fig. IV. 89 – Endommagement de traction (≥ 0.9) en face amont de la dent n°11 appuyée sur son massif et sous une pression statique uniforme de 330 kPa

IV.6.4.3. Dent n°11 sous sollicitation avalancheuse dynamique

IV.6.4.3.1. Modes propres de déformation

Malgré la faible connaissance de la sollicitation générée par une avalanche sur un obstacle, il est intéressant d'examiner les fréquences propres de notre ouvrage données par l'outil numérique pour s'assurer que les principaux modes de déformation n'ont pas pu être excités par l'avalanche. Dans ce cas en effet, la rupture peut être directement dynamique, due à la mise en résonance de l'ouvrage dont il faudrait tenir compte de manière spécifique pour mener notre analyse des dommages.

Ici, le mode de flexion simple du mur est de l'ordre de 14 Hz alors que les modes de battement horizontal et vertical correspondent à des fréquences respectives de 41 et 56 Hz. Dans le même temps, les périodes caractéristiques d'une avalanche correspondant à des montées en pression de l'ordre du centième au millième de seconde. Ainsi, en considérant les lacunes sur la sollicitation avalancheuse concernée, cet écart s'avère finalement suffisant quasiment à tout coup et si ce point devait être creusé avec plus d'éléments disponibles, notre analyse occulte ici la possibilité de cette mise en résonance.

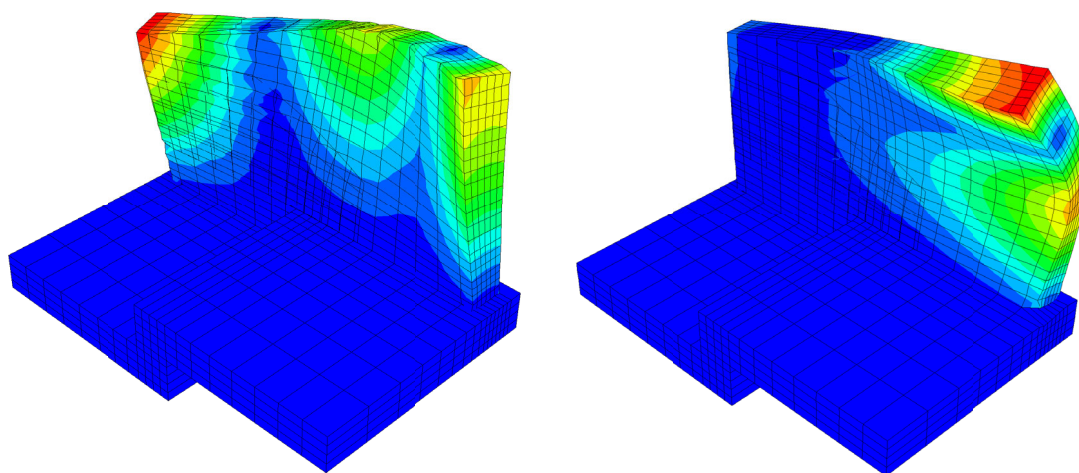


Fig. IV. 90 – Mode de battement horizontal et vertical de la dent n°11

IV.6.4.3.2. Influence de la vitesse de sollicitation

L'objectif est ici de montrer l'influence des aspects dynamiques et la possibilité d'endommager prématurément un ouvrage sous sollicitation rapide. Les calculs ont été menés dans les mêmes conditions que précédemment (dent n°11 avec son massif d'appui et en prenant en compte les effets de vitesse dans le comportement du matériau) sauf pour l'application de la pression qui n'est plus quasi-statique mais proche de l'évolution temporelle qu'on peut imaginer pour une avalanche. Rappelons que la limite du domaine "quasi-statique" est de l'ordre de vitesses de chargement de 800 kPa/s à partir desquelles les phénomènes inertiels ne sont plus négligeables.

Faute d'informations très claires à ce sujet (cf. partie V), le profil d'application retenu est le suivant (spatialement, la pression est toujours uniforme) :

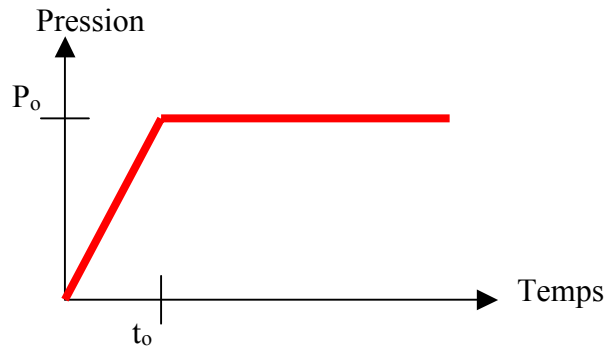


Fig. IV. 91 – Profil temporel type d'application de la pression avalancheuse

Volontairement, la pression P_0 est choisie égale à 190 kPa soit inférieure à la pression statique d'apparition de la première plastification d'armature (207 kPa). Quant au temps t_0 de montée au palier, différentes valeurs entre 0.001s et 0.1s ont été testées. Les résultats obtenus sont illustrés sur le graphe Fig. IV. 92:

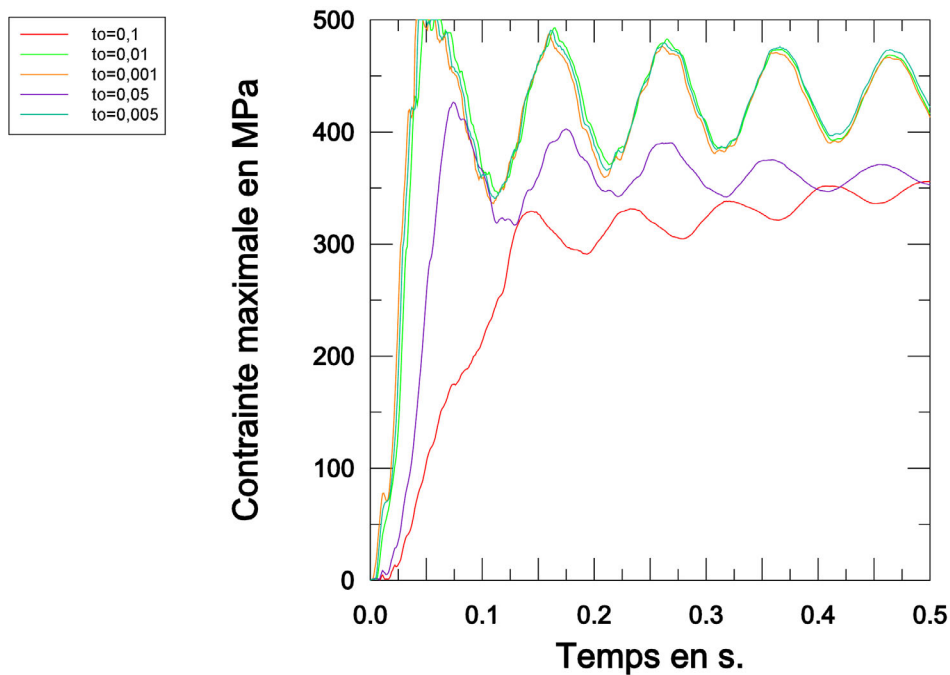


Fig. IV. 92 – Contrainte maximale dans les armatures en fonction du temps de montée t_0 au palier de 190 kPa

Le point intéressant à noter est le fait que l'on puisse atteindre des plastifications d'armatures alors que la pression appliquée reste inférieure à la capacité résistante statique de la dent. Cela signifie qu'un endommagement ou même la rupture de l'ouvrage peut

avoir lieu de manière prématurée avec une application dynamique de la pression en moins d'un centième de seconde.

En pratique, cette application dynamique de la pression se traduit par une accélération du mouvement de l'ouvrage et qui va l'entraîner ensuite par inertie pour dépasser la situation d'équilibre et générer les dommages (certaines des plastifications observées ont lieu alors que la pression est déjà stabilisée à la valeur de palier). En fonction de cette initiation du mouvement global du mur, la contrainte maximale dans les armatures est ensuite différente pendant le palier qui suit.

A noter que ces calculs dynamiques n'incluent pas de majoration particulière pour le comportement de l'acier des armatures ni même d'écroutissage pour sa partie plastique.

IV.6.4.3.3. Influence de chargements cycliques

Pour aller plus loin et alors que l'on sait que la sollicitation générée par une avalanche peut être relativement chahutée, certaines tentatives de calculs cycliques ont été menées. Ainsi, en considérant des cycles de 0.5s constitués d'une montée à 190 kPa en $t_0=0.005s$ suivie d'un palier de 0.3s et d'une décharge, on obtient le déplacement en tête suivant :

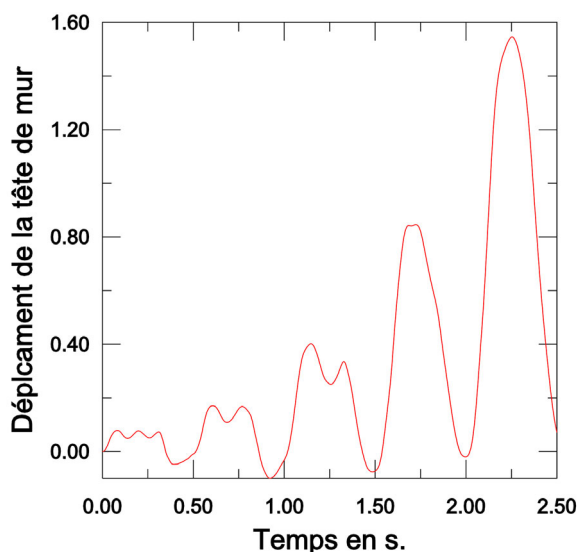


Fig. IV. 93 – Déplacement en tête de mur sous chargement cyclique (cycle montée+palier+décharge de 0.5s)

Pour des cycles identiques successifs on constate donc des mouvements d'amplitudes croissantes jusqu'à la rupture de la dent. Lors du quatrième cycle, le déplacement dépasse déjà la demi-épaisseur du mur.

Un autre effet a été découvert en simulant des chargements cycliques de faible intensité sans apparition d'effets irréversibles pour la flexion de l'amont vers l'aval. Les décharges élastiques génèrent l'endommagement progressif en face aval du mur ce qui conduit également à l'affaiblissement général de la structure. En effet, la très (et trop) forte

dissymétrie de ferrailage du mur de la dent (section d'armatures négligeable à l'aval) entraîne de forts dommages en traction dans cette partie lors du retour élastique lié à des décharges brutales. La figure suivante montre ainsi l'effet d'un chargement cyclique avec montée statique à 90% de la capacité résistante statique en 1s puis décharge brutale et pression nulle pendant 0.5s. Le déplacement en tête de mur illustre des effets de décharge de plus en plus forts qui génèrent rapidement l'apparition d'un endommagement en pied aval de mur. Cette situation peut donc être largement préjudiciable alors même que la pression proprement dite est loin des capacités "normales" de l'ouvrage, en particulier pour une avalanche aérosol [Clément 2002] où la succession de bouffées turbulentes entraîne des passages de pressions élevées suivis rapidement de périodes à pression faible voire inversée (pression plus élevée à l'aval qu'à l'amont). La contribution d'un tel effet par "pré-endommagement" pour la destruction des dents de Taconnaz ne peut pas être exclue !

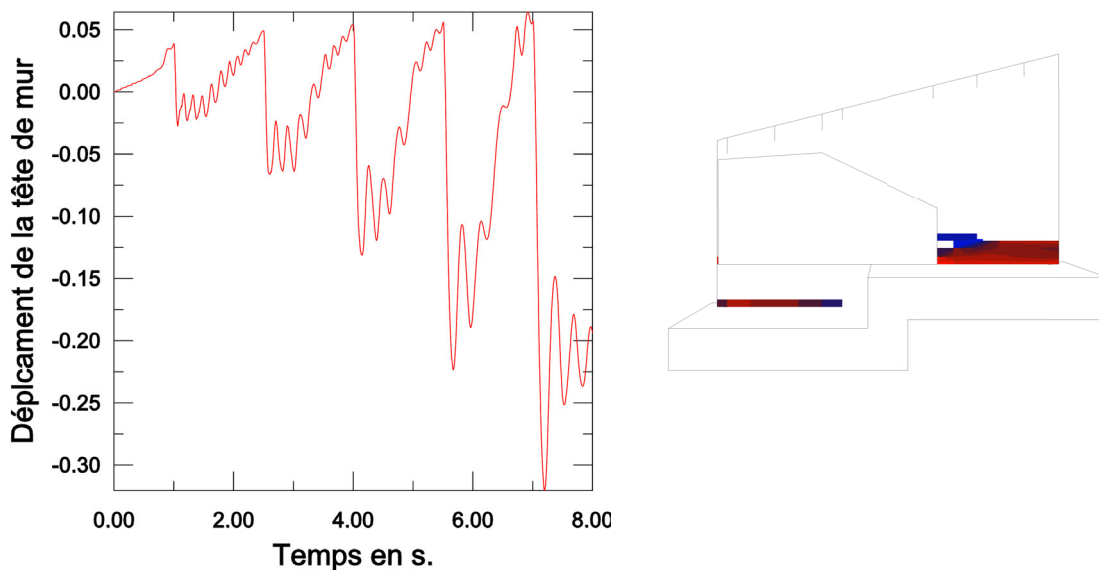


Fig. IV. 94 – Déplacement en tête de mur sous chargement cyclique (montée en pression inférieure à la valeur d'initiation de la rupture et décharge brutale) et endommagement (≥ 0.9) en pied aval de mur au bout de 2 cycles.

IV.6.4.4. Dent n°9 sous l'impact d'un bloc et sollicitation avalancheuse

IV.6.4.4.1. Prise en compte d'un bloc

Une visite sur le site de Taconnaz permet de percevoir la quantité de blocs charriée par les avalanches successives. Certains de ces blocs peuvent atteindre une taille considérable de plusieurs dizaines de mètres cubes et provoquer des impacts importants comme l'illustrent les photos suivantes (Fig. IV. 95).

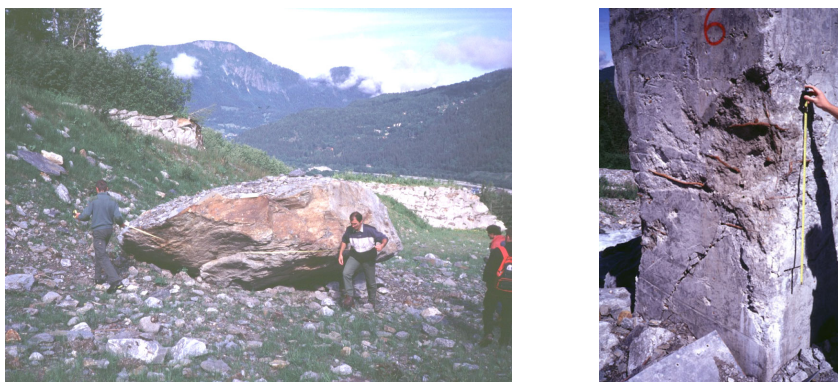


Fig. IV. 95 - Bloc transporté par une avalanche sur le site de Taconnaz et exemple d'impact

Pour approcher le scénario exhibé par le CETE pour la dent n°9 [LRPC 2002], il était donc intéressant de pouvoir intégrer la présence d'un bloc dans les simulations. Les calculs profitent ici de l'expérience acquise avec les dalles PSD en reprenant le même jeu de paramètres et la même "recette" (Fig. IV. 14).

Pour illustrer ce scénario, le bloc choisi est un bloc polyédrique à facettes (Fig. IV. 96) d'un peu moins de 5 m³, pesant 12 tonnes et animé d'une vitesse de 30 m/s comme s'il était transporté par l'écoulement d'avalanche (par simplicité, il n'est pas soumis à la pesanteur). Pour simplifier, ce bloc est également supposé en béton et endommageable.

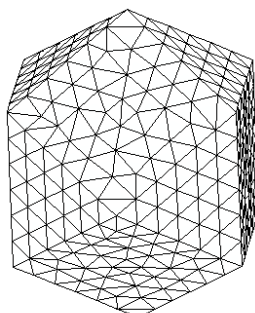


Fig. IV. 96 – Géométrie du bloc "rocheux"

IV.6.4.4.2. Influence du choc

L'influence du choc apparaît comme prépondérante pour l'évolution de l'ouvrage. Tout d'abord, ce choc génère un endommagement localisé dans la zone d'impact et en particulier en face aval (Fig. IV. 97). Cet aspect est à rapprocher de l'état du coin arraché de la dent n°9, déstructuré sur ses deux faces (Fig. IV. 71).

Ensuite, l'impact génère des oscillations du mur qui contribuent également à son endommagement, en particulier en face aval. En examinant la contrainte maximale dans les armatures amont, on constate ainsi que la première plastification d'armatures a lieu directement pendant l'impact. Il s'agit d'une plastification tout à fait localisée d'une armature dans une zone "secondaire" qui ne peut être directement considérée comme

représentative de l'état global de la structure. Cependant, et en imaginant le cumul avec un chargement sous pression statique uniforme, la dégradation liée à l'impact a une influence directe : les premières plastifications représentatives apparaissent alors dès 160 kPa ! Enfin, la carte d'endommagement en face amont (à comparer avec Fig. IV. 89) apparaît relativement différente à pression statique égale sous cette sollicitation cumulée : le faciès de fracture est moins évident même si on peut aussi imaginer qualitativement un arrachement du coin (Fig. IV. 98).

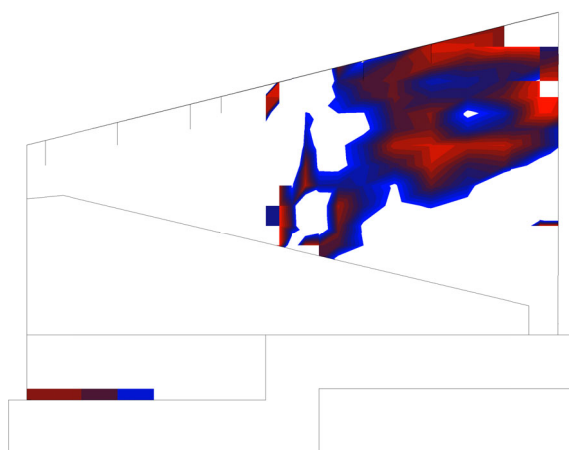


Fig. IV. 97- Endommagement de traction (≥ 0.9) en face aval de la dent n°9 suite à l'impact du bloc

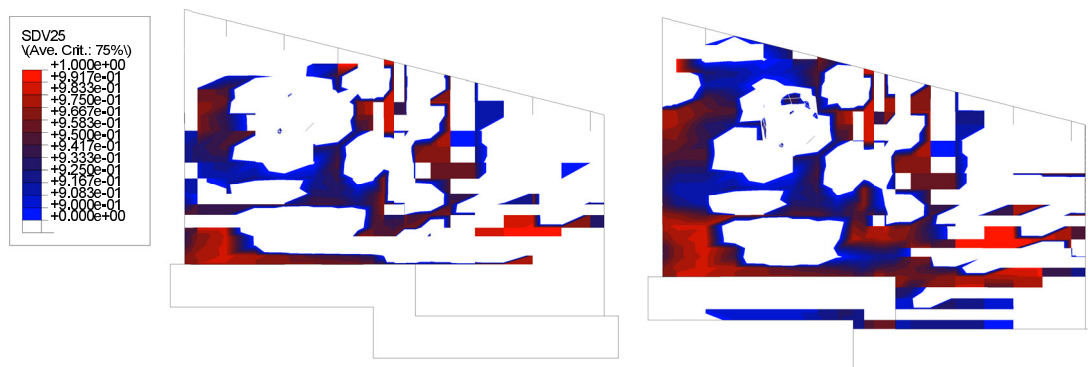


Fig. IV. 98 - Endommagement de traction (≥ 0.9) en face amont de la dent n°9 suite à l'impact et cumulé avec une pression statique uniforme de 330 kPa

Au final et en considérant le cumul avec une pression dynamique ($t_0=0.01s$), on obtient ainsi une rupture avérée dès $P_0=150$ kPa contre plus de 300 kPa en statique sans bloc. Ces premiers résultats permettent d'apporter des éléments quantitatifs supplémentaires et ouvrent également de nouvelles perspectives notamment pour mener des études paramétriques sur l'influence de tel ou tel paramètre. En particulier, l'influence du bloc dépend forcément de son énergie cinétique : son effet pourra être tout à fait localisé, créer un pré-endommagement pour faciliter la rupture sous la pression avalancheuse ou même directement arracher le coin du mur selon l'intensité de cette énergie !

IV.6.5. Bilan de la destruction des dents défectives du dispositif de Tacconnaz

L'expertise de la destruction des dents n°9 et n°11 du dispositif paravalanche de Tacconnaz apporte des éléments intéressants concernant les ouvrages rigides soumis aux avalanches et l'influence mutuelle écoulement-obstacle dans une situation réelle. En particulier, l'introduction du scénario d'impact pour la dent n°9 est sûrement un des points marquants de l'analyse de terrain.

Surtout, cette expertise doit être l'occasion de tirer les enseignements nécessaires pour une meilleure conception de ce type d'ouvrages. Bien sûr, il ne s'agit pas ici de faire le procès des concepteurs de ces ouvrages qui à l'époque s'avançaient dans un domaine mal connu avec des moyens limités et sur un site exceptionnel pour ses écoulements. A leur place, nous n'aurions sûrement pas fait mieux !

Tout d'abord, il faut ainsi signaler que la (mauvaise) projection selon une direction unique de la sollicitation de référence a clairement été une des causes principales de cette destruction en sous-estimant de manière vitale la pression normale de dimensionnement. Initialement, cette sollicitation prévoyait en effet une pression maximale linéaire entre 180 kPa et 300 kPa sur la hauteur des dents ce qui laisse augurer d'une capacité résistante effective peut-être suffisante par le jeu des coefficients de sécurité! Par ailleurs et même si ces ouvrages ont une fonction défective par définition, une hypothèse de sollicitation normale aurait été plus adaptée pour prendre en compte l'incertitude quant à la direction de sollicitation réelle (et qui allait toucher les dents, placées en éventail, de toute façon selon des angles différents). Pour en finir avec le dimensionnement quantitatif du mur, il faut aussi signaler la nécessité de prendre en compte les aspects dynamiques comme le montre la partie correspondante de l'étude numérique.

Ensuite et en considérant que l'avalanche du 11 février 1999 était effectivement exceptionnelle et dépassait les hypothèses de référence choisies initialement, un certain nombre d'améliorations auraient quand même pu augmenter les capacités des dents. Le premier point concerne le massif d'appui dont on constate qu'il n'a pas seulement une fonction de lest mais également de renfort et qu'il participe activement à la résistance de l'ouvrage. Plutôt que d'être un simple "bricolage" de chantier, un dimensionnement, géométrique et mécanique plus soigné aurait pu apporter un avantage certain comme le montre déjà l'écart de résistance entre la dent n°9 et n°11.

Le point suivant qui marque a priori le plus gros "défaut" de ces dents concerne leur ferrailage. Sur le principe, il n'y a a priori rien à redire quant au dimensionnement du ferrailage amont à la flexion. En revanche, l'absence de ferrailage transversal contre le cisaillement a sûrement favorisé les effets de délaminage et de destruction du béton d'enrobage constatés sur le site. De même et comme cela a pu être montré numériquement, la faiblesse du ferrailage aval peut être critique en cas de sollicitation dynamique

"chahutée" : autant d'éléments qui prêchent en faveur d'une véritable cage d'armatures avec liaison réelle entre les couches amont et aval.

Enfin, le fait d'utiliser une double semelle de fondation crée une zone sensible en générant des comportements particuliers de déformation et qui ne sont pas pris en compte lors du dimensionnement sous hypothèse plus simple par exemple de flexion. Il en est de même avec le massif d'appui qui peut amener la plastification d'armatures horizontales pourtant non spécifiquement dimensionnées. Le fait de pouvoir prendre en compte ces particularités est donc primordial pour des ouvrages sollicités de manière aussi extrême et parfois très proche (voire au-dessus...) de leur capacité limite.

En conclusion, il y a de multiples intérêts à mener des simulations numériques les plus exhaustives possibles comme celles présentées ici : elles pourront fournir des éléments quantitatifs ou permettre au moins d'exhiber des influences paramétriques pour optimiser la conception et le dimensionnement des ouvrages. En particulier, la possibilité de pouvoir évaluer l'état du matériau en intégrant un comportement réaliste dans un modèle tridimensionnel sollicité en dynamique apparaît comme l'avantage prépondérant des outils utilisés ici.

Dans le cas présent, il reste cependant à se poser la question cruciale dans un domaine appliqué comme celui des risques naturels : les conditions sont-elles finalement réunies pour envisager sereinement ce type d'ouvrages en béton armé dans cette situation. Aux contraintes de dimensionnement s'ajoute en particulier le problème des impacts rocheux. Une partie de la réponse réside ainsi dans l'amélioration du ferrailage notamment pour reprendre le poinçonnement : les dalles PSD sont ici une preuve de la capacité d'un ouvrage en béton à pouvoir subir ce type de sollicitation. En revanche, la durabilité de ces ouvrages pose encore question et une solution reste à être trouvée pour limiter les effets, même uniquement locaux, de ces chocs.

IV.7. Conclusion

Cette partie montre les capacités des outils numériques utilisés pour leur application au domaine des ouvrages de protection liés aux aléas gravitaires rapides. La modélisation des essais maîtrisés sur dalle PSD confirme ainsi le potentiel de ces outils pour simuler qualitativement et quantitativement le comportement dynamique d'une structure complexe soumise à un choc et pour en évaluer l'état. A partir de là, ce potentiel peut être étendu au cas de sollicitations dynamiques réparties de type pression et pour aborder numériquement l'analyse en retour de cas de pathologies comme la destruction des dents déflectrices du dispositif paravalanche de Tacconnaz. Couplé à une expertise de terrain et en autorisant une modélisation réaliste de l'ouvrage en situation, ces outils apportent des éléments d'analyse supplémentaires pour mieux comprendre les effets de la sollicitation et progresser sur l'influence mutuelle phénomène-ouvrage. Au final, ce travail permet d'avancer vers la mise au point d'outils présentant un bon compromis pour réaliser des expérimentations ou même des expertises numériques, c'est-à-dire de pouvoir mener des simulations fiables et représentatives de la réalité sans recourir forcément à de nouvelles mesures expérimentales ou à des recalages.

A partir de là et pour finaliser cet objectif, un certain nombre d'améliorations apparaissent cependant nécessaires et sont abordées dans la partie suivante : la première voie concerne l'allègement des calculs alors que la seconde aborde la délicate question de la connaissance de la sollicitation. En effet et l'exemple des dents de Tacconnaz l'illustre parfaitement, faute d'une connaissance suffisante sur l'action, un certain nombre de choix sont faits parfois de manière arbitraire et toujours de manière insatisfaisante pour définir les caractéristiques du chargement selon différents scénarios [Berthet-Rambaud & al 2004a]. Bien entendu, il n'est pas raisonnable d'imaginer à court ou même moyen terme une situation où la sollicitation serait connue avec précision dans tous les cas. Simplement, il manque encore quelques éléments fiables de connaissance pour pouvoir ensuite mener les simulations dans de bonnes conditions.

V. Axes de développement et perspectives pour une application opérationnelle

Je sais la profondeur abyssale qui sépare l'idée de sa réalisation car, tout au long de ma vie, j'ai travaillé de mes mains autant que j'ai réfléchi et calculé. Mais l'idée est à la base de tout !

Konstantine Edouardovitch TSIOLKOVSKI

1857 – 1935

V.1. INTRODUCTION	193
V.2. DES MODÉLISATIONS SIMPLIFIÉES	195
V.3. CARACTÉRISATION DE LA SOLLICITATION AVALANCHEUSE PAR ANALYSE EN RETOUR DU COMPORTEMENT DE STRUCTURES MÉTALLIQUES	198
V.3.1. INTRODUCTION	198
V.3.2. ÉTAT DES CONNAISSANCES SUR LA SOLLICITATION AVALANCHEUSE.....	199
V.3.2.1. <i>Vitesse, densité et pression</i>	199
V.3.2.2. <i>Répartition spatiale de la pression</i>	201
V.3.2.2.1. La pression fonction de la structure de l'écoulement	201
V.3.2.2.1.1. Le manteau neigeux initialement présent	201
V.3.2.2.1.2. La couche dense.....	202
V.3.2.2.1.3. L'aérosol.....	203
V.3.2.2.2. Superposition et coexistence des couches	203
V.3.2.3. <i>Interaction avec l'obstacle</i>	205
V.3.2.4. <i>Évolution temporelle de la pression</i>	206
V.3.2.5. <i>Une information à compléter pour le cas des ouvrages réels</i>	207
V.3.2.6. <i>Direction de la sollicitation</i>	208
V.3.3. UNE NOUVELLE CAMPAGNE EXPÉRIMENTALE : OBJECTIFS & MOYENS	209
V.3.3.1. <i>L'obtention de profils spatio-temporels fiables</i>	209
V.3.3.2. <i>Un principe de mesure novateur et original pour le domaine des avalanches</i>	210
V.3.3.3. <i>Un compromis expérimental entre avalanches et structures</i>	212
V.3.4. LE DISPOSITIF EXPÉRIMENTAL	213
V.3.4.1. <i>Le site du Lautaret</i>	213
V.3.4.2. <i>Les expérimentations mises en place : des (micro)-structures fusibles comme macro-capteurs</i>	216
V.3.5. LES MESURES EFFECTUÉES – RÉSULTATS	219
V.3.5.1. <i>Préambule</i>	219
V.3.5.2. <i>Une opération en images</i>	220
V.3.5.3. <i>Profils de la pression maximale – saison 2002-2003</i>	221
V.3.5.4. <i>Évolution temporelle de la pression – saison 2003-2004</i>	226
V.3.5.5. <i>Bilan pour des profils spatio-temporels fiables</i>	236
V.3.6. PERSPECTIVES	236

V.1. Introduction

Le bilan de la partie précédente montre clairement les capacités des outils de simulation utilisés et les perspectives que ceux-ci laissent entrevoir pour une application opérationnelle. En particulier pour le domaine des ouvrages soumis aux phénomènes gravitaires rapides qui nous intéresse, la possibilité de mener ces expérimentations numériques doit permettre d'améliorer la conception et donc le niveau de protection. A ce titre, la prise en compte des aspects dynamiques, mal considérés dans les pratiques actuelles pour déterminer les capacités effectives d'un ouvrage, est particulièrement intéressante. Ensuite, la capacité à qualifier l'état d'un ouvrage via la distribution de l'endommagement doit également fournir des éléments nouveaux quant à la gestion et à la maintenance de ces ouvrages. Ce point serait d'ailleurs à coupler avec des moyens d'évaluation des effets du vieillissement en conditions réelles et même souvent difficiles voire extrêmes dans notre cas.

Cependant, ce travail montre également deux lacunes principales pour lesquelles nous tâchons d'apporter ici quelques éléments de développement. Il s'agit avant tout de baliser un certain nombre de directions pour les suites de cette thèse initialement très ouverte. En effet, s'il a pu être montré que les outils utilisés fonctionnaient correctement, encore faut-il être capable de les rendre applicables dans un contexte opérationnel. Cette adaptation constitue à notre avis la prochaine étape cruciale pour envisager de faire progresser les pratiques actuelles à la mesure des outils et connaissances existants.

Ainsi, la première difficulté à combler concerne la mise en place des calculs pour pouvoir envisager de les mener en bureau d'étude et non pas uniquement en laboratoire de recherche. Pour cela, l'utilisation par le modèle PRM de paramètres physiques est un premier bon point. Simplement et sans même parler d'ergonomie ou d'interfaçage des calculs (alors que ce point ne doit pas non plus être négligé au final), il est nécessaire de trouver le bon compromis entre coûts de calcul (au sens large) et qualité des résultats : tout d'abord, des temps de calcul de plusieurs heures voire plusieurs jours sont largement rédhibitoires. De même, la modélisation détaillée de structures complètes et complexes n'est concevable que dans quelques cas particuliers. En effet, sa mise en place nécessite une certaine expérience dont l'acquisition n'est pas toujours possible. Il s'agit donc de développer des outils de simulation adaptés grâce à une certaine dégradation des modélisations. Cette simplification ne signifie pas pour autant que les moyens développés doivent finir par être simplistes mais au contraire toujours garant d'une certaine qualité : dans ces conditions, celle-ci ne doit pas s'entendre en terme de précision absolue et exhaustive mais en terme de représentativité des principaux phénomènes mécaniques en jeu pour apporter des éléments nouveaux à l'ingénieur et compléter les approches réglementaires à bon escient.

La seconde lacune bien palpable au niveau de l'étude des dents défectives de Tacconnaz concerne la connaissance des phénomènes naturels eux-mêmes et surtout de la sollicitation qu'ils sont capables de générer. Par sollicitation, il faut entendre l'action appliquée sur l'ouvrage et sa répartition dans le temps et dans l'espace. Faute d'un minimum d'information à ce niveau, il est en effet difficile de mener des calculs fiables. Cependant et pour être réaliste, il paraît illusoire, au moins à court terme, d'être capable de prédire précisément cette sollicitation. Tout d'abord, il faut bien comprendre qu'un ouvrage donné ne va pas subir un seul type d'événement, répétitif et toujours identique. A chaque manifestation de la nature, le phénomène engendré va être différent et dépendre des conditions du moment (en particulier de la quantité et de la qualité de la neige en place pour les avalanches). Ceci explique la démarche actuelle basée sur la donnée d'un phénomène de référence défini par un expert et censé être représentatif des caractéristiques maximales attendues sur le site concerné. Par ailleurs et quand bien même un phénomène particulier aurait pu être identifié, l'état actuel des connaissances ne permet pas d'en définir la sollicitation correspondante. En effet, si les événements, leur initiation, leur propagation et leur développement sont étudiés depuis de nombreuses années avec des réponses plus ou moins performantes à ces questions difficiles, il n'en est pas de même et de manière assez étonnante, pour leur interaction avec un obstacle et en particulier un ouvrage. Aujourd'hui, cette interaction est étudiée de manière très récente et reste encore très mal connue.

Pour progresser sur ce point, plusieurs directions de recherche sont possibles et qui concernent les deux volets symétriques de ce problème : l'influence du phénomène sur l'ouvrage et inversement, l'influence de la présence de l'ouvrage sur l'évolution du phénomène. Globalement, il nous semble cependant que la priorité est de mener des observations "à la source" sur la manifestation naturelle elle-même pour correctement la comprendre et l'appréhender avant d'envisager des développements plus théoriques permettant de formaliser et d'étendre les connaissances acquises (par exemple en étudiant l'influence de tel ou tel paramètre). Par ailleurs, il faut également souligner que ces mesures expérimentales sont de toute façon indispensables pour ensuite valider les développements effectués. Un autre intérêt est de pouvoir fournir, à partir de ces mesures et d'un minimum d'analyse, des éléments nouveaux directement et rapidement profitables à la démarche experte : dans ces conditions et puisqu'on ne peut se passer a priori de la définition de scénarios, il s'agit donc au moins d'apporter des informations fiables quant à l'application de la sollicitation pour pouvoir assurer ces scénarios d'un certain réalisme.

Ceci nous a conduit à initier une campagne expérimentale originale pour la mesure de la sollicitation avalancheuse et décrite dans la suite. Dans le domaine des chutes de blocs, cet aspect particulier doit aussi être abordé : les expérimentations menées par le LOCIE sur les dalles PSD apportent des premiers éléments très intéressants qu'il s'agit de compléter pour qualifier la sollicitation dans une situation réelle et notamment en fonction du type et de la forme du bloc. Les outils numériques utilisés ici ou équivalents pour d'autres types d'ouvrages et la future station expérimentale de chutes de blocs du Ministère de l'Équipement (LCPC et CETE Lyon) devraient constituer une combinaison optimale.

V.2. Des modélisations simplifiées

Cette partie est une rapide revue bibliographique des moyens de modélisation simplifiée disponibles pour envisager le développement de simulations adaptées. En effet, les différentes parties de cette thèse montrent chacune à leur niveau l'importance des aspects dynamiques et de la prise en compte des effets non-linéaires liés au comportement du matériau béton pour les ouvrages soumis directement aux chutes de blocs mais aussi aux avalanches. Une perspective sera donc d'être capable de proposer à terme des outils numériques permettant de prendre en compte principalement ces deux aspects tout en restant compatibles et cohérents avec les contraintes et le contexte des bureaux d'études pour en envisager le transfert opérationnel.

Ce passage nécessite ainsi de trouver le bon compromis entre facilité de mise en œuvre des simulations (à tous points de vue y compris les temps de calcul) et richesse des résultats par la prise en compte des principaux phénomènes physiques en jeu. Considérant que la mise en place du calcul lui-même est un problème à part entière qui dépend notamment de la qualité de l'interfaçage et de l'ergonomie de l'outil, nous n'aborderons ici que la question de la modélisation de l'ouvrage proprement dite.

Pour cela et vu les résultats obtenus précédemment, la combinaison d'un modèle d'endommagement pour le matériau béton à une approche "éléments finis" non linéaire nous fournit une base de départ intéressante. De même, le modèle PRM apporte une réponse tout à fait satisfaisante pour le comportement du matériau et présente l'avantage, en terme d'usage, de fonctionner à partir de paramètres physiques bien appréhendés par l'ingénieur. Les plus grosses améliorations doivent donc concerner la modélisation de l'ouvrage lui-même.

En fait, un certain nombre de développements existent déjà à ce niveau et de nombreuses références sont disponibles dans la littérature, qui concernent notamment l'utilisation d'éléments poutres multicouches (pour les comportements 2D principalement) ou même multifibres. L'intérêt est ici de représenter l'ouvrage de manière simplifiée uniquement à l'aide de ces éléments qui permettent également de prendre en compte la présence d'armatures grâce à des couches homogénéisées acier-béton. Il faut rappeler ici qu'une méthode simplifiée n'est pas une méthode simpliste mais plutôt une stratégie de calcul différente [Ghavamian & Mazars 1998] pour répondre à certains objectifs.

Les principaux avantages en sont :

- Un temps de calcul réduit très intéressant notamment pour des problèmes fortement non linéaires et permettant de réaliser plus facilement des études paramétriques
- L'obtention rapide des résultats essentiels grâce à une modélisation plus légère des structures
- Une cohérence entre le degré de complexité du modèle et la qualité de connaissance de la sollicitation.

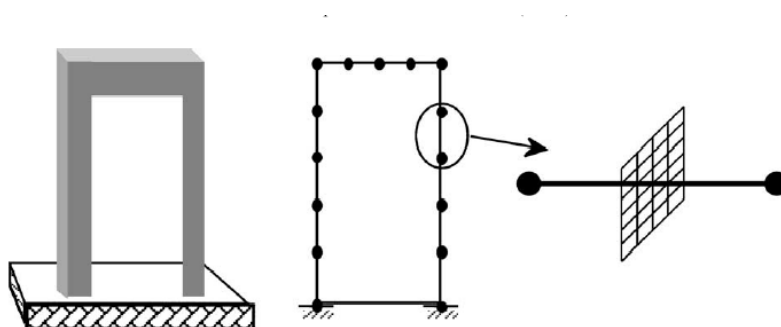


Fig. V. 1 – Représentation d'un portique à partir de couches multifibres [Davenne & al 2003]

Cette modélisation d'un ouvrage tridimensionnel par des éléments mono-dimensionnels améliorés [Anthoine & al 1997], a pu donner de très bons résultats dans le domaine parasismique [Davenne & al 2003] notamment pour modéliser des ouvrages comme des bâtiments à plusieurs étages [Mazars & al 2003] [Abbasi & al 2004]. En particulier, le développement du code EFICOS (Éléments Finis à COuches Superposées [Mazars & al 1998]) apporte déjà une première réponse.

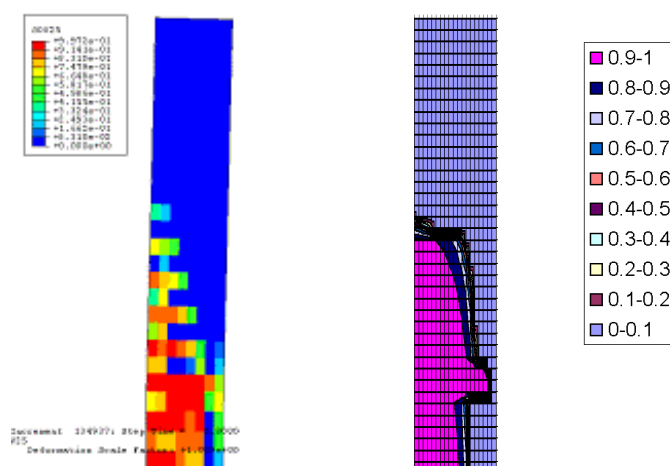


Fig. V. 2– Endommagement transversal d'une tranche du mur des dents de Taconnaz sous pression uniforme, obtenu respectivement avec un modèle tridimensionnel Abaqus et avec un modèle à éléments poutres multicouches sous Eficof.

Ces approches, également appliquées à d'autres types de chargements dynamiques [Cela 1998] semblent donc tout à fait utilisables dans le cas qui nous intéresse des ouvrages de protection soumis aux phénomènes naturels gravitaires rapides. En fait, cette question qui n'a pas été spécifiquement approfondie pendant cette thèse, a déjà pu être en partie abordée pour les murs paravalanches [Berthet-Rambaud 2001] avec des résultats probants, également pour localiser les zones endommagées (Fig. V. 2).

En conclusion, ces approches semblent avoir le potentiel nécessaire pour répondre au besoin exprimé. Cependant, un certain nombre de développements paraissent nécessaires pour régler deux aspects majeurs:

- Le premier concerne la prise en compte de la sollicitation : si l'action d'une pression répartie du type sollicitation avalancheuse (sans aborder le problème de sa définition abordé dans le paragraphe suivant), il n'en est pas de même pour le cas d'impacts rocheux. La meilleure solution semble être d'appliquer le diagramme de la force d'impact en fonction du temps au point considéré. La difficulté principale sera de définir la forme de ce diagramme [Bangash 1993] en étant également capable de relier celui-ci au phénomène considéré en fonction des caractéristiques du projectile... mais aussi de la structure testée. Pour les impacts de plus gros blocs, le problème sera d'appréhender l'application de cette sollicitation sur une zone plus que sur un point unique.
- Le second aspect concerne le fonctionnement tridimensionnel des ouvrages : en effet, si certaines situations peuvent être ramenées au calcul dans une section donnée, la plupart des cas nécessitent de prendre en compte le "reste" de l'ouvrage ou l'influence "à distance" de conditions aux limites particulières. Pour les dents de Tacconnaz, il s'agit ainsi d'être capable de simuler le comportement d'une section donnée (par exemple la plus déformée à l'extrémité) en tenant compte de la présence du massif d'appui qui n'est pourtant pas dans la section considérée. De même, pour le calcul des dalles PSD, la modélisation du problème par une force simplement sur une poutre représentant la section au droit de l'impact n'est pas satisfaisante sauf à intégrer d'une certaine manière la rigidité du reste de la dalle. Pour ce cas particulier, l'utilisation de plaques multicouches couplée à des conditions aux limites particulières peut également être une autre piste intéressante [Fernandes & Venturini 2002].

A partir de là et du travail de validation nécessaire, il devrait être alors possible de proposer une première solution capable de prendre en compte les spécificités de la simulation des ouvrages en béton armé soumis aux phénomènes gravitaires rapides.

V.3. Caractérisation de la sollicitation avalancheuse par analyse en retour du comportement de structures métalliques

V.3.1. Introduction

Comme nous pouvons régulièrement le constater, les phénomènes avalancheux restent une menace bien réelle pour tous les enjeux en zone de montagne [McClung & Schaerer, 1993] [OFEFP 1999] [Glass & al 2000]. Avec le développement des zones habitées mais aussi le maintien hivernal d'un réseau étendu d'infrastructures et d'équipements à des altitudes élevées, la gestion de ce risque devient une priorité s'inscrivant dans les problématiques plus larges de sécurité publique et d'aménagement du territoire. Cette gestion, qui vise à diminuer le risque, passe notamment par une meilleure évaluation de la vulnérabilité des zones concernées pour adapter ensuite les mesures de protection à mettre en œuvre et notamment la construction d'ouvrages de protection adéquats.

Or comme nous l'avons montré précédemment, il existe aujourd'hui un certain nombre de moyens performants pour concevoir et construire mieux les ouvrages de génie civil, dans des contextes et selon des spécifications délicates. Ces progrès ouvrent notamment des perspectives pour la modélisation et le calcul d'ouvrages à géométries complexes, tridimensionnelles en tenant compte du comportement réel du matériau mais aussi sous des actions complexes sur le plan de la répartition spatiale et temporelle de la charge. Cependant, régler la question de la modélisation et du calcul mécanique des ouvrages soumis aux avalanches, ne suffit pas : encore faut-il être capable d'introduire dans la simulation des données d'entrée réalistes notamment quant à la sollicitation appliquée. La connaissance des caractéristiques de l'action reste donc nécessaire pour une approche logique et cohérente.

Or, la recherche n'a pas encore complètement appréhendé l'action d'une avalanche de neige et ses effets [Berthet-Rambaud & al 2004c]. Des valeurs de pression ont été effectivement mesurées mais ces données ont rarement été exploitées pour le but spécifique de la conception en génie-civil, d'autant plus qu'il est apparu longtemps inconcevable de construire des structures dans ces conditions [LaChapelle 1977]. Ensuite, certains phénomènes tels que l'apparition d'une zone de stagnation ou zone morte à l'amont de l'obstacle [Faug & al 2002] sont rarement pris en compte. A ce titre, l'influence de l'obstacle sur l'écoulement d'avalanche et par conséquent sur son action ne peut pas être

estimée correctement quand la mesure repose uniquement sur des capteurs classiques utilisés de manière non perturbatrice. Ainsi, il manque encore des éléments d'information pour les structures réalistes dans un écoulement avalancheux.

V.3.2. État des connaissances sur la sollicitation avalancheuse

La connaissance des caractéristiques de l'impact d'une avalanche sur un obstacle rigide est encore très partielle et de toute façon bien en deçà des capacités des outils de calcul de structures disponibles actuellement pour constituer une donnée d'entrée éprouvée. Pour ce qui nous intéresse à savoir la répartition spatio-temporelle de la pression sur l'obstacle au cours du passage de l'avalanche, peu d'éléments sont finalement disponibles pour exhiber des profils fiables utilisables ensuite en conception génie-civil. Les éléments qui suivent concernent ainsi uniquement le domaine de la sollicitation avalancheuse sans considérer l'ensemble du phénomène avalanche, étudié par ailleurs comme sujet à part entière.

V.3.2.1. Vitesse, densité et pression...

La pression est le paramètre crucial pour notre contexte. Il s'agit bien de la pression engendrée par l'avalanche et subie par l'obstacle et pas simplement la pression au sein de l'écoulement. Cette pression est directement influencée par l'obstacle lui-même, sa géométrie mais aussi sa réponse liée à ses propriétés mécaniques [Haehnel & Daly 2002] : comme pour d'autres phénomènes naturels mais de manière relativement nouvelle, il est important de considérer ici l'ensemble du problème de l'interaction phénomène-obstacle. De ce point de vue, nous considérerons ici la question des ouvrages plutôt rigides.

En pratique, si la pression peut être mesurée par différents moyens, il réside cependant un certain nombre de difficultés expérimentales [Schaerer & Salway 1980] [Marco 1994]. En effet, il faut déjà pouvoir utiliser un site expérimental suffisamment aménagé et du matériel adéquat pour permettre ces mesures : seulement quelques sites sont encore effectivement actifs dans le monde [Naaim & Naaim 2004]. Ensuite, il faut disposer d'avalanches. Or, si celles-ci peuvent être déclenchées artificiellement, il faut quand même que la réserve de neige dans la zone de départ ait pu s'accumuler ou se renouveler suffisamment, ce qui limite aussi le nombre d'expériences. Enfin, étant donné l'intensité et la complexité des phénomènes en jeu, il reste à obtenir des mesures avec suffisamment d'informations exploitables et fiables pour exhiber les profils souhaités. Autant de difficultés qui font qu'actuellement, le volume de données directement disponibles [Schaerer & Salway 1980] [Norem & al 1985] [Nishimura & al 1993] [Qiu & al 1997] [Nishimura & al 1998] [Schaer & Issler 2001] reste finalement assez disparate et difficilement exploitable.

Pour passer outre les difficultés des expérimentations à échelle réelle, d'autres expérimentations ont également vu le jour notamment à échelle réduite et en utilisant un matériau granulaire [Lang & Dent 1980]. Parfois l'échelle reste spectaculaire avec même

l'écoulement de milliers de balles de ping-pong sur un tremplin de saut à ski [Nishimura & al 1996], [McElwaine & Nishimura 2001]. D'autres études consistent au lâcher de blocs de neige directement sur des structures [Mead & al 1986]. Pour autant, si ces expérimentations permettent de mieux comprendre qualitativement ce qui se passe ou si elles permettent d'exhiber certaines lois d'échelle [Faug & al 2003] pour l'influence de l'obstacle sur l'écoulement, les problèmes de similitude ne permettent pas facilement d'obtenir des résultats quantitatifs transposables en terme d'effort subi par l'obstacle. Par ailleurs, ces études concernent majoritairement les écoulements denses et s'il existe quelques éléments sur l'effet d'une digue sur un aérosol [Béghin & Olagne 1991], son action sur l'obstacle n'a pas, à notre connaissance, été traitée.

En théorie, la pression exercée sur l'obstacle peut également être obtenue simplement à partir de la connaissance de la vitesse et de la densité selon certaines hypothèses ou via différents développements numériques. Diverses approches ont ainsi pu conduire à des travaux spécifiquement dédiés aux avalanches.

Analytiquement, ces études utilisent l'expression de la pression comme le demi-produit de la densité et du carré de la vitesse $P = \frac{1}{2} \rho V^2$ proposée initialement par [Voellmy 1955] pour le cas des avalanches. Cette expression est déterminée par analogie hydraulique à partir de l'équation de Bernouilli moyennant certaines hypothèses et notamment en se considérant sur une ligne d'écoulement en régime permanent pour un fluide parfait. Ainsi, si des résultats expérimentaux sont effectivement en adéquation avec cette formulation, certaines limites apparaissent aussi pour une utilisation "brute" dans le cas des avalanches d'autant plus qu'on n'y fait aucune distinction entre les différents types d'écoulement et surtout qu'elle ne tient par exemple pas compte de la non-permanence du phénomène.

Cette formule reste pourtant à la base des expertises opérationnelles [Charlier & Marco 1995] [Rapin 2000] [Lied & al 1998] dans le domaine des écoulements gravitaires y compris pour les laves torrentielles [VanDine 1996]. Même si l'expression originale reste la plus utilisée, elle est parfois couplée à une pression hydrostatique [Norem 1990] et un certain nombre d'améliorations y ont été apportées [Auge & Marco 1995] pour mieux l'adapter aux particularités des avalanches: soit pour intégrer la densité mesurée au niveau du dépôt [Schaerer 1973], soit pour tenir compte de la compressibilité de la neige pendant l'impact [Mellor 1968] ou pour introduire un coefficient de traînée [Salm & al 1990] [Shurova & Yakimov 1994].

Numériquement, si les approches de type Saint-Venant sont parmi les plus utilisées pour simuler le développement de l'écoulement d'une avalanche [Naaïm 1998 a & b], elles marquent le pas pour l'étude particulière de l'interaction écoulement-obstacle où des considérations en champ proche sont nécessaires. Quelques développements ont été menés en utilisant des schémas de résolution par différences finies [Pedersen & al 1979] [Lang & Brown 1980] et la méthode SPH (Smoothed Particle Hydrodynamics) semble actuellement très prometteuse pour ce domaine [Lachamp 2003]. Pour autant et si les schémas numériques en eux-mêmes semblent valides, des progrès sont encore à faire notamment

pour la connaissance de la rhéologie du matériau neige [Bouchet & al 2003] [Tiefenbacher & Kern 2004] avant de valider ces approches et de pouvoir les généraliser.

Globalement, la connaissance des avalanches de neige reste donc encore tout à fait partielle et ne permet d'avoir qu'une connaissance imparfaite de la sollicitation qui peut être exercée sur un obstacle. Les paragraphes suivants essaient ainsi d'en présenter les éléments pratiques les plus importants pour le concepteur en génie-civil.

V.3.2.2. Répartition spatiale de la pression

V.3.2.2.1. La pression fonction de la structure de l'écoulement

Une avalanche peut être constituée de plusieurs couches en fonction des conditions et des caractéristiques de la neige concernée. Ces couches ont elles-mêmes chacune leurs propriétés propres. Or, la pression dépendant à la fois de la densité (qui est plutôt plus élevée à la base de l'écoulement) et de la vitesse (qui en revanche est plutôt plus faible à la base de l'écoulement), la question de la répartition spatiale n'est pas triviale et la pression dans la direction normale à l'écoulement va évoluer sur l'épaisseur en fonction du type d'avalanche.

Pour illustrer ce point, nous proposons ici de reprendre la description de l'avalanche de [Norem 1990] comme une superposition de couches rapportées aux différents modes d'écoulement. Le profil de sollicitation en résultera (sous réserve de pouvoir distinguer dans la réalité ces différentes couches).

V.3.2.2.1.1. Le manteau neigeux initialement présent

La première des couches est celle du manteau neigeux présent au sol suite aux différentes chutes de neige avant l'avalanche. Elle ne fait pas à proprement parler partie de l'avalanche mais elle garde une influence importante dans le cas de la présence d'ouvrages : tout d'abord, en fonction de ses caractéristiques, elle contribue à alimenter et à entretenir l'avalanche. Dans ce processus, elle subit une érosion plus ou moins forte du fait des phénomènes de reprise [Hopfinger 1983]. Surtout pour l'ouvrage, elle va décaler verticalement la zone où la sollicitation avalancheuse va s'appliquer en modifiant le niveau de propagation de l'écoulement.

En revanche, ces phénomènes de reprise étant encore peu connus et difficiles à apprécier, il y a là une première difficulté à surmonter : en première approche, il pourra être considéré que l'avalanche se développe sur cette première couche et donc que la sollicitation doit être décalée verticalement d'une hauteur égale à l'épaisseur du manteau neigeux présent avant l'avalanche (si tant est qu'on puisse le connaître...). A noter également que cette couche peut être fortement modifiée à l'amont immédiat de l'obstacle au cours de l'avalanche par le dépôt et la zone morte qui peut s'y créer.

V.3.2.2.1.2. La couche dense

La couche qui constitue la "base" de l'avalanche est la couche dense coulante : l'écoulement de la neige se fait en suivant la topographie à une vitesse dépassant rarement les 100 km/h et plus souvent de l'ordre de la dizaine de mètres par seconde. Les qualités de neige rencontrées dans ce type d'écoulement peuvent être très variables : neige sèche, légèrement ou fortement humide. Ainsi, la neige en mouvement peut se présenter sous la forme de grains, de pâtes, de boules ou de mottes de neige. De plus, le type de neige peut évoluer surtout si la zone de développement présente une grande dénivellation. On distingue finalement deux familles principales d'écoulements denses [Ancy 1996] : les écoulements partiellement fluidifiés (avec une zone de cisaillement intense à la base) et les écoulements solides qui se traduisent respectivement par les profils de vitesses suivants (Fig. V. 3) sur la hauteur de la couche. Les travaux de [Dent & al. 1998] apportent les arguments expérimentaux correspondants.

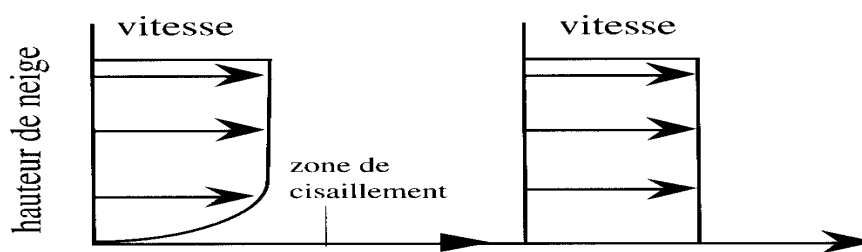


Fig. V. 3 - Écoulement partiellement fluidifié et écoulement solide : profil de vitesse

Cette hauteur de couche dépend du volume de neige en jeu, des conditions de site et de neige. L'ordre de grandeur est de quelques mètres d'épaisseur avec des densités qui peuvent être relativement importantes (plusieurs centaines de kg par m^3) engendrant des pressions jusqu'à plusieurs centaines de kilo-pascals (kPa). Une répartition constante de la pression sur la hauteur de couche paraît a priori suffisante en première approche. Une finesse consiste à ajouter un terme de pression hydrostatique proportionnel à la hauteur sans que sa nécessité n'ait été démontrée.



Fig. V. 4 - Avalanche de neige dense et Avalanche aérosol à Pralognan (73) (Cemagref)

V.3.2.2.1.3. L'aérosol

La couche suivante correspond au deuxième grand type d'écoulement avalancheux : l'aérosol. C'est un écoulement très rapide (jusqu'à 100 m/s) sous la forme d'un nuage résultant du mélange de l'air et de particules de neige et composé de grandes bouffées turbulentes qui dévalent la pente. Ainsi, s'il fallait faire une analogie hydraulique, la couche dense correspondrait plutôt à l'écoulement laminaire alors que l'aérosol aurait un écoulement turbulent.

L'écoulement n'est ici pas astreint à suivre le relief. Sa puissance peut également être extrêmement variable allant jusqu'à raser des forêts entières. A noter la présence à l'avant du fameux "souffle" de l'avalanche : si ses conséquences et son rôle ne semblent pas toujours faire l'unanimité, sa pression semble relativement faible (de l'ordre de 5 kN/m² [Ancy 1996] pouvant déjà provoquer quelques dégâts) par rapport à celle de l'aérosol proprement dit.

La formation de ces aérosols est également méconnue sachant que le phénomène n'apparaît pas dès le déclenchement de l'écoulement (encore de type coulant) mais une fois que l'avalanche a atteint une certaine vitesse par mise en suspension de particules de neige au niveau du front [Clément 2002]. De ce fait, des avalanches purement aérosols (du déclenchement à l'arrêt) ne peuvent exister.

L'ordre de grandeur de la hauteur est ici de plusieurs dizaines voire centaines de mètres avec un accroissement au cours de la progression pouvant atteindre des dimensions spectaculaires. Il semble par ailleurs établi que la densité est plus forte à la base de la couche [Béghin & Olagne 1991] tout en étant beaucoup plus faible (de l'ordre de la dizaine de kilos de neige par m³ au sein du nuage) que pour la couche dense.

Pour ce type d'écoulement, la sollicitation générée est encore plus méconnue. En l'état actuel des connaissances, nous retiendrons surtout que l'énergie de la couche aérosol est concentrée à sa base [Norem & al 1985] avec une décroissance forte de la sollicitation au-dessus.

V.3.2.2.2. Superposition et coexistence des couches

Une couche intermédiaire entre la couche dense et la couche aérosol est également parfois utilisée [Schaerer & Salway 1980] [Norem 1990] [Nishimura & al 1993] sans toutefois faire l'unanimité. Son rôle n'est pas forcément très clair puisque certains lui attribuent la même capacité que l'aérosol à dépasser la couche dense alors que d'autres la considèrent comme une couche de saltation, transition entre les couches dense et aérosol pour gérer les phénomènes de reprise.

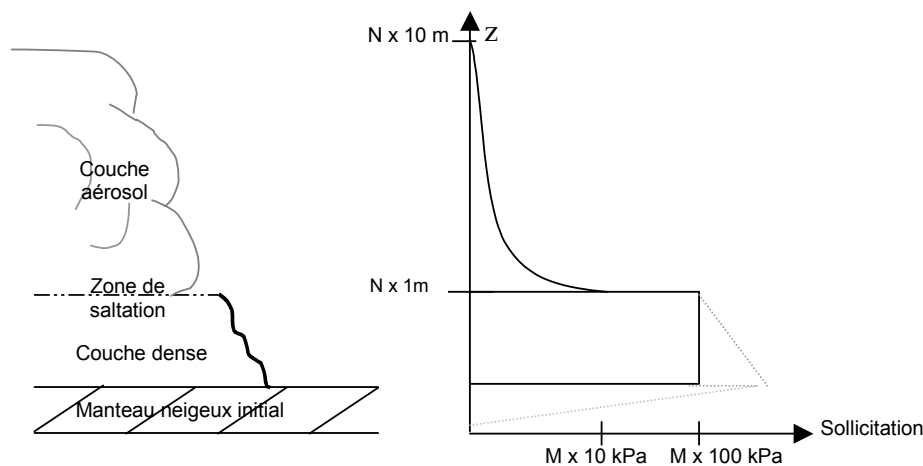


Fig. V. 5 - Schéma récapitulatif : détail de la structure verticale d'un écoulement avalancheux et ordre de grandeur des pressions correspondantes (N et M de 1 à 10)

La situation se complique encore avec le problème de la coexistence des deux principales couches dense et aérosol : en effet et en fonction des conditions, l'avalanche peut être constituée uniquement d'une couche dense (neige plutôt humide ou neige sèche avant la formation de l'aérosol) mais fréquemment, l'avalanche sera de type mixte avec effectivement une couche dense et une couche aérosol liées.

Or, du fait des différences de vitesse et de caractéristiques, la partie aérosol pourra finir par devenir autonome et se détacher de la partie dense : l'avalanche se scindera alors en une partie dense et une partie aérosol indépendantes ayant éventuellement des trajectoires différentes et de toute façon décalées dans le temps [Ancy 1996]. Pour compliquer encore, la couche dense peut être animée de vagues successives arrivant sur l'obstacle [Qiu & al 1997].

Dans ces conditions et du point de vue de l'obstacle, des hypothèses seront donc nécessaires pour choisir le type de sollicitation s'appliquant sur l'ouvrage et finalement distinguer les différents "fronts" pouvant l'atteindre : profil dense, aérosol (sous-entendu initié par un écoulement dense mais qui n'atteindra pas forcément l'obstacle considéré) ou mixte avec possibilité de scénariser une succession d'écoulements différents.

A noter pour terminer que les éléments précédents concernent la répartition de la sollicitation sur une verticale a priori en partie centrale de l'écoulement. En revanche, il n'a pas pu être trouvé d'information sur la répartition transversale de cette sollicitation et d'autres hypothèses devront être posées par exemple par rapport aux dimensions respectives de l'écoulement et de l'obstacle : sollicitation transversalement uniforme pour les petits obstacles ou selon une loi de variation à convenir...

En conclusion et sur une verticale, le profil moyen de pression serait ainsi décroissant du haut vers les bas [McClung & Schaerer 1985] mais avec les différents types d'écoulement existants et la complexité des phénomènes, il est difficile d'exhiber une forme générale unique.

V.3.2.3. Interaction avec l'obstacle

Comme évoqué précédemment, l'avalanche est constituée de couches superposées qui peuvent aussi se séparer : l'éventuel obstacle subissant cette avalanche sera donc sollicité par plusieurs fronts distincts. Il s'agit ici d'apporter quelques éléments sur la délicate question de l'interaction entre un de ces fronts et l'ouvrage.

En effet, si l'écoulement applique effectivement une sollicitation sur l'obstacle, la présence de celui-ci implique également une modification des caractéristiques de l'écoulement : trajectoire, "organisation" interne en couche, vitesse... d'où une évolution de la sollicitation. Pourtant, cette influence mutuelle n'a été que peu étudiée et si des travaux [Faug & al. 2002] sont en cours au Cemagref de Grenoble, ils restent encore assez restrictifs (écoulements granulaires en canal à échelle réduite pour déterminer l'influence de la présence d'un obstacle) et n'ont pas pour vocation d'aborder ce problème dans son ensemble.

Un des phénomènes importants se produisant à l'interface écoulement-obstacle est la création d'une zone de stagnation ou zone morte. Pour l'illustrer, les clichés ci-dessous (Fig. V. 6) ont été pris lors d'un lâcher de 15 kilos de billes de verre de 1 mm de diamètre dans un canal large de 20 cm et barré par un obstacle de 2 cm de haut. En réalité, le canal est incliné d'une trentaine de degrés.

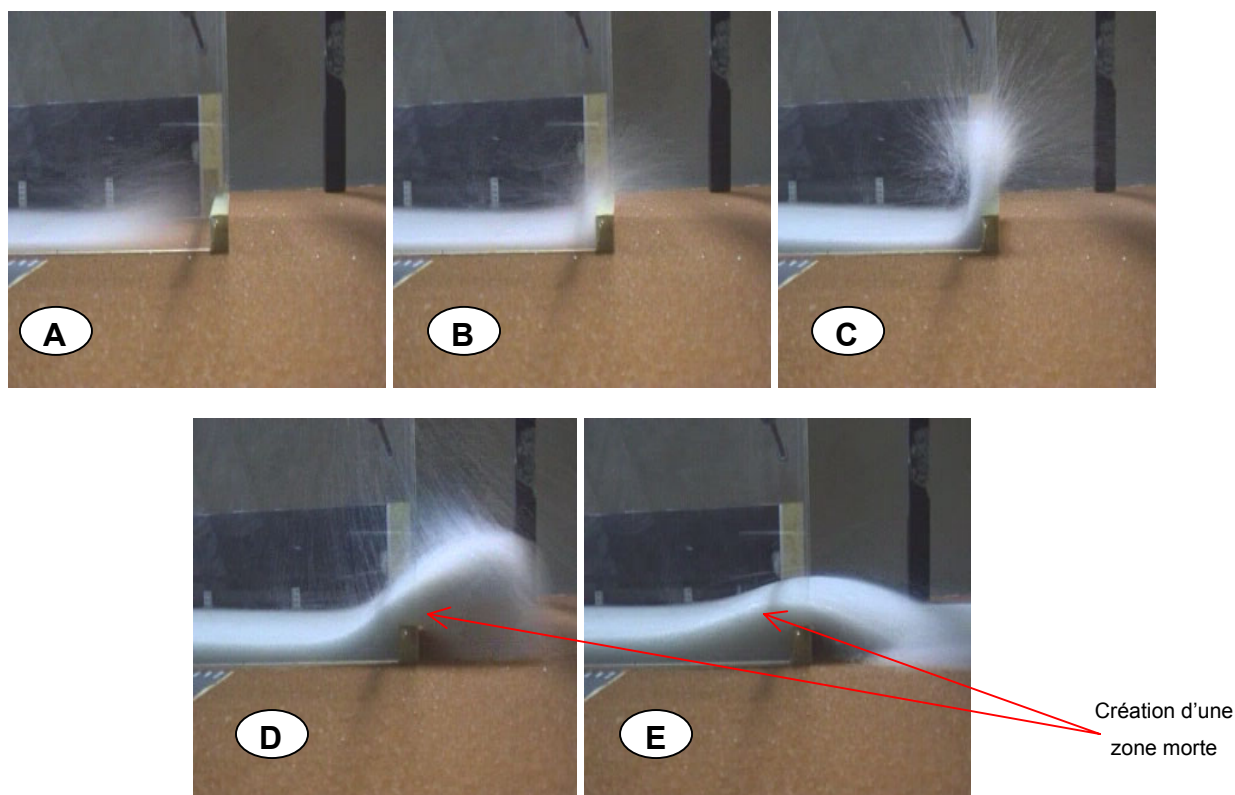


Fig. V. 6 – Interaction d'un écoulement de billes de verre en canal avec un obstacle (T. Faug)

La photo A correspond à l'arrivée de l'écoulement dont on peut supposer qu'il aurait la structure en couches exposée précédemment. Cette structure est encore présente lors de la photo B correspondant au moment où l'écoulement frappe de plein fouet l'obstacle avec un fort effet dynamique. Qualitativement, on imagine aisément l'effet d'impact engendré à ce moment là avec une pression qui ne peut être simplement assimilée à la pression au sein de l'écoulement en développement libre. Les photos B et C montrent ensuite "l'éclatement" du jet au-dessus qui s'accompagne d'une modification des caractéristiques géométriques à l'amont de l'obstacle avec la création et l'accroissement d'une zone morte. Enfin, l'écoulement reprend un régime plus régulier, l'obstacle étant en partie gommé par cette zone morte.

Cette interaction écoulement-obstacle va donc se traduire par une réorganisation complète de la structure de l'écoulement mais aussi par une modification des conditions à l'amont (et à l'aval) de l'obstacle. Ainsi, la forme du profil spatial de pression engendré sur un ouvrage va elle-même évoluer justement du fait de la présence de cet obstacle.

V.3.2.4. Évolution temporelle de la pression

La difficulté précédente nous amène maintenant à nous intéresser à l'évolution temporelle de la pression générée par une avalanche sur un obstacle. En fait, l'idéal serait de connaître l'évolution du profil spatial de pression dans le temps, aussi bien au niveau de sa forme qu'au niveau des amplitudes. Or, si cette information est envisageable numériquement [Lang & Brown 1980], aucune mesure expérimentale n'a encore permis d'apporter une réponse définitive sur ce point (notamment par la difficulté à disposer de nombreux points de mesures du fait des coûts d'instrumentation).

L'étude de l'évolution temporelle de l'action a pourtant été abordée sur différents sites expérimentaux, principalement pour les écoulements denses [Schaerer & Salway 1980] [McClung & Schaerer 1985], [Norem & al 1985] [Dent & al 1998] [Schaer & Issler 2001]. Les éléments disponibles malgré des analyses parfois différentes, apportent quelques informations sur les variations de pression en fonction du temps et à certains points dans l'écoulement.

Globalement et comme l'illustre la Fig. V. 6, l'interaction entre l'écoulement et l'obstacle pour un écoulement dense semble distinguer une phase transitoire et une phase (pseudo)-permanente. Pendant cette phase permanente, la sollicitation sur l'obstacle doit pouvoir être considérée comme (quasi)-permanente avec une pression stabilisée à un palier dont la valeur pourrait plutôt se rapprocher de la pression dynamique de référence $P = \frac{1}{2}\rho v^2$. Bien sûr, ce palier peut légèrement évoluer dans le temps ou être perturbé en fonction des irrégularités de l'écoulement.

En revanche, la phase transitoire est plus délicate à aborder alors même qu'elle est cruciale pour le comportement dynamique des structures sollicitées : numériquement, l'apparition d'un pic d'impact semble avérée [Lachamp 2003] mais ne se produit pas forcément de

manière aussi brutale dans la réalité [Lang & Dent 1980]. Son apparition dépend en particulier de la forme du front qui peut avoir une influence non négligeable [Lang & Brown 1980], un front massif en bourrelet favorisant un pic plus marqué [Keller & al 1998]. A ce niveau, la réponse de la structure doit également avoir une forte influence. En terme d'intensité, [Schaerer & Salway 1980] [Hopfinger 1983] [McClung & Schaerer 1985] proposent des hauteurs de pic jusqu'à 4 voire 6 fois la hauteur du palier.

Dans la réalité et si on étend maintenant cette phase transitoire à la couche de saltation (voire aérosol) qui précède la partie dense, on retrouve une succession de pics plus ou moins marqués et distribués de manière irrégulière [Qiu & al 1997] [Nishimura & al 1993] [Schaer & Issler 2001].

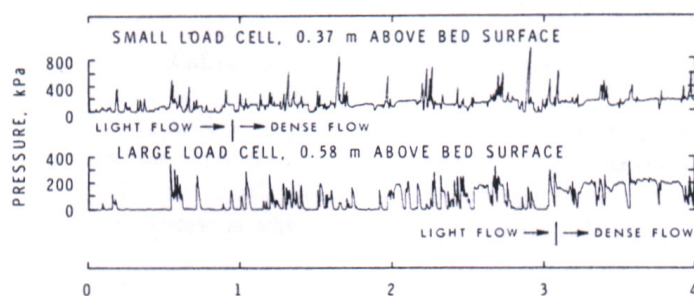


Fig. V. 7 – Enregistrement type de la pression générée par une avalanche [Schaerer & Salway 1980]

Du point de vue de l'obstacle et comme les simulations sur les dents de Tacconnaz ont pu le montrer (Cf. paragraphe IV.6), ces pics successifs peuvent être très préjudiciables pour la structure, à la fois par leur amplitude et par leur succession. Si peu d'éléments quantitatifs s'avèrent disponibles sur ce point, il semble cependant qu'on puisse atteindre des variations de pression jusqu'à plusieurs centaines de kPa en quelques centièmes voire millièmes de secondes [Schaer & Issler 2001]. Ces valeurs (qui dépendent bien sûr de l'ampleur du phénomène) sont donc directement dans la gamme de chargements dynamiques violents où le dimensionnement par des valeurs statiques n'est plus suffisant sous peine de mésestimer la sollicitation et sous-dimensionner la structure concernée.

V.3.2.5. Une information à compléter pour le cas des ouvrages réels

Les arguments pour expliquer les pics observés et potentiellement préjudiciables à des structures sont divers : [McClung & Schaerer 1985] l'attribue à l'impact d'hétérogénéités (boules) présentes dans l'écoulement alors que [Nishimura & al 1993] l'explique par des pics de densité et de vitesse ou à leur combinaison. A titre personnel, il nous semble que si une part est clairement liée à la structure même de l'écoulement (en particulier les bouffées turbulentes constituant les aérosols), il ne faut pas non plus négliger les conditions dans lesquelles toutes ces mesures ont été faites avant de les transposer directement comme la sollicitation subie par un ouvrage réel.

En effet, la plupart sont issues de mesures sur des mâts qui peuvent apparaître comme des supports non perturbateurs à l'échelle de l'écoulement. Même pour les plus imposants, leur largeur ne dépasse pas le mètre pour des avalanches qui en font elles-mêmes jusqu'à plusieurs centaines de large [Norem & al 1985]. Les mesures elles-mêmes sont réalisées quasiment exclusivement grâce à des capteurs de pression classiques dont certains ont une surface de seulement quelques centimètres carrés. [Lang & Brown 1980] montre ainsi une dépendance du résultat à ces moyens de mesures alors que [Schaer & Issler 2001] les destine à l'analyse des impacts de particules constituant l'écoulement.

La question de la représentativité des mesures évoquées ici pour un ouvrage réel dans l'écoulement peut donc être posée. Le principal problème réside à notre avis dans des moyens de mesure mal adaptés à une échelle relative trop faible : à la fois par des supports de capteurs qui ne permettent pas de se placer dans la situation d'un véritable obstacle intégrant son interaction mutuelle avec l'écoulement et par un nombre limité de mesures trop ponctuelles, l'information obtenue jusqu'à aujourd'hui reste partielle. Elle ne peut constituer une base tout à fait correcte pour l'utilisation spécifique qui nous intéresse, à savoir la conception et le dimensionnement d'ouvrages.

En fait, le problème est de trouver le bon compromis pour mesurer effectivement une pression représentative de la sollicitation avalancheuse à l'échelle de l'ouvrage et ne pas se laisser tromper par des effets effectivement plus intenses mais localisés et à rapprocher d'impacts. Notre propos est bien ici de s'intéresser à la sollicitation répartie de l'avalanche sans non plus prendre en compte les sollicitations particulières engendrées par d'éventuels rochers, arbres [Bartelt & Stöcli 2001] ou blocs de glaces [Rapin 2001a] qui sont aussi à intégrer le cas échéant.

V.3.2.6. Direction de la sollicitation

Ce qui précède traite de l'intensité de la sollicitation dans l'axe de l'écoulement et ce paragraphe fait rapidement le point sur la manière de tenir compte de la direction d'incidence pour traduire les forces qui finalement vont s'appliquer aux structures touchées. Suivant son orientation en fonction de celle de l'obstacle, cette sollicitation va se décomposer en une composante normale F_n , une composante tangentielle horizontale F_{th} et une composante tangentielle verticale F_{tv} (Fig. V. 8).

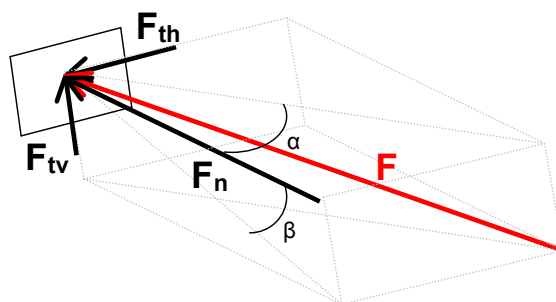


Fig. V. 8 - Décomposition de la sollicitation avalancheuse

Les angles α et β sont choisis ici respectivement dans le plan horizontal et vertical par rapport à la normale (indice n) à l'obstacle. F est donc la sollicitation provoquée par l'avalanche dans la direction de son écoulement. Or, l'approche qui est privilégiée pour les avalanches est de les considérer comme des fluides avec une sollicitation dépendant de la vitesse. Dans ces conditions et pour obtenir les différentes composantes, il ne s'agit pas de projeter directement F mais bien la vitesse V . On suppose alors que si F_n est de la forme $f(V_n)$, on obtient $F_n = f(V \cdot \cos\alpha \cdot \cos\beta)$.

Pour les sollicitations tangentielles, il faut en plus introduire le coefficient de frottement f à l'interface écoulement-obstacle ce qui permet d'écrire $F_t = f \cdot F_n$. Certaines valeurs de f existent dans la littérature mais avec des plages de variations larges qui nécessiteraient d'être affinées notamment par rapport aux qualités de neige, aux matériaux de construction classiques et pour tenir compte au mieux des effets dynamiques. Ainsi, les propositions suisses de 1990 [Rapin 2000] proposent un coefficient de frottement statique compris entre 0.3 et 0.4 alors qu'on trouve des exemples jusqu'à 0.6 [Lang & Brown 1980].

Par ailleurs, le fait que l'obstacle puisse être submergé au cours de l'écoulement, que le régime soit non permanent ou qu'il puisse se créer des modifications topographiques autour de l'obstacle (phénomène de coin, zone morte [Chu et al, 1995]) va avoir une influence sur l'évolution des sollicitations et notamment sur les efforts tangentiels. A noter aussi que dans l'état actuel des connaissances et pour les configurations habituelles, la sollicitation tangentielle verticale n'est en général pas prise en compte même si elle peut être significative.

V.3.3. Une nouvelle campagne expérimentale : objectifs & moyens

V.3.3.1. L'obtention de profils spatio-temporels fiables

La connaissance des caractéristiques de la pression générée par une avalanche sur un obstacle rigide apparaît donc bien en deçà des capacités des outils de calcul de structures disponibles actuellement et de toute façon encore très partielle. Surtout et de par la manière plutôt non perturbatrice avec laquelle ces mesures ont été réalisées, il apparaît difficile de tirer des enseignements généraux pour définir la sollicitation correspondante sur des ouvrages réels incluant l'interaction mutuelle avec l'écoulement. Par ailleurs, l'utilisation de capteurs semble en partie délicate.

Or et comme indiqué en introduction à cette partie, la connaissance de la sollicitation avalancheuse est nécessaire pour mener des développements dans le domaine du dimensionnement des ouvrages concernés. Pour progresser tout en restant réaliste quant aux pratiques envisageables à court ou moyen terme, une première possibilité est de disposer de profils spatio-temporels fiables c'est-à-dire de modèles de répartition type de la pression d'une avalanche dans l'espace et de son évolution dans le temps au niveau de l'interaction avec un ouvrage.

Un des buts ici est donc de mettre en place de nouvelles expérimentations spécifiques et originales permettant d'atteindre cet objectif de l'obtention de profils spatio-temporels fiables utilisables ensuite en génie-civil pour être représentatif de la sollicitation avalancheuse dans des conditions données. Bien entendu, ce problème est vaste et cette thèse n'y étant pas totalement dédiée, il s'agit surtout d'initier de nouveaux développements dans ce domaine pour au moins en proposer les principaux concepts et en montrer la faisabilité et le potentiel.

Un objectif immédiat est ainsi de mettre au point une démarche de mesures expérimentales complète permettant d'obtenir de premiers éléments de l'action d'une avalanche sur un obstacle mais surtout d'ouvrir de nouvelles perspectives quant à sa caractérisation dans un contexte de génie-civil. Pour cette première étape, les conditions visées sont celles d'un ouvrage placé frontalement à l'avalanche comme les dents de Tacconnaz pour s'intéresser aux actions normales. Des développements basés sur des principes analogues sont d'ores et déjà prévus pour l'action tangentielle qui concerne par exemple les galeries paravalanches de protection routière.

V.3.3.2. Un principe de mesure novateur et original pour le domaine des avalanches

Le principe proposé vise à combler les deux principales lacunes évoquées précédemment, à la fois pour s'affranchir des différentes limites liées à l'utilisation de capteurs classiques et pour prendre en compte l'interaction mutuelle ouvrage-écoulement (création d'une zone morte à l'amont par exemple).

En fait, au lieu de mesures locales, les déformations (ou autres dommages) à une échelle macroscopique d'un ouvrage fournissent à notre avis un meilleur indicateur des actions qu'il subit effectivement en situation réelle sous la sollicitation d'une avalanche [Berthet-Rambaud 2004]. En effet, ces effets globaux intègrent la complexité de l'action de l'avalanche qui inclut en particulier les influences mutuelles à son interface avec la structure.

Ici, il s'agit donc d'explorer une nouvelle approche pour la mesure de la sollicitation avalancheuse : plutôt que d'obtenir directement des données à partir de moyens d'acquisition spécialisés dans l'écoulement, l'idée est d'exploiter des renseignements obtenus indirectement grâce au comportement de structures soumises à l'avalanche. Un des objectifs de cette étude est d'utiliser à terme des structures significatives permettant de réellement tenir compte de l'interface écoulement-obstacle et de son influence sur la sollicitation effectivement subie par l'ouvrage.

L'intérêt scientifique principal et l'originalité de ce type d'approche sont de mesurer non pas directement les caractéristiques de l'écoulement mais plutôt ses conséquences sur des structures adaptées par analyse en retour de leur comportement : pour atteindre l'objectif évoqué, à savoir l'obtention de profils spatio-temporels réalistes de la pression générée par

une avalanche sur un obstacle, il s'agit de disposer et d'étudier une structure réelle (ou réaliste) dans l'écoulement d'avalanche.

Cependant, lier ensuite quantitativement les macro-effets observés à l'action de l'avalanche est difficile du fait de la complexité des phénomènes mis en jeu. Une telle approche indirecte exige ainsi en parallèle une étude particulière de la structure concernée pour être capable d'en simuler correctement le comportement en utilisant des outils numériques performants complétés d'essais en laboratoire, notamment pour la caractérisation des matériaux. Cette partie de la démarche est même cruciale pour la qualité des résultats finaux et repose sur des techniques d'analyse en retour.

Il est donc nécessaire de trouver le meilleur compromis entre la précision souhaitée pour ces profils spatio-temporels de pression dans le domaine de l'ingénierie et les moyens disponibles. Par exemple, la construction d'une maison expérimentale dans un couloir d'avalanche est sans intérêt : premièrement, la question n'est pas l'action que subit un bâtiment particulier mais l'obtention de profils spatio-temporels de pression généraux dans des cas typiques comme celui d'un mur face à l'écoulement. Deuxièmement et sans même considérer les coûts, il serait très difficile d'interpréter le comportement d'une telle structure quand des systèmes expérimentaux appropriés et beaucoup plus simples peuvent fournir les mêmes résultats.

Pour être exploitable et utile, notre approche exige des structures expérimentales adaptées qui combinent la représentativité des vrais ouvrages et la simplicité afin de faciliter l'interprétation de leur comportement. Un autre avantage de cette approche est sa cohérence qui est assurée par l'utilisation des mêmes outils habituellement employés en mécanique ou génie-civil: la précision et la qualité des profils de pression ainsi obtenus fourniront ensuite des données cohérentes et utilisables pour la conception des structures soumises aux avalanches.

Pour résumer, le principe proposé est de mesurer l'action de l'avalanche par analyse en retour de ses conséquences sur des structures réalistes plutôt que directement par des capteurs placés directement dans l'écoulement. Au final, cela revient à étudier ce que subit effectivement l'ouvrage plus que ce que génère le phénomène. La (micro-)structure expérimentale devient en quelque sorte un macro-capteur (Fig. V. 9).

Ce type d'approche est finalement assez proche d'une analyse (également en retour) de pathologies comme cela a pu être fait pour l'expertise de la destruction des dents déflectrices de Tacconnaz. Ce travail est même largement complémentaire et une voie de développement serait ainsi d'augmenter la connaissance par ce biais en multipliant les relevés et les analyses des effets des avalanches sur les ouvrages de génie-civil. Ceci peut se faire a posteriori mais l'idéal est aussi d'envisager, lorsque cela est possible, l'instrumentation d'ouvrages réels en situation comme c'est le cas pour le pont "tube" suisse de Bsclabs [Rammer 2001].

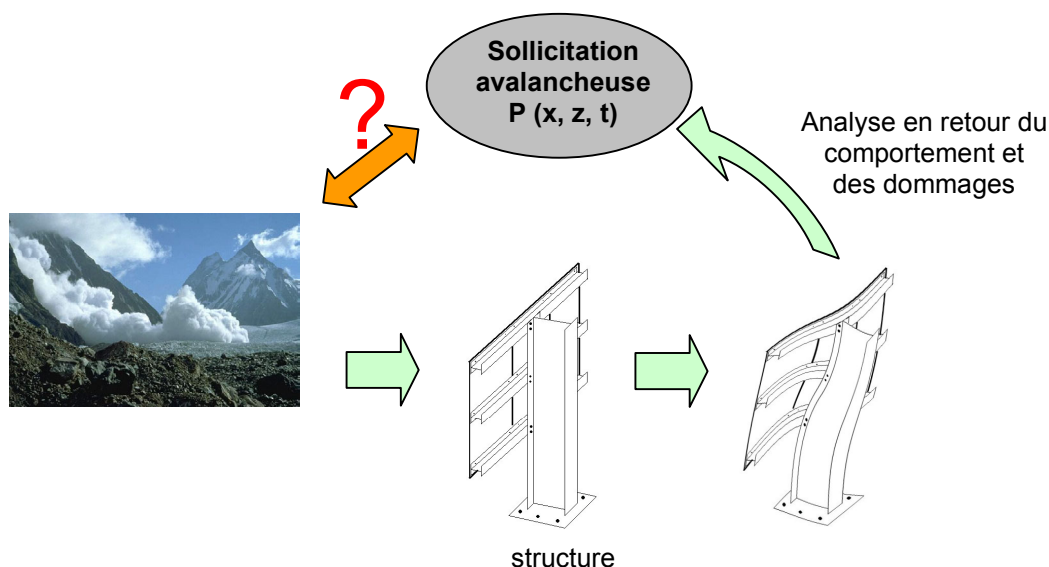


Fig. V. 9 - Principe de la caractérisation spatio-temporelle de la sollicitation avalancheuse sur un ouvrage par analyse en retour du comportement de structures métalliques.

V.3.3.3. Un compromis expérimental entre avalanches et structures

La mise en place de ces nouvelles expérimentations nécessitent de trouver le bon compromis quant à l'échelle d'étude. En effet, pour la représentativité des résultats, la structure mise en place doit interagir avec l'écoulement. Cela signifie qu'elle doit avoir une géométrie significative par rapport à l'avalanche. Dans ces conditions, les plus importants sites européens de la Sionne en Suisse [Amman 1999] et du Ryggfonn en Norvège [Lied 1998] présentent des caractéristiques difficilement exploitables avec des avalanches de plusieurs dizaines voire centaines de mètres de large qui semblent plus adaptées à des études en écoulement libre. Il paraît en effet difficile d'y envisager une structure représentative et résistante avec des coûts raisonnables.

Au contraire de ces sites les plus prestigieux, un site plus modeste peut aussi présenter des avantages majeurs, notamment en phase de mise au point et pour travailler spécifiquement dans notre contexte sur les ouvrages. Ces avantages tiennent surtout à sa plus grande souplesse et à ses facilités d'utilisation notamment vis-à-vis des problèmes d'instrumentation ou de sécurité mais aussi de coûts. Du point de vue des ouvrages, un tel site permet d'envisager des structures encore raisonnables. En contrepartie, les résultats obtenus n'en sont pas pour autant de moins bonne qualité mais simplement représentatifs d'avalanches plus modestes qu'il est également plus facile d'interpréter et appréhender. Sur ce point, il faut aussi souligner que l'interaction avec des ouvrages de protection a le plus souvent lieu dans des situations "intermédiaires" quant à la puissance de la sollicitation (zone d'arrêt, petites avalanches...). A de rares exceptions près (comme Tacconnaz...) et par le principe même du zonage, on n'a ainsi pas à traiter de cas d'avalanches exceptionnelles plongeant sur des ouvrages rigides, ce qui apporte encore un argument supplémentaire pour l'utilisation d'avalanches raisonnables dans notre contexte.

Finalement et parmi les autres sites européens en activité [Issler 1999], le seul site expérimental français au Col du Lautaret fournit un compromis intéressant pour cette nouvelle approche. Tous les types d'avalanche (denses ou/et aérosols) peuvent y être créés avec les caractéristiques générales suivantes [Eybert-Bérard & al 1978] tout à fait représentatives des phénomènes avalancheux :

- Longueur moyenne de parcours : 500m
- Hauteur : de l'ordre du mètre (partie dense)
- Vitesse : entre 70 et 100 km/h dans la zone de mesure
- Pression mesurée : 80 kPa (jusqu'à 200 kPa)
- Volume : qq. milliers de m³
- Durée de l'écoulement : une dizaine de secondes
- Fréquence : 3 à 5 par hiver

La nouvelle campagne expérimentale mise en place a permis de redémarrer les mesures sur ce site en sommeil depuis plusieurs saisons.

V.3.4. Le dispositif expérimental

V.3.4.1. Le site du Lautaret

Le site expérimental du Lautaret est situé à une centaine de kilomètres de Grenoble dans les Hautes-Alpes entre le col du Lautaret et le col du Galibier. Il est utilisé depuis plusieurs dizaines d'années par le Cemagref, pour étudier in situ la dynamique des avalanches et les technologies de déclenchement artificiel.

Le site utilise la face sud-est de la montagne de Chaillol (2 637 m) qui est sillonnée par sept couloirs rectilignes et prononcés (Fig. V. 10), sujets à de nombreux écoulements avalancheux coupant la route du Galibier fermée en hiver. Sur la face nord-est se trouve également un autre couloir d'avalanche, non "exploité" régulièrement. La situation géographique du site du Lautaret lui confère un enneigement normalement abondant. Par ailleurs, l'accès par la RN91 dont le déneigement, maintenu au cours de la période hivernale, est quasiment toujours assuré et l'absence d'enjeux dans le voisinage permet de pouvoir y mener des expérimentations dans le domaine du déclenchement et de la dynamique des avalanches sans contraintes fortes (un PIDA spécifique s'applique au site qui gère notamment l'évacuation de la zone (randonneurs, kite-surfers...) et la coupure momentanée de la Route Nationale pendant le déclenchement).



Fig. V. 10 - La face sud-est sous la crête de Chaillol (PBR)

Un autre intérêt primordial de ce site est de disposer d'une logistique éprouvée et en particulier de deux déclencheurs à gaz permettant de provoquer à distance et en sécurité, par explosion d'un mélange gazeux, les avalanches des couloirs n°1 (Système Avalhex) et 2 (système Gazex).



Fig. V. 11 - Avalhex (couloir 1) et Gazex (couloir 2) (PBR)

Finalement, le couloir n°2 a été jugé comme le plus intéressant, notamment par l'existence d'un tripode dans le couloir et d'un abri à proximité immédiate pour permettre l'installation des moyens de mesure et d'acquisition. Une étrave permet également de protéger une caméra pour des prises de vue.

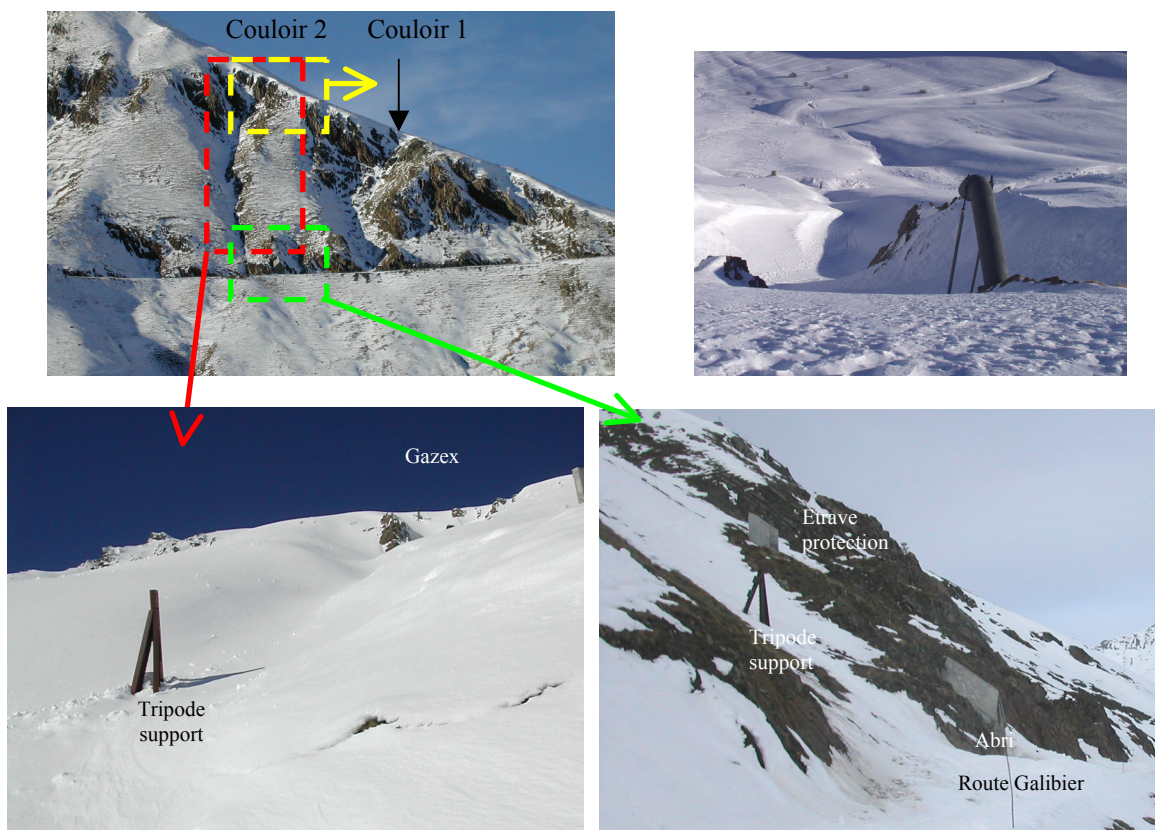


Fig. V. 12 - Différentes vues du couloir 2, de l'étrave de protection, de l'abri et du tripode-support (PBR - dates différentes)

Les profils des deux principaux couloirs n°1 et n°2 sont donnés sur la Fig. V. 13. Pour le couloir n°2 qui va nous intéresser plus particulièrement, l'altitude de départ est proche de 2400 m (pente de l'ordre de 45°) jusqu'à une zone d'arrêt vers 2100m. La présence de la route du Galibier qui crée un décrochage du profil à environ 2200m d'altitude peut engendrer des perturbations qui deviennent négligeables si l'enneigement est abondant ou après quelques écoulements. Au niveau du tripode, la pente est d'environ 34°.

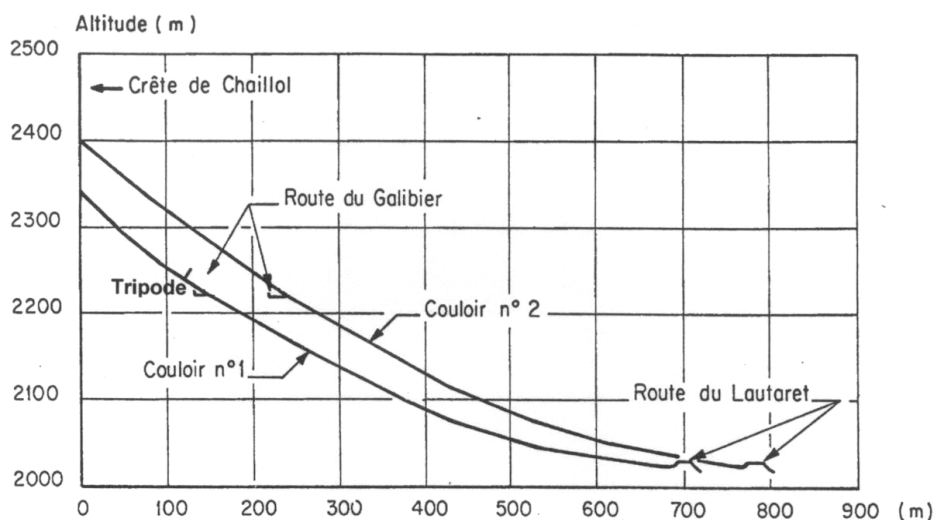


Fig. V. 13 - Profil en long des couloirs n°1 et 2 du site du Lautaret

V Axes de développement et perspectives pour une application opérationnelle

Ensuite et du fait de l'histoire du site, des données sur une vingtaine d'avalanches sont disponibles pour les déclenchements effectués dans ces deux principaux couloirs. Ces informations, même si elles doivent parfois être prises avec précaution, sont précieuses pour dimensionner plus sereinement les nouvelles expérimentations.

V.3.4.2. Les expérimentations mises en place : des (micro)-structures fusibles comme macro-capteurs

Devant la nouveauté et l'originalité du principe de mesures retenu dans le domaine des avalanches, une démarche progressive est apparue raisonnable. Comme indiqué précédemment, il ne s'agit donc pas de répondre dès à présent et de manière définitive à la question posée mais notre objectif est d'évaluer ici la faisabilité de telles mesures et leur intérêt dans notre contexte. Il s'agira ensuite de les exploiter d'autant plus que plusieurs années de mesures seront nécessaires pour obtenir une certaine représentativité et fiabilité des résultats.

La première expérimentation mise en place dès l'hiver 2002-2003 a ainsi été développée dans cet esprit pour à terme être capable d'évaluer non seulement le profil maximal de pression généré par une avalanche mais aussi l'évolution du profil de sollicitation dans le temps. La nécessité de disposer de suffisamment de points pour pouvoir générer correctement ces profils impose de multiplier les niveaux de mesure. A partir du principe d'analyse en retour fixé, cela revient finalement à mettre au point un dispositif de mesure indépendant représentant une sous-partie de l'ouvrage imaginé. La multiplication et la juxtaposition de ces dispositifs doivent permettre ensuite de représenter correctement l'ouvrage dans l'écoulement avalancheux.

Il s'agit donc de trouver le bon compromis entre simplicité, coût et qualité des résultats attendus avec deux niveaux de lecture envisageables : soit on se contente d'évaluer le maximum de pression et pour cela, l'endommagement final de (micro-)structures fusibles fournit un premier indicateur, soit on souhaite également suivre l'évolution de la pression et il est nécessaire d'instrumenter une structure adéquate. Finalement, une première étape a consisté à mettre en place sur le tripode des structures fusibles la première année puis de les instrumenter et d'exploiter cette information lors de la deuxième saison 2003-2004.

Pour la conception de ces fusibles, leur géométrie et leur position dans l'écoulement doivent garantir un mode unique de déformation afin de faciliter leur analyse en retour. Pour sa simplicité, nous avons donc choisi une structure de plat parfaitement encastree à une extrémité. L'élanement du plat (rapport L/e) est ensuite suffisant pour garantir son comportement en flexion simple et pour bien localiser la charnière plastique proche de l'encastrement. Le fusible est finalement placé perpendiculairement à la direction d'écoulement de l'avalanche sur le tripode. A noter que ce dernier a toujours été considéré comme un support parfaitement rigide.

Finalement, les fusibles ont été conçus conjointement avec l'INSA de Lyon. L'ensemble fusible est constitué d'un bloc d'encastrement et d'un plat effectivement fusible le tout en aluminium 6060T5 (Fig. V. 14). L'avantage de ce montage est de pouvoir conserver les blocs d'une fois sur l'autre (seuls les plats sont changés) et donc de limiter les usinages.

Tous les fusibles ont les mêmes dimensions, seule l'épaisseur du plat est variable. En effet, l'idéal est d'obtenir après l'avalanche des fusibles déformés (déformation nécessaire pour être capable d'évaluer la déflexion résiduelle et le maximum de pression subi) mais sans que les déformations ne soient trop importantes : une flexion trop forte est le signe d'un fusible mal dimensionné et son état final ne peut alors plus être représentatif de la pression générée par l'avalanche à cet endroit (on en obtient seulement alors une borne inférieure). Il faut donc trouver un bon compromis pour mettre en place à chaque niveau des fusibles avec l'épaisseur adéquate permettant d'obtenir une déformation suffisante mais pas trop importante. Des épaisseurs entre 3.5 et 11.5 mm avec un pas de 1mm sont utilisées.

Le choix du matériau aluminium a été gouverné par plusieurs raisons : d'un point de vue pratique, il s'agit d'un matériau relativement facile à usiner permettant une fabrication des pièces directement par l'atelier du Cemagref et léger pour le transport à ski sur place. Surtout et vu nos conditions expérimentales, c'est un matériau dont le comportement est bien connu, peu sensible à la température et à la vitesse de déformation dans la gamme qui nous intéresse [Langseth & Hopperstad 1996], [Lindholm & al 1971], [Abah & al 1998]. Ceci permet d'éviter des paramètres additionnels, facilitant ensuite l'analyse en retour.

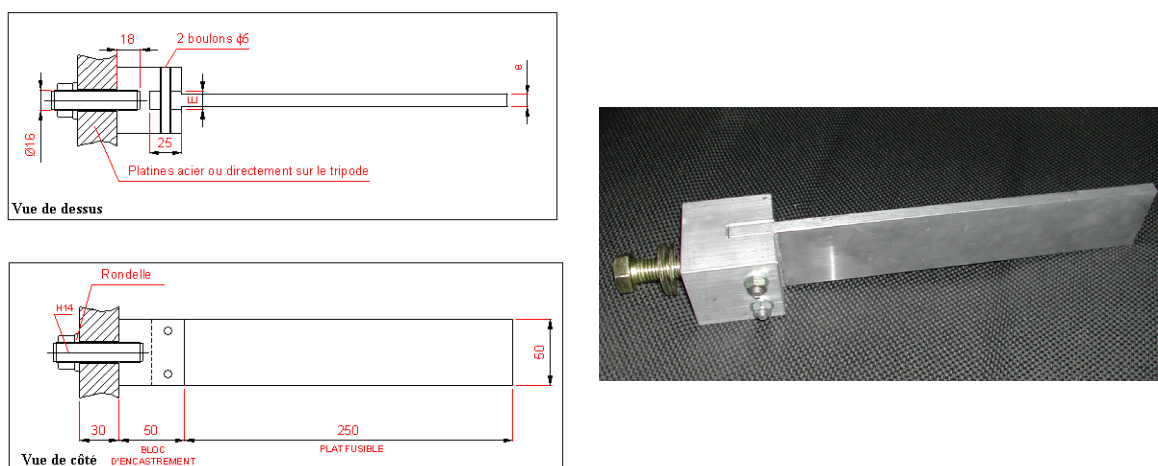


Fig. V. 14 – Plat fusible encastré dans son bloc d'encastrement et système de fixation, plans (INSA) et réalisation (PBR)

A partir de là et pour obtenir l'évolution temporelle de la sollicitation qui constitue le deuxième niveau d'exploitation de ces micro-structures, une jauge de déformation est placée sur certains des fusibles (Fig. V. 15). Son emplacement par rapport à l'encastrement sur la face comprimée a été validé par simulation numérique. Chaque jauge est câblée selon un montage quart de pont et huit voies (soit autant de fusibles instrumentés) sont disponibles à une fréquence d'échantillonnage de 4000 Hz. En pratique, le PC portable

d'acquisition est monté à ski sur place pour chaque déclenchement alors que la centrale reste sur place entre deux expérimentations, protégée de l'humidité dans un coffret.

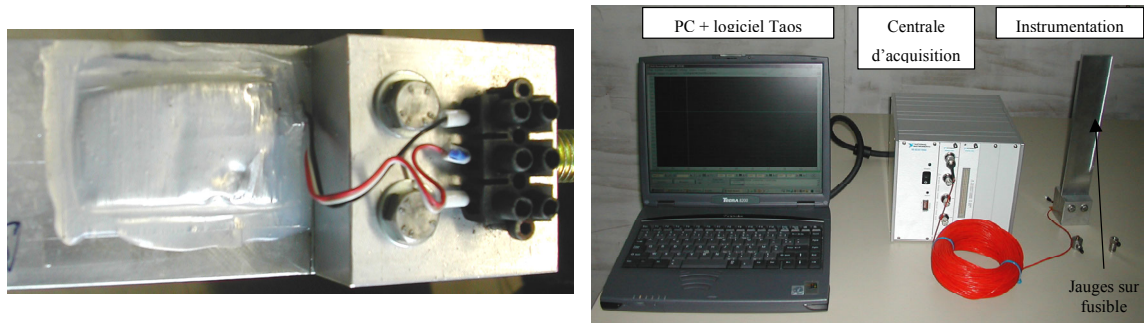


Fig. V. 15 – Jauge sous sa protection et connectique, chaîne d'acquisition (PBR)

Pour l'installation des fusibles, le tripode-support qui mesure 4 mètres de haut a été transformé pour permettre la fixation des fusibles des deux côtés et à différents niveaux sur des platines adaptées. Au total, 94 emplacements sont disponibles dont certains prévus pour l'instrumentation. A noter que certains de ces emplacements peuvent devenir "inactifs" à cause de l'accumulation de neige au cours de l'hiver. D'ailleurs, cette accumulation est prise en compte pour adapter l'épaisseur des fusibles en fonction de leur position par rapport à la base supposée de l'avalanche. Des cartes d'équipement optimales sont ainsi prévues.



Fig. V. 16 – Transformation du tripode, tripode reconfiguré et sommet du tripode équipé après une avalanche (PBR)

V.3.5. Les mesures effectuées – Résultats

V.3.5.1. Préambule

Avant d'aborder les résultats obtenus lors de ces deux premières saisons, un certain nombre de points sont à souligner pour permettre à tous de bien comprendre les conditions de ces mesures et expliquer certaines difficultés. Tout d'abord, le fait de "jouer" avec des avalanches nécessite de manière impérative de donner une priorité absolue à la sécurité. En premier lieu, cette sécurité inclut une situation météo minimum pour accéder à ski de randonnée de manière raisonnable à l'abri, situé quand même entre deux couloirs alors même que les conditions sont propices aux avalanches.

Ensuite, l'accès au tripode, par exemple pour changer ou mettre à jour les fusibles au préalable au déclenchement, reste toujours délicat et doit être accompagné de mesures adéquates : rapidité, un seul opérateur assuré par corde, vigies de surveillance, liaison radio... (Bien sûr, il va sans dire que tous les membres de l'équipe opérationnelle sont équipés d'un Appareil de Recherche des Victimes d'avalanches ARVA, d'une pelle et d'une sonde). Parfois, cet accès n'est pas jugé possible avec la sécurité nécessaire et les mesures peuvent donc être entachées d'erreur même si le cas échéant, un relevé photographique de l'état préalable des fusibles est effectué.

Enfin, le déroulement des expérimentations est soumis à l'approbation d'un directeur des opérations extérieur et à la bonne marche du déclenchement : certaines expérimentations ont ainsi été ratées pour cause de mauvais fonctionnement des déclencheurs ou simplement parce que l'avalanche n'est pas partie ou s'est avérée trop petite pour atteindre les expérimentations.

Bref, les conditions pour mener à bien ces expérimentations ne sont pas forcément toujours réunies de manière évidente : les résultats obtenus n'en sont que plus précieux d'autant plus en phase de mise au point d'une nouvelle méthode de mesure.

V.3.5.2. Une opération en images

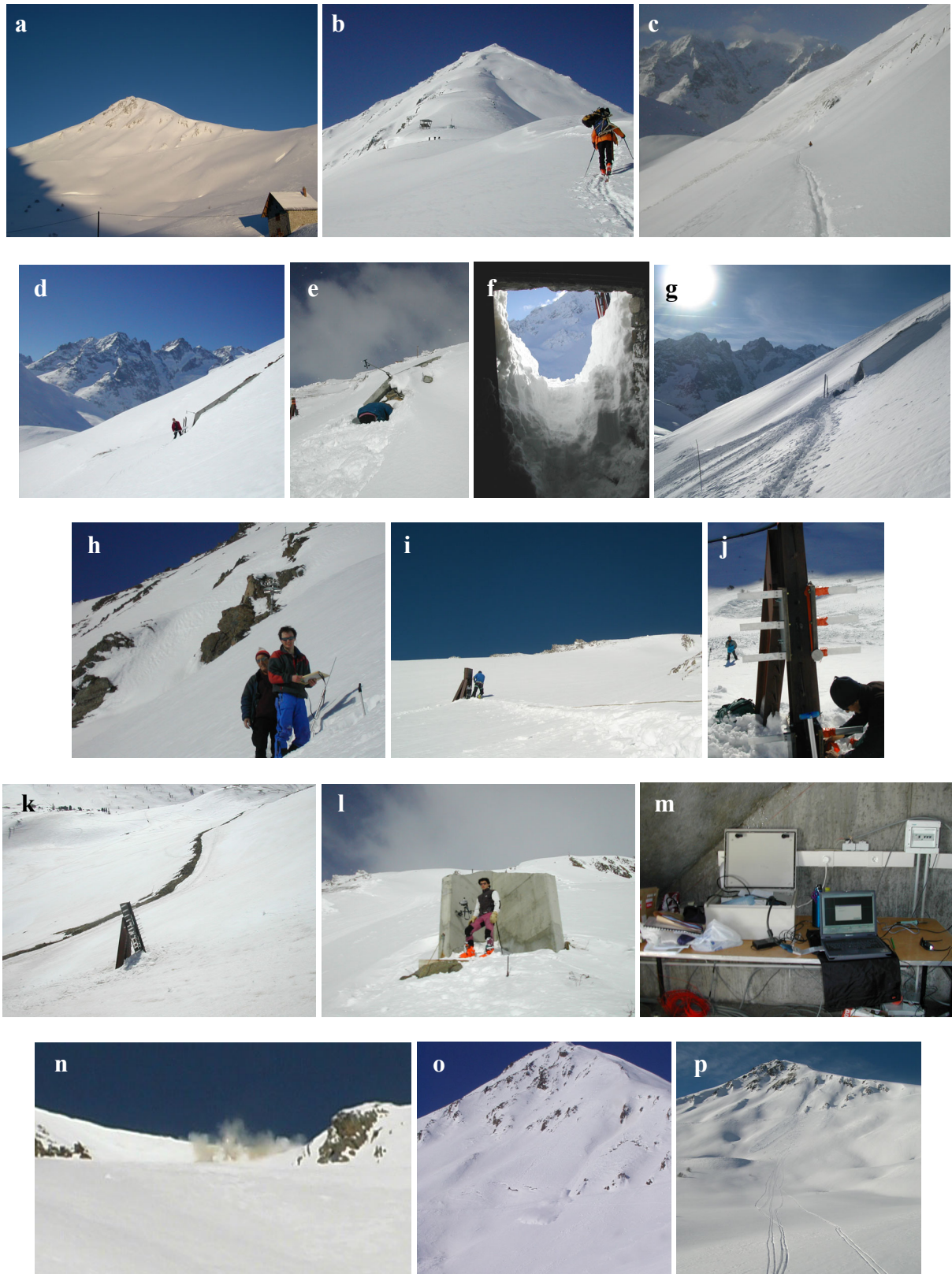


Fig. V. 17 – Séquence d'une opération de déclenchement: (a) petit matin, (b) montée (parfois très chargée) à ski de randonnée, (c) traversée des couloirs jusqu'à l'abri, (d à g) préparation et accès à l'abri, (h) caractérisation du manteau neigeux par sondage, (i à k) mise à niveau du tripode sous l'œil de la vigie, (l) mise en place des moyens vidéos, (m) mise en place de l'acquisition, (n) déclenchement, (o) développement de l'écoulement au niveau du tripode et (p) en descendant de la montagne... (Cemagref)

V Axes de développement et perspectives pour une application opérationnelle

V.3.5.3. Profils de la pression maximale – saison 2002-2003

L'hiver 2002-2003 constituait la première année d'expérimentation utilisant ce nouveau principe de mesures. Malgré les difficultés liées au redémarrage du site et à la mise au point du système, plusieurs avalanches ont été déclenchées dans le couloir n°2 et l'écoulement du 14 janvier 2003, représentatif des avalanches du site, a pu être correctement exploité pour déterminer un premier profil de la pression maximale. A noter que le côté des fusibles (droite ou gauche) est déterminé depuis l'amont dans le sens de l'écoulement.

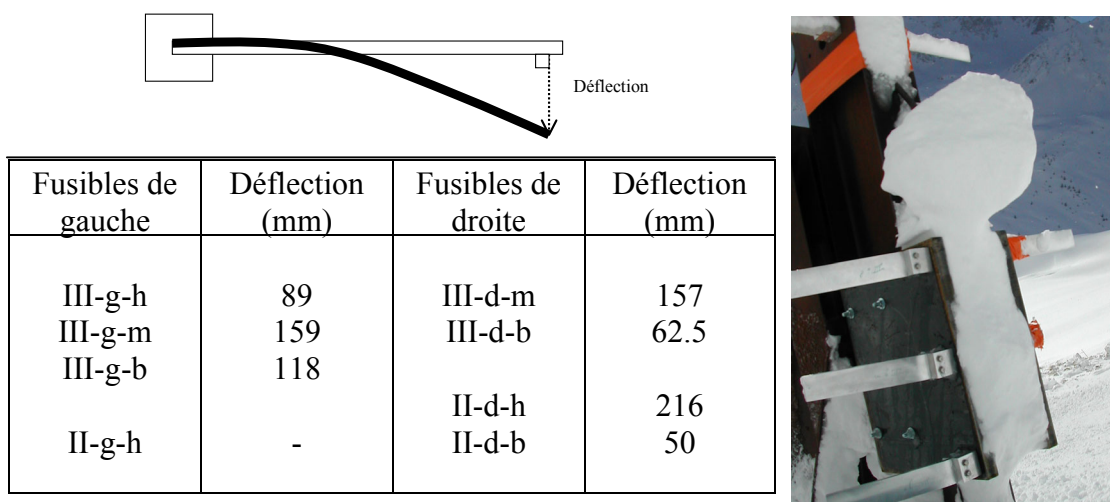


Fig. V. 18 – État des fusibles après l'avalanche du 14-01-2003 et relevé des déflexions (PBR)

Pour mener à bien l'analyse en retour de ces déflexions résiduelles qui correspondent donc au retour élastique après l'état de déformation maximale, il est nécessaire de caractériser précisément le comportement du matériau pour garantir la précision des résultats. En effet, même si l'aluminium 6060T5 a des caractéristiques garanties, des écarts peuvent être observés d'une barre utilisée à l'autre. Les différents lots ayant servi à fabriquer des plats fusibles ont ainsi été testés par l'équipe de l'INSA de Lyon via un essai de traction directe.

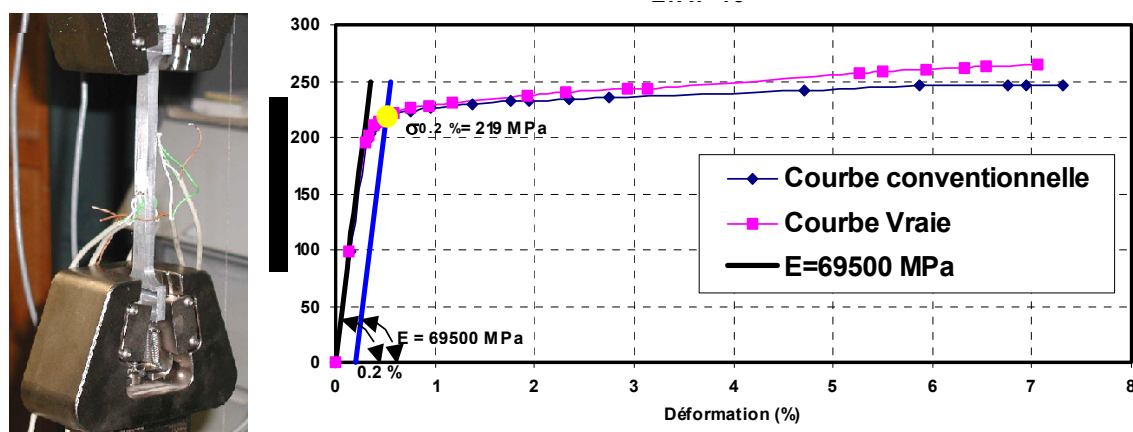


Fig. V. 19 – Essai de traction directe (INSA) et courbe de comportement type obtenue

Au final, on constate des écarts relativement importants entre les comportements des différentes barres d'aluminium utilisées. Par exemple, les valeurs du module d'Young varient de 64.8 GPa à 70.7 GPa. De même, pour les caractéristiques du palier plastique qui est pourtant prépondérant pour l'analyse en retour des déformations résiduelles. Autant que possible, chaque fusible doit donc être exploité à partir du comportement de l'aluminium correspondant et plus précisément de sa courbe "vraie".

A partir de là, des simulations numériques (Fig. V. 20) menées avec l'INSA grâce au code "éléments finis" CASTEM permettent de lier la déflexion sous chargement à la pression avalancheuse. La structure est maillée en éléments DKT triangulaires (Discrete Kirchoff Triangle) [Batoz & Dhatt 1990] qui sont des éléments de coque à trois nœuds et six degrés de liberté par nœud. Cinq points d'intégration ont été considérés sur l'épaisseur de chaque élément pour évaluer correctement l'extension de la zone plastique. Le maillage a également été raffiné près de la condition de bord encastree, zone de développement d'une possible charnière plastique. Une analyse non linéaire combinant de grands déplacements, grandes rotations a été effectuée en intégrant bien sûr le comportement du matériau évalué précédemment.



Fig. V. 20 – Exemple de déformée sous pression uniforme

Pour la simulation, la charge appliquée à la structure correspond à une pression uniforme graduellement incrémentée. Cette hypothèse d'uniformité revient en fait à moyenner la sollicitation à l'échelle du fusible ce qui paraît tout à fait raisonnable vu ses dimensions. Aucune interaction n'a été considérée entre la structure et la charge, la pression a été assumée conservatrice (avec une direction constante).

Pour valider ces modélisations, le test d'un fusible en laboratoire a été simulé (Fig. V. 21). L'épaisseur du fusible testé est de 8.5mm. Les conditions aux limites sont identiques à celles des fusibles sur le tripode-support et soumis aux avalanches, mais au lieu d'une pression distribuée, une charge locale a été appliquée à 230mm de l'encastrement. La direction d'application de la charge reste verticale pendant l'essai. Le fusible, équipé de deux jauges de déformation a été testé en flexion simple. Les deux jauges ont été placées sur chacune des faces à une distance de 15mm par rapport au bord du bloc en aluminium (emplacement identique à celui de la jauge placée sur les fusibles réels avec une jauge supplémentaire sur l'autre face pour assurer la mesure).

La sollicitation appliquée diffère effectivement de l'action de la neige sur le fusible mais le but de cette expérimentation est surtout de valider la modélisation du comportement mécanique du fusible. Cette validation au cours de laquelle la structure est sollicitée dans le domaine élasto-plastique vise à bien tester le traitement des non-linéarités du problème.

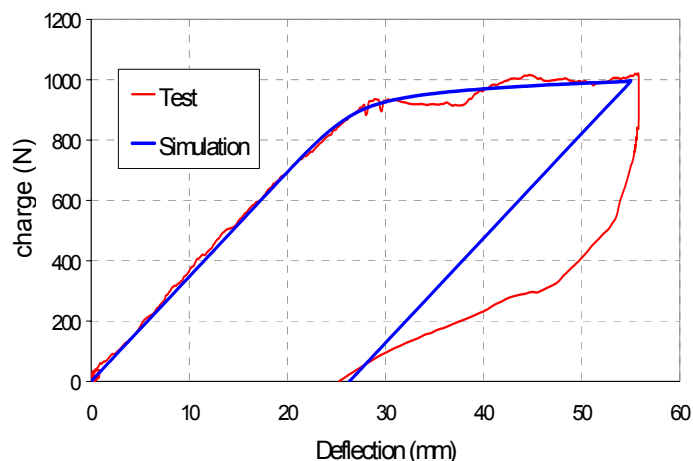
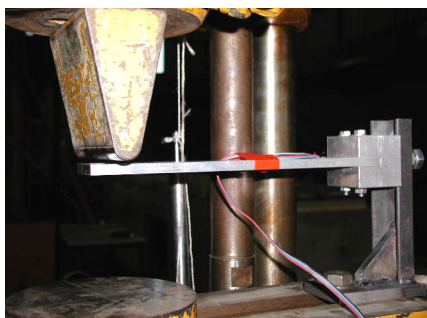


Fig. V. 21 – Test d'un fusible en laboratoire (INSA) et simulation numérique [Berthet-Rimbaud & al 2003c]

Les résultats montrent ainsi une très bonne capacité à simuler la réalité : la progression des déformations plastiques dans l'épaisseur du plat près de la charnière plastique est bien prise en compte comme l'illustrent les parties non linéaires très proches entre les courbes expérimentale et numérique. Après atteinte de l'état final, correspondant au plateau, la structure a été déchargée. Ceci permet de mesurer la déflexion résiduelle intégrant le retour élastique qui a lieu à la disparition de la charge. A noter que le déchargement n'est pas contrôlé et ceci explique la dérive de la courbe expérimentale et l'irrégularité des mesures lors de ce déchargement. Cependant, la valeur résiduelle résultant de ce retour élastique (qui est celle qui est finalement observée dans la réalité) est correctement évaluée par la simulation numérique.

Au final et pour un des types d'aluminium utilisé, on obtient les courbes pression-déflexion suivantes [Berthet-Rimbaud & al 2003c]:

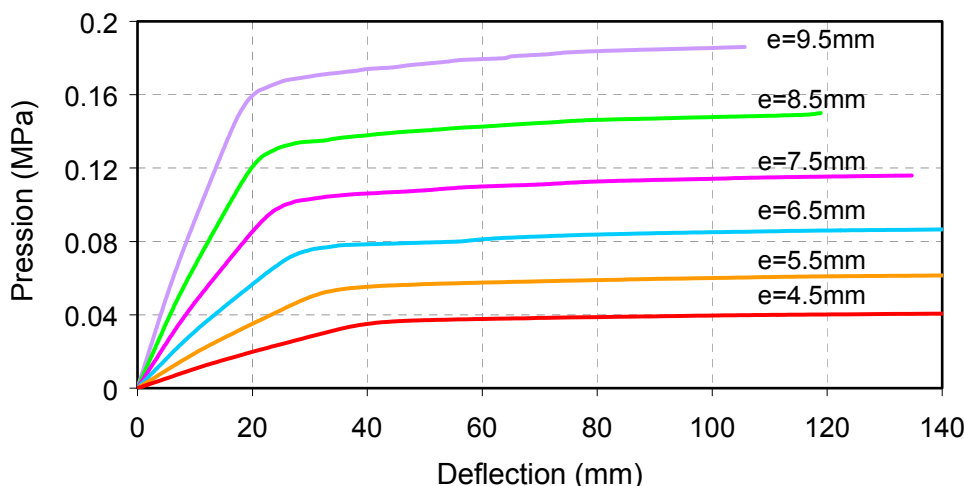


Fig. V. 22 - Courbe pression-déflexion pour la gamme d'épaisseur [4.5 mm; 9.5 mm]

Pour mener l'analyse en retour d'un fusible déformé et pour remonter à la pression appliquée par l'avalanche, le paramètre intéressant est sa déflexion observée qui correspond à la déflexion résiduelle évoquée précédemment. Ainsi, à partir de la courbe charge-déflexion correspondant au matériau et à l'épaisseur du fusible considéré, la pression maximale qui a provoqué la déformation mesurée est déterminée en traçant une ligne parallèle à la partie élastique de la courbe et dont l'abscisse à l'origine vaut la valeur de la déflexion résiduelle (Fig. V. 23). Cette ligne parallèle représente le retour élastique du fusible après la fin de l'action de l'avalanche et l'intersection de cette droite avec la courbe charge-déflexion permet de déterminer la pression maximale subie par le fusible lors de l'avalanche. Exemple avec un fusible ayant subi une déflexion de 157 mm:

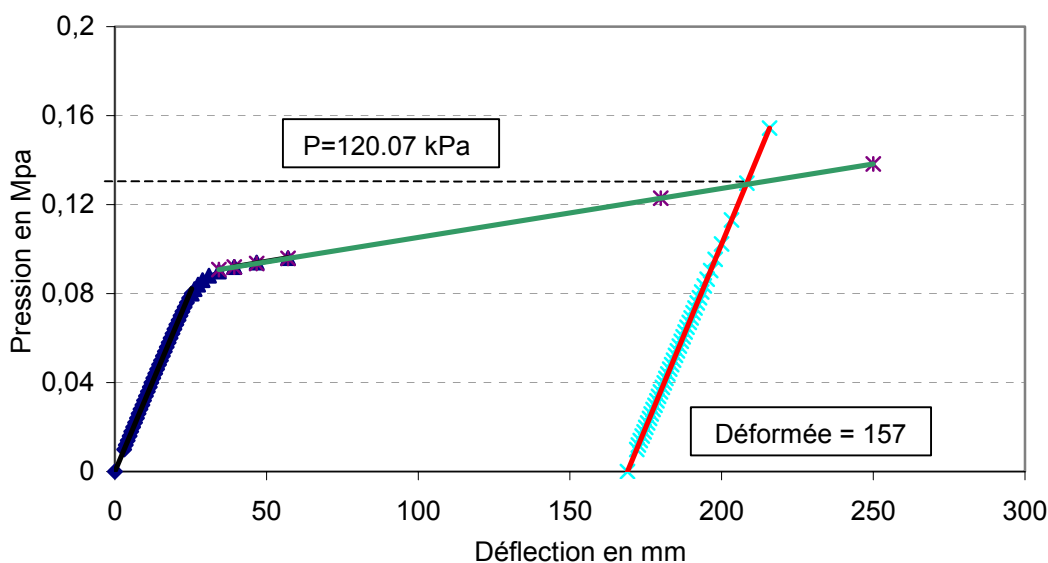


Fig. V. 23 - Évaluation graphique de la pression à partir de la déflexion résiduelle

Les fusibles récupérés après l'avalanche du 14 janvier 2003 ont ainsi permis de tracer un premier profil de pression maximale :

Fusibles de gauche

désignation	épaisseur (mm)	côte (m)	flèche (mm)	Pression (kPa)
III-g-h	5.5	2.96	89	71.6
III-g-m	7.5	2.75	159	165.5
III-g-b	9.5	2.54	118	274.4

Fusibles de droite

désignation	épaisseur (mm)	côte (m)	flèche (mm)	Pression (kPa)
III-d-m	6.5	2.75	157	120.1
III-d-b	8.5	2.54	62.5	178.9
II-d-h	4.5	1.96	216	>60.2
II-d-b	8.5	1.54	50	173.9

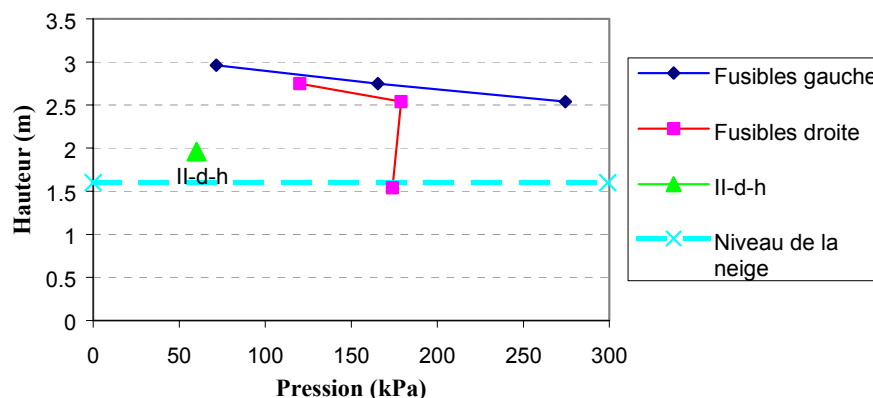


Fig. V. 24 – Profil de pression maximale généré par l'avalanche du 14-01-2003

A noter que le fusible II-d-h (en vert sur la Fig. V. 24) était sous-dimensionné (déflexion trop importante) et n'a pas été pris en compte pour le tracé du profil des pressions maximales. Comme indiqué précédemment, il ne donne qu'une borne inférieure de la pression à son niveau. D'après ces résultats, plusieurs conclusions peuvent être tirées :

- du niveau de la neige en place (environ 1.60 m) jusqu'à un mètre au-dessus (2.60 m), la pression semble constante, de l'ordre de 175 kPa sur la partie droite. On peut donc supposer que cette zone de 1 mètre de hauteur concorde avec la partie dense de l'écoulement.
- à partir de 1.60m, la pression va en diminuant avec la hauteur, de façon quasi linéaire. Cette zone correspond à une partie moins dense de l'écoulement, probablement à la partie aérosol de l'avalanche ou à la couche de saltation au-dessus de l'écoulement dense.

On peut aussi remarquer que, pour une même hauteur, les valeurs de la pression sur la partie gauche du tripode sont plus élevées que les valeurs de pression sur la partie droite. Cette différence s'élève jusqu'à 80 kPa. Ceci signifie qu'il existe une certaine distribution horizontale de la pression sûrement due à l'arrivée de façon déviée de l'écoulement.

En terme d'ordre de grandeur, la comparaison avec un calcul de pression analytique selon $P = \frac{1}{2} \rho v^2$ en estimant la vitesse à 30 m/s et avec une densité de 350 kg/m³ donne une valeur de 157 kPa conforme aux résultats obtenus pour la partie inférieure dense.

Cette exploitation de l'avalanche du 14 janvier 2003 montre donc la faisabilité de la méthode du point de vue de la pression maximale générée par une avalanche. En terme de précision, celle-ci reste difficile à évaluer mais le principe même de la méthode retenue assure que le point de départ de l'exploitation, à savoir la déflexion résiduelle, est effectivement représentative de l'action générée par l'avalanche. A partir de là, la démarche d'analyse en retour ne pose pas de problème particulier d'autant plus qu'elle est menée à partir de la caractérisation réelle du matériau.

Ainsi, par rapport à l'utilisation de capteurs qui proposent une mesure dont il faut s'assurer qu'elle est effectivement significative, cette approche permet de mieux maîtriser l'ensemble du processus pour aboutir à des résultats fiables. Par ailleurs, il faut rappeler que l'objectif n'est pas purement quantitatif mais plutôt de bien comprendre les phénomènes pour savoir exhiber des profils de pression types réalistes et applicables à d'autres situations ou sites. L'important est donc surtout de pouvoir garantir la cohérence et l'homogénéité de la démarche.

V.3.5.4. Évolution temporelle de la pression – saison 2003-2004

Pour aller plus loin que l'évaluation de la simple pression maximale au niveau d'un fusible, l'équipement de la face aval du plat par une jauge de déformation permet de suivre l'évolution dans le temps de la sollicitation générée par l'avalanche. Par rapport à la saison 2002-2003, l'acquisition a pu ainsi être validée avec jusqu'à 8 voies de mesures soit autant de fusibles instrumentés.

Malheureusement et comme l'illustrent les relevés saisonniers au niveau de la balise nivo-météorologique des Rochilles dans le massif des Cerces (Fig. V. 25), la saison 2003-2004 a été relativement particulière. Cette balise située dans le Briançonnais, quoique plus élevée que le site expérimental, est la plus proche disponible et sa situation géographique la rend correctement représentative (au moins qualitativement) des conditions sur la zone qui nous intéresse au col du Lautaret.

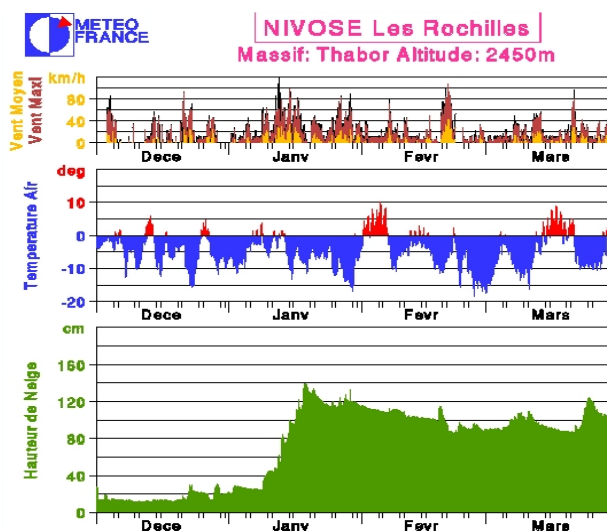


Fig. V. 25 – Relevés nivo-météorologiques de la balise des Rochilles entre les mois de décembre 2003 et mars 2004 (Météo France)

Rappelons tout d'abord que les conditions optimales pour mener un déclenchement d'avalanche et produire un écoulement intéressant sont directement liées à la présence d'une couche de neige fraîche suffisante sur le site (plusieurs décimètres pour ce qui nous concerne). Par ailleurs, une météo correcte est également nécessaire pour des questions

évidentes de sécurité et de prise de vue. Ainsi, les occasions de déclenchement ont été peu nombreuses avec quasiment un seul épisode de chute important au cours de l'hiver à la mi-janvier. Cet épisode aurait pu sûrement donner la matière nécessaire à plusieurs déclenchements artificiels pendant les dix derniers jours de janvier mais les conditions météo ou parfois annexes (route fermée !) ne l'ont pas permis. Or, si les déclenchements ne sont pas artificiels, ils finissent également par se produire naturellement avec l'accumulation de neige : plusieurs avalanches naturelles ont ainsi été à "déplorer" sans qu'il soit encore possible de les exploiter avec le dispositif d'acquisition actuel. Ensuite, les mois suivants, les précipitations ont été anormalement faibles et les quelques épisodes exploitables ont régulièrement été gâchés par la météo (réchauffement plus brutal que prévu fin mars par exemple) ou des conditions en matériel et personnel non réunies.

Finalement, la conjonction de toutes les conditions nécessaires a pu être réussie le 30 janvier 2004 avec une avalanche d'ampleur correcte. A ce titre, ceci rappelle les difficultés de ce genre d'exercice : si le travail expérimental en laboratoire est déjà réputé difficile, il l'est encore plus lorsqu'il s'agit de l'aborder in situ avec des phénomènes naturels éphémères et prévisibles seulement à court terme (et parfois ingrats...) !

Le 30 janvier marque donc le retour du beau temps et de températures plus clémentes après une période froide de météo moyenne faisant elle-même suite à un fort épisode neigeux. Une dernière petite chute de neige a eu lieu 2 jours avant et surtout les jours précédents ont vu un fort vent de nord – nord-ouest soutenu, contribuant au chargement du sommet des couloirs par transport de neige par-dessus la crête de Chaillol et formation de plaques à vent.

La neige fraîche est abondante et froide, avec une couche de surface de grains fins peu humides, propice à une avalanche sèche et rapide. Le sondage effectué en parallèle montre cependant une première petite couche de regel 30 à 40 cm sous la surface annonçant le déclenchement d'une couche superficielle de quelques dizaines de centimètres seulement. Ceci est confirmé par la portance relativement bonne du manteau.

Après le déclenchement du couloir n°1 réalisé à titre indicatif, celui du n°2 est effectué avec 2.5 kg d'explosif (par indisponibilité momentanée du Gazex). L'écoulement obtenu est tout à fait représentatif des avalanches du site quoique relativement décevant vu les conditions : formation d'un bel aérosol qui est suivi d'une partie dense peu épaisse. L'érosion de la neige en place est très visible après l'écoulement.

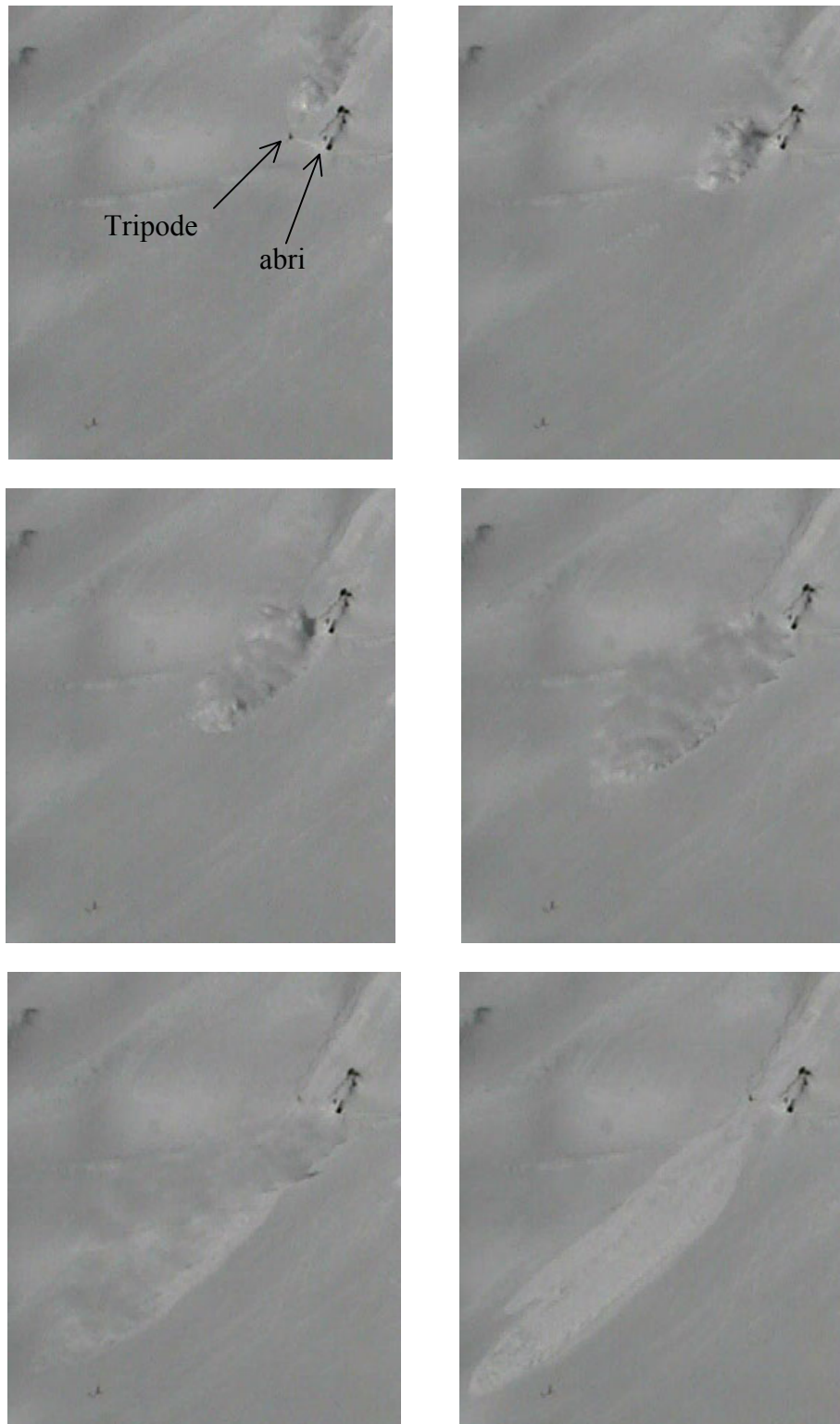


Fig. V. 26 – Séquence de l’avalanche du 30 janvier 2004 (Cemagref)

Il faut signaler ici que le déclenchement de la plaque sommitale semble s’être fait selon une double fracture créant deux vagues qui viennent ensuite interférer. Par ailleurs, l’accélération de l’écoulement est clairement visible juste avant son arrivée sur le tripode.

V Axes de développement et perspectives pour une application opérationnelle



Fig. V. 27 – Séquence de l'avalanche du 30 janvier 2004 au niveau du tripode (Cemagref)



Fig. V. 28 – Vue du dépôt depuis l’abri et érosion de la couche de surface dans le couloir (PBR)

On remarque ainsi le passage d’une première bouffée (Fig. V. 27) dont nous verrons qu’elle touche principalement le côté droit du tripode avec un effet limité. Ensuite, l’action de l’avalanche se fait réellement sentir avec l’arrivée d’une bouffée plus importante qui rapidement enveloppe le tripode sans que celui-ci ne semble réellement la perturber. Après 1.9 s environ, deux jets quasi verticaux apparaissent au-dessus des bouffées qui correspondraient à l’arrivée de la partie dense quelques instants auparavant au niveau de la base du tripode. Enfin, ces jets qui sont significatifs pendant près de 10 secondes, laissent place à un écoulement dense de faible épaisseur, constitué de vaguelettes successives et qui esquive le tripode avec la formation d’une petite étrave formée naturellement à l’amont et à rapprocher des phénomènes de zone morte. A noter que les bouffées turbulentes disparaissent au bout de 4 ou 5 secondes alors que l’écoulement dure une trentaine de secondes au niveau du tripode. Plutôt que de parler réellement d’un aérosol, il paraît donc plus juste d’évoquer une "grosse" couche de saltation. En terme de vitesse (évaluée simplement à partir des vidéos par rapport aux repères connus du site), le front de la première petite bouffée arrive sur le tripode à environ 15 m/s (54km/h) alors que la plus grosse qui la suit (et la rattrape juste à l’aval du tripode) dépasse les 22 m/s (environ 80km/h). Ensuite, l’écoulement dense s’écoule à une vitesse de l’ordre de 17 m/s (environ 61 km/h) à la fin des bouffées avant de ralentir. Il est également intéressant d’examiner la bande sonore de la vidéo réalisée :

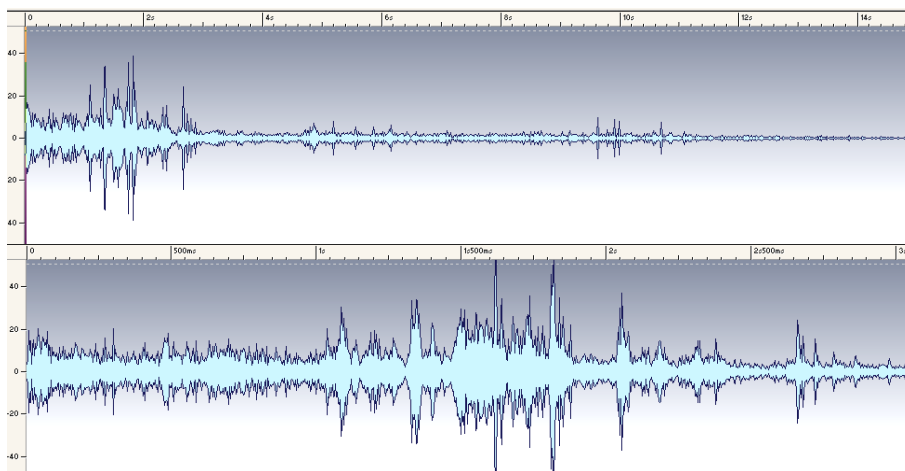


Fig. V. 29 – Amplitude sonore au passage de l’avalanche, respectivement sur les 14 et les 3 premières secondes (le signal a été recalé par rapport au contact de la première bouffée avec le tripode)

On constate ainsi des amplitudes sonores plus élevées au début de l'interaction avec le tripode. Ici il faut signaler que le bruit généré par l'avalanche en écoulement libre sans obstacle équivaut à un grondement sourd basses fréquence d'amplitude très faible : le son est bien généré par le contact et l'impact avec l'ouvrage ! A ce titre, on retrouve le fait que la première bouffée a un effet limité. Ensuite, plusieurs pics sonores apparaissent qui correspondraient à l'impact et à la succession de plus grosses bouffées sur l'obstacle. Enfin, l'arrivée de la partie dense au niveau de la base du tripode qui se traduit ensuite par la formation des jets peut être fixée de manière plus précise en considérant le pic principal à environ 1.62s après le début du contact avec le tripode.

A partir de là, plusieurs fusibles parmi ceux déformés se sont avérés exploitables pour suivre l'évolution temporelle de la sollicitation avalancheuse. Il s'agit des fusibles VI-g-B-h et V-d-M.

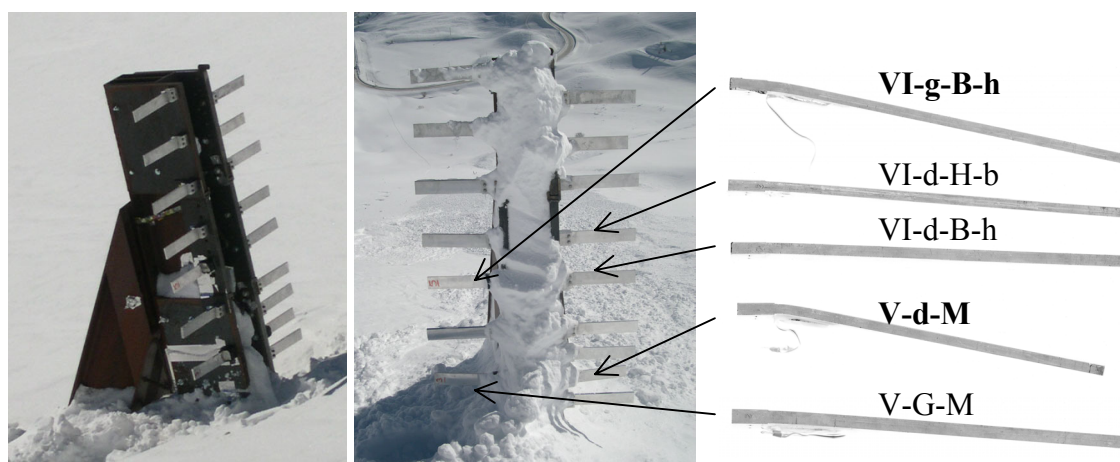


Fig. V. 30 – Tripode avant et après l'avalanche du 30 janvier 2004, déformations résiduelles des plats-fusibles (PBR)

Suite à une erreur de fabrication, le fusible V-d-M situé à droite juste au-dessus de la neige en place avant l'avalanche est plus court de 2.5 cm. Le fusible VI-g-B-h est, lui, situé sur le côté gauche, 42 cm plus haut. Dans la suite, nous parlerons respectivement du fusible bas-droit et haut-gauche. Ces deux fusibles ont une épaisseur de 6.5 mm.

Avant d'aller plus loin, il faut tout d'abord rappeler un certain nombre de points issus de la théorie des méthodes inverses. L'intérêt est de bien situer dans quel contexte se place cette exploitation de fusibles dont l'objectif, à partir du signal de la jauge, devrait être de remonter à l'évolution temporelle de la pression avalancheuse appliquée. En effet, le signal mesuré représente non seulement la contribution de l'avalanche elle-même mais intègre aussi indirectement trois autres types d'effets [Genin 1993] : les effets inertiels liés à la mise en mouvement du fusible, les effets de vibrations et des effets liés à la chaîne de mesure. Pour ce dernier point, tout ce qui contribue à lisser les mesures rend le problème d'analyse encore plus mal conditionné [Stevens 1987] et [Hillary & Edwins 1984] montre l'intérêt d'utiliser des jauges de déformation plutôt, par exemple, que des accéléromètres. De même, le positionnement du point de mesure joue un rôle important [Martin & Doyle

1996] et il doit être placé à un emplacement représentatif du comportement de la structure. Finalement et au sens théorique strict, la reconstruction de la sollicitation source à partir d'une mesure indirecte apparaît comme un problème mal posé [Bennani 2001] dont la solution n'est pas unique ni stable vis-à-vis des erreurs sur les données.

Comme il est quand même nécessaire d'avancer et malgré les difficultés particulières de ce domaine, certains développements ont pu être menés ici pour apporter quelques éléments de réponse à notre problème: pour cela, nous préférons volontairement utiliser le terme d'analyse en retour plutôt que celui d'analyse inverse! Dans cet esprit, le rebouclage consistant à réintroduire la sollicitation reconstruite comme donnée d'entrée d'une modélisation numérique pour comparer la déformation numérique et mesurée, constituera à terme un moyen crucial [Wu & al 1994] pour vérifier la qualité de l'analyse en retour effectuée et éventuellement la recalculer. Rappelons enfin que dans l'état actuel des connaissances sur les avalanches, toute information sur les caractéristiques générales d'une sollicitation avalancheuse (plus que sur la sollicitation particulière mesurée) et sur la pression subie par un obstacle est déjà précieuse.

A partir du signal obtenu au niveau de la chaîne d'acquisition, elle-même vérifiée par des essais statiques en laboratoire [Berthet-Rambaud & al 2003d] qui ont également permis de valider la répétabilité de la méthode, une première étape consiste à mener une analyse fréquentielle. Cette analyse permet de vérifier que le signal n'est pas trop perturbé (présence de « bruit ») et que les « variations » correspondent à des fréquences de réponse de la structure. La méthode utilisée est simplement basée sur une transformée de Fourier, afin de déterminer le spectre des fréquences excitées et en testant plusieurs fenêtres temporelles pour s'assurer que son contenu ne change pas en fonction de la plage de temps considérée.

Globalement, on vérifie ainsi sur le spectre de réponse fréquentielle (Fig. V. 31) qu'il n'y a qu'une fréquence de réponse dominante : elle correspond bien au premier mode propre du fusible (estimé numériquement à environ 100 Hz) qui est également favorisé par notre moyen de mesure et l'orientation de la jauge. De même, on constate qu'il n'y a pas (ou très peu pour le fusible bas-droit) de basses fréquences excitées: l'analyse relève donc bien de la dynamique avec un signal initial représentatif du phénomène et propre.

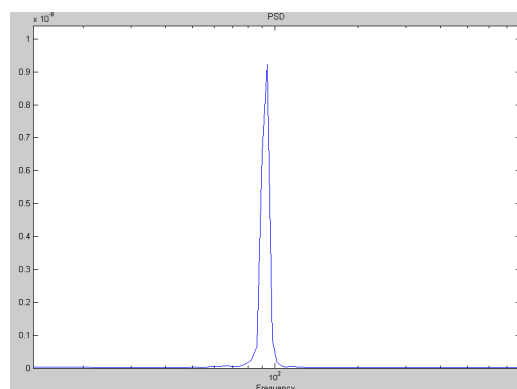


Fig. V. 31 - Spectre du signal de déformation du fusible "haut gauche" (échelle log en x et linéaire en y) - pic à 93.75 Hz

Après cette vérification, il est possible de remonter, à partir des caractéristiques de la jauge et de la résistance du câblage à l'évolution de la déformation ponctuelle au niveau du point de collage. Cette évolution a également été recalée sur l'instant du premier contact entre l'avalanche et le tripode et il a été vérifié que la fréquence d'acquisition (4000 Hz) était suffisante pour garantir la qualité du signal (par exemple par un nombre suffisant de points pour définir un pic ou une autre particularité et s'assurer qu'ils ont bien eu lieu).

Ensuite, le passage à la contrainte correspondante est réalisé en incluant le comportement élasto-plastique de l'aluminium utilisé et notamment sa pente de décharge. Pour retrouver après l'avalanche une contrainte nulle, ce module a dû être recalé à une valeur de l'ordre du tiers du module d'Young normal. Ce recalage, relativement surprenant, est le même pour les deux fusibles considérés. Les raisons n'ont pas pu encore être élucidées et cette question devra être examinée en détail lors des prochaines expérimentations : la cause peut provenir d'une dérive de l'instrumentation (même si elle est peut probable vu la durée de mesure), simplement d'un comportement particulier du matériau sollicité en dynamique cyclique ou d'erreurs liées aux opérations numériques. De toute façon, cet aspect joue principalement sur la phase de décharge qui n'est pas prépondérante vis-à-vis de la résistance des ouvrages.

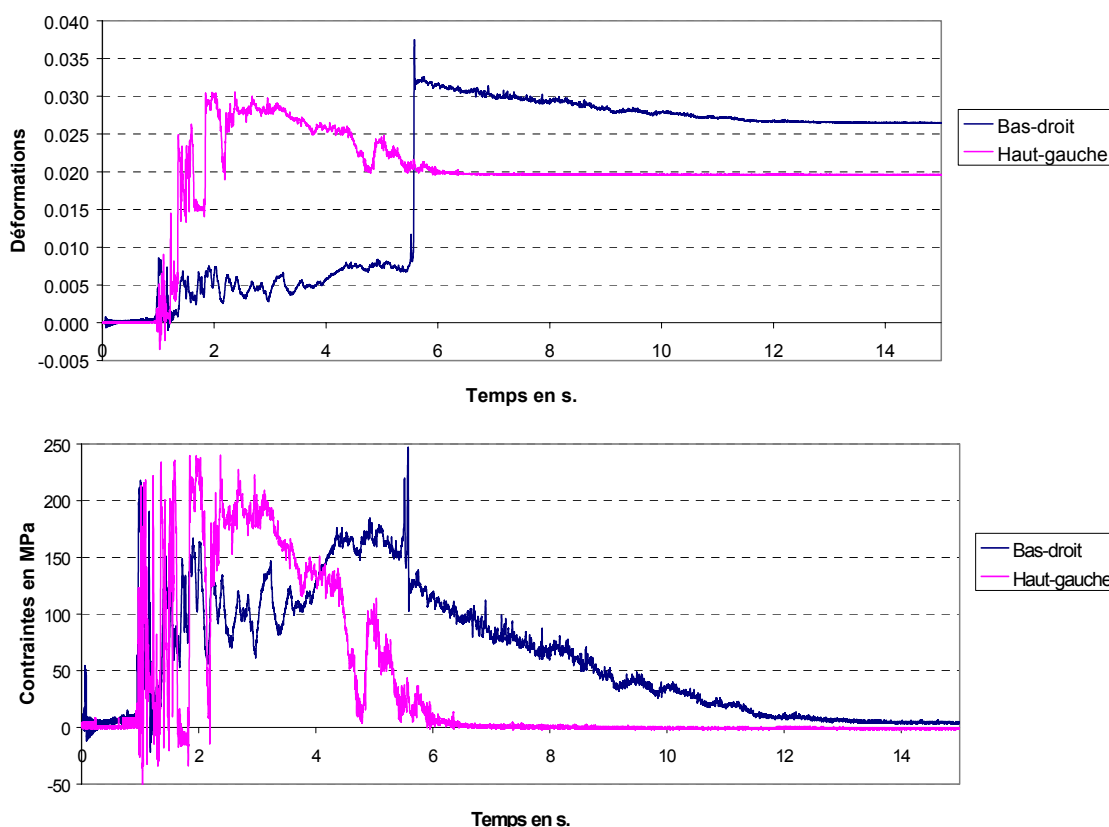


Fig. V. 32 – Déformations et contraintes au niveau de la jauge pour les fusibles bas-droit et haut-gauche sollicités par l'avalanche du 30 janvier 2004.

Plusieurs commentaires peuvent être tirés de ces courbes :

- L'examen des déformations peut être trompeur notamment dès qu'on entre dans le domaine non linéaire du matériau. Le paramètre à examiner en première approche est bien la contrainte.
- La petite bouffée qui touche la première le tripode n'a bien qu'un effet limité, légèrement plus marqué à droite comme le montre la vidéo. En revanche les amplitudes des contraintes augmentent ensuite très rapidement lors de l'arrivée des grosses bouffées suivantes.
- Globalement, on retrouve ainsi une première période très perturbée, suivie d'une phase mieux établie. Sur ce point, le saut spectaculaire de déformation observé sur le fusible bas-droit environ 5 secondes après le début serait plutôt à rapprocher de l'impact d'une boule dans l'écoulement dense.
- La différence de niveau entre les deux fusibles considérés se traduit par un retour à une contrainte nulle pour le fusible supérieur beaucoup plus rapidement. Ce retour a lieu dès la fin des bouffées turbulentes alors même que les jets continuent. Cela signifie que les jets sont générés quasi-verticalement par les fusibles les plus bas, seuls touchés par la faible épaisseur de la partie dense et lobent le reste du tripode. Pendant cette phase, l'application de la pression semble donc limitée à la partie la plus basse de l'ouvrage mais doit forcément dépendre des angles respectifs entre la direction de l'écoulement et le parement amont de l'obstacle et de l'épaisseur de l'écoulement. La fin progressive des jets se traduit également par un retour à zéro graduel de la contrainte pour le fusible le plus bas alors même que l'écoulement dense continue. Ainsi, même si l'avalanche n'est pas terminée, la petite accumulation de neige à l'amont créant une zone morte en forme d'étrave suffit à réduire la sollicitation à zéro. Tout ceci illustre parfaitement l'importance de l'interaction mutuelle écoulement-obstacle : la sollicitation effectivement subie par un ouvrage n'est pas simplement la pression dynamique au sein de l'écoulement !

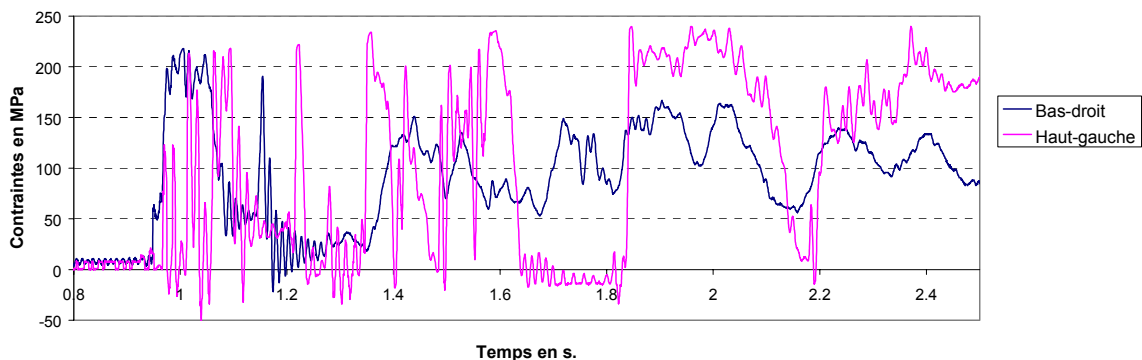


Fig. V. 33 – Contrainte au niveau du point de collage de la jauge entre 0.8s et 2.5s

- Concernant maintenant la zone perturbée (Fig. V. 33) qui semble générée en premier lieu par les plus grosses bouffées turbulentes, elle apparaît cruciale du point de vue de la résistance des ouvrages pour plusieurs raisons : tout d'abord, on y retrouve des sauts de sollicitation très rapides en quelques millièmes de secondes avec couramment des vitesses de montées en contraintes de plusieurs dizaines de GPa/s, du même ordre de grandeur que des ondes de chocs (Fig. III.2) et donc clairement dynamiques. A ce niveau, il faut signaler qu'il ne peut s'agir uniquement d'impact de boules car la partie dense n'est pas encore présente. Ensuite, ces périodes où le fusible est effectivement sollicité, sont suivies de périodes à contrainte nulle (où on retrouve les oscillations libres du fusible) parfois sur des durées non négligeables à l'échelle des variations de ce signal. Ce phénomène est sûrement à rapprocher de la structure turbulente de l'écoulement [Clément 2002] avec même la possibilité de zones de succion se traduisant par des contraintes négatives. Du point de vue de l'ouvrage, celui-ci subit une sollicitation très perturbée, constituée de phases de chargement très rapides et de décharges conduisant à une action cyclique irrégulière. Les simulations du comportement des dents de Taconnaz dans des conditions équivalentes (quoique idéalisées) ont confirmé le caractère critique de telles situations.
- En revanche, il apparaît difficile de repérer l'arrivée spécifique de la partie dense. On ne distingue en effet aucune particularité, notamment pour le fusible bas, comme s'il y avait été soumis petit à petit avec l'érosion progressive d'une potentielle zone morte déjà créée par le passage des bouffées précédentes. Le seul élément remarquable est la chute bien marquée de la sollicitation au niveau du fusible supérieure à un peu plus de 1.6 s et qui pourrait éventuellement s'interpréter comme le passage des jets évoqués précédemment devant ce fusible sans le toucher et finalement en le protégeant de l'action des bouffées. Ce scénario, effectivement osé, ne peut cependant pas être garanti.

Le retour jusqu'à la sollicitation avalancheuse proprement dite n'a pu encore être mené. Cependant, deux méthodes sont envisagées sous hypothèse de sollicitation uniforme: la première consiste à exploiter le signal en utilisant la notion de module tangent. Ce module qui correspond initialement au module d'Young du matériau évolue en fonction de l'état du matériau au niveau de la jauge et permet de calculer le moment et donc la pression correspondante, même lorsque le matériau dépasse sa limite élastique. La seconde méthode prévue utilise la relation "moment-courbure" fournie directement par le modèle numérique et qui relie la courbure (qui vaut $2\varepsilon/e$ en flexion simple où e est l'épaisseur du fusible) au moment et donc à la pression. L'objectif est de pouvoir exhiber plus concrètement le profil de pression appliquée par l'avalanche. Ce problème délicat nécessite un certain nombre de traitements numériques qui seront validés au final par le rebouclage évoqué précédemment. Cependant, même si cette ultime étape n'a pas encore pu être finalisée, les commentaires précédents gardent tout leur sens.

V.3.5.5. Bilan pour des profils spatio-temporels fiables

Au final, il paraît relativement difficile d'exhiber dès maintenant les profils recherchés seulement à partir de deux avalanches. Cependant, un certain nombre d'éléments paraissent importants à souligner.

Tout d'abord, les mesures effectuées confirment globalement la forme des profils spatiaux de pression maximale généralement admis avec une intensité plus élevée pour les couches inférieures. En revanche, l'avalanche du 30 janvier 2004 montre aussi que les parties turbulentes de l'écoulement peuvent générer des sollicitations au moins aussi importantes que la partie dense. Surtout, ces bouffées vont soumettre les éventuels ouvrages présents à un chargement hautement dynamique et cyclique très préjudiciable à leur résistance.

Ensuite, il semblerait que si l'écoulement dense sollicite effectivement de manière plus importante la partie inférieure de l'obstacle (avec laquelle il est en contact), les bouffées ont tendance à solliciter plus largement une zone à une certaine hauteur au-dessus du sol.

Temporellement enfin, on note qu'il n'y a pas forcément concordance entre la sollicitation subie par l'un ou l'autre des deux fusibles : l'un peut subir une pression croissante alors que l'autre subit une décharge. La forme du profil de pression générée peut donc largement évoluer au cours du temps entraînant des déformations particulières de l'ouvrage. Ces variations sont moins sensibles lorsque le régime d'écoulement se stabilise où on retrouve même des tendances communes remarquables.

Ainsi, l'objectif d'obtenir des profils spatio-temporels types risque d'être délicat à atteindre notamment pour caractériser la phase transitoire turbulente. Pour autant, cette phase peut aussi être caractérisée simplement par l'intensité de ses montées en pression qui deviendrait le nouveau paramètre prépondérant pour dimensionner les ouvrages soumis aux avalanches.

V.3.6. Perspectives

D'un point de vue technique, le bilan de l'utilisation de ces micro-structures fusibles comme macro-capteurs est largement positif et la phase de mise au point peut être jugée satisfaisante. Les deux avalanches exploitées précédemment montrent ainsi la faisabilité de la démarche et permettent même d'obtenir de premiers résultats sur ce que peut subir un ouvrage aux deux niveaux de lecture évoqués : l'évolution de la pression dans le temps et sa valeur maximale. Certes, l'exploitation des mesures est ici un peu plus longue qu'avec de simples capteurs et nécessite encore quelques développements dans un contexte théorique particulier mais l'énorme avantage est que le principe retenu permet d'intégrer l'ouvrage dans son contexte avec un résultat qui est représentatif de la sollicitation effectivement subie. Cette situation permettra d'aborder avec une meilleure fiabilité le problème du dimensionnement d'ouvrages réels. Par ailleurs, cette approche ouvre des perspectives nouvelles pour caractériser l'action d'une avalanche, soit en général soit pour un site donné.

En effet, les deux exemples précédents montrent plutôt l'utilisation individualisée de ces fusibles. Cette situation ne permet sûrement pas de prendre complètement en compte l'interaction entre l'écoulement et l'obstacle qui dans ce cas, n'a pas une géométrie suffisamment significative mais laisse augurer de nouvelles applications : il est ainsi parfaitement envisageable de placer dans un couloir mal connu des tubes métalliques comme fusibles, par exemple au préalable du dimensionnement d'un ouvrage définitif. L'analyse de ces cas artificiels de pathologie doit permettre selon la même approche d'apporter des éléments nouveaux sur les pressions maximales possibles. Ces fusibles peuvent ainsi servir à caractériser la "capacité destructrice" d'un site y compris en évaluant la direction privilégiée de sollicitation (comme ont pu le montrer les armatures peignées de Tacconnaz).

Une autre application qui verra peut-être bientôt le jour consiste à utiliser la déformation dynamique d'un élément adéquat comme indicateur du passage d'une avalanche : ce détecteur du passage d'une avalanche qui s'inspire directement du principe d'analyse en retour argumenté ici est en train de prendre forme autour de nouvelles collaborations. Il pourra à la fois servir de détecteur à proprement parler, par exemple pour commander la fermeture d'une route par feux mais surtout apporter enfin une réponse à la fréquente question qui se pose en cas de déclenchement artificiel à distance et sans visibilité : l'avalanche est-elle partie ? (avec toutes les conséquences que cela peut engendrer).

De manière plus précise pour le problème de la sollicitation subie par un obstacle réel, l'utilisation collective des fusibles développés ici doit permettre d'apporter les éléments recherchés. En effet, il suffit de les juxtaposer pour créer un véritable obstacle placé frontalement à l'écoulement et offrir une surface significative pour intégrer cette fameuse interaction mutuelle. L'avantage est que chaque fusible agissant indépendamment tout en incluant l'effet de groupe, la méthode doit permettre d'exhiber le profil de pression qui s'applique sur cette surface et son évolution dans le temps et dans l'espace avec un nombre inégalé de point et surtout à un coût raisonnable. Éventuellement dans ce cas, une option pourrait être de dimensionner les fusibles pour qu'ils restent élastiques et éviter leur remplacement fastidieux à chaque avalanche. L'exploitation se ferait alors uniquement à partir de l'acquisition d'un maximum de jauges de déformation et plus à partir des déformations résiduelles.

Dans le même ordre d'idée et notamment pour tester les effets d'échelle, une autre expérimentation toujours sur le même principe a été installée dans le couloir n°1 mais n'a pu être exploitée : la principale chute de neige de l'hiver 2003-2004, partiellement purgée et combinée aux effets du vent a conduit à encombrer les couloirs d'une épaisseur en place plus importante qu'à l'habitude et ensevelissant pour le reste de la saison cette nouvelle structure. Celle-ci est constituée d'une plaque qui moyenne la sollicitation sur 1m² et supportée par une poutre console en acier, fixée et instrumentée en pied avec plusieurs jauges. De la même manière que pour les fusibles, il s'agit de déduire la pression générée à partir du comportement de cet ouvrage mesuré en quelques points significatifs. En revanche, il s'agit ici de rester dans le domaine élastique. De premiers développements

théoriques [Berthet-Rambaud & al 2003d] ont ainsi permis de montrer l'applicabilité de la démarche pour cet ouvrage plus ambitieux.

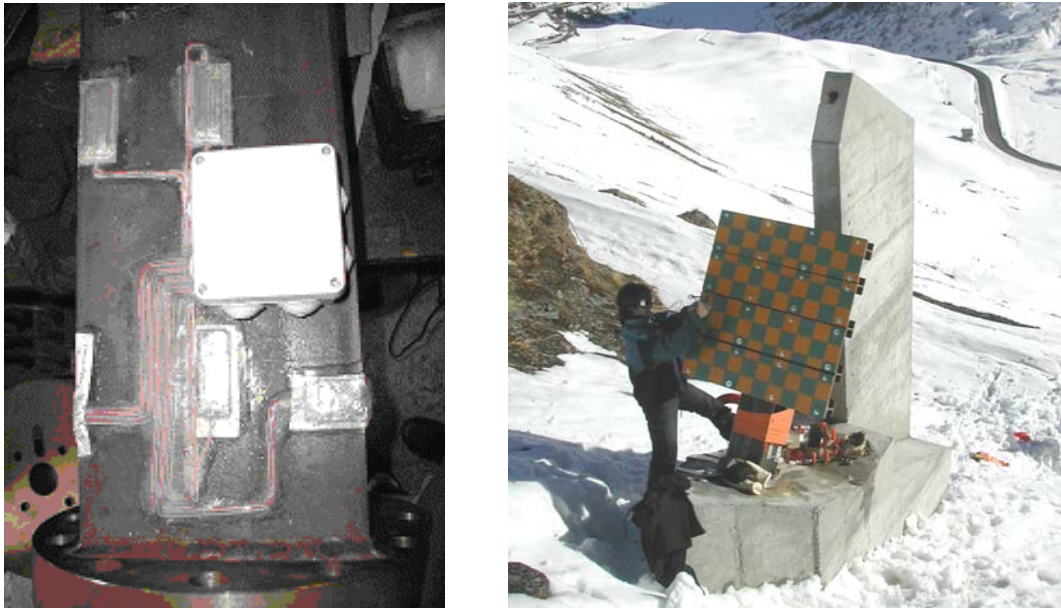


Fig. V. 34 – Les différentes jauges en pied de poutre et la plaque mise en place dans le couloir 1 (PBR)

A partir de là, il serait également intéressant de développer des moyens pour mener des études paramétriques. En effet, le nombre de mesures expérimentales restera forcément limité sauf à attendre de nombreuses années. Il serait donc judicieux de s'en servir également pour développer et valider des modèles, soit numériques, soit physiques à échelle réduite. Leur utilisation permettrait ensuite de tester l'influence de tel ou tel paramètre et d'avancer de manière efficace sur ces difficiles questions de l'interaction écoulement-obstacle. A ce titre, l'équipement du site avec des moyens plus performants pour mieux caractériser l'écoulement (principalement par son profil de vitesse et de densité à l'arrivée sur l'obstacle) permettrait d'aller dans ce sens pour compléter les informations partielles apportées par les caméras et les sondages et fournir les données d'entrée nécessaires à une analyse globale du système. En parallèle, le développement d'un système d'acquisition automatique et un meilleur suivi météo permettraient d'augmenter les chances d'obtention de résultats surtout en exploitant les avalanches naturelles.

VI. Conclusion générale

"Tchembé Raid Pa Moli"

Expression guyanaise

Cette thèse aborde un champ d'étude relativement neuf dont l'originalité consistait à s'intéresser aux domaines des avalanches et des chutes de blocs, habituellement plutôt réservés aux mécaniciens des fluides et aux géo-mécaniciens, sous l'angle du génie-civil et des structures. Ce travail, relativement varié par les aspects traités, a ainsi pu apporter un certain nombre d'éléments pour répondre aux interrogations actuelles sur l'interaction "phénomène-ouvrage".

Tout d'abord, la modélisation numérique des essais d'impact sur dalles PSD a pu montrer le potentiel de l'utilisation d'un modèle réaliste de comportement du matériau béton basé sur la mécanique de l'endommagement couplé à une modélisation et un calcul "éléments finis" temporel non linéaire. Par rapport à d'autres modèles de comportement, le modèle PRM présente un compromis intéressant pour remplir les conditions nécessaires dans le contexte des risques naturels et même envisager une application opérationnelle. Ainsi, la qualité des résultats obtenus montre que les principaux phénomènes physiques en jeu sont correctement pris en compte. Il faut en particulier souligner ici la capacité à simuler des chargements cycliques et à intégrer l'ouverture, la refermeture des fissures et la restauration de la raideur associée qui sont autant de phénomènes cruciaux pour un ouvrage soumis aux avalanches ou chutes de blocs. A ce niveau et sauf à se limiter à des sollicitations de faible intensité, il faut également signaler l'intérêt à pouvoir intégrer dans la modélisation le comportement anélastique des matériaux, notamment dans un domaine des risques naturels où les combinaisons d'action retenues pour le dimensionnement des ouvrages sont plus sensibles à l'empirisme. Bien sûr et dans un contexte où les événements attendus ont des occurrences faibles, tolérer un possible endommagement dans la réponse normale de l'ouvrage (comme c'est le cas pour les dalles PSD) justifie de fait directement ce niveau de modélisation.

Ensuite, le choix d'une approche "éléments finis" pour mener un calcul temporel non linéaire a pu être validé, notamment par rapport au cas critique du choc d'un bloc lui-même en béton. Cette approche montre non seulement son potentiel et son avance pour traiter correctement l'ouvrage dans son ensemble en intégrant des conditions d'appuis ou aux limites complexes mais aussi pour commencer à entrer dans le détail des phases de l'impact. Ainsi, plus qu'un compromis qui occulterait certains aspects au profit d'autres nécessitant de faire un choix, les "éléments finis" non linéaires autorisent une démarche complète. Par ailleurs et dans le but de contribuer à l'amélioration des pratiques actuelles, cet outil de modélisation trouve tout son sens en laissant envisager le développement de méthodes simplifiées tout à fait judicieuses.

En parallèle, l'opportunité d'utiliser un schéma de résolution en temps explicite a également été justifiée. Si ce schéma était clairement nécessaire pour traiter correctement les phénomènes liés à l'impact, son utilisation a également permis de répondre favorablement à la prise en compte d'une sollicitation avalancheuse violente tout en restant capable de traiter les phases moins sévères (voire quasi-statiques) proprement.

Cette combinaison de moyens de modélisation, "éléments finis" et modèle d'endommagement dans un schéma global explicite, constitue donc une solution intéressante pour envisager la simulation d'ouvrages réels soumis à des chargements dynamiques, même localisés de type impact. En ce sens, cette solution apparaît complètement adaptée au contexte particulier des risques naturels. Les calculs sur les dalles PSD fournissent même un jeu de paramètres maîtrisé dont on a vu qu'il s'applique déjà aussi bien à la dalle horizontale qu'à la maquette inclinée. On dispose là d'un outil et d'une recette qui peuvent être jugés comme tout à fait satisfaisants pour traiter les questions liées à ce type d'ouvrage. Cela ouvre notamment des perspectives pour mener des études paramétriques et envisager des expérimentations numériques dans le but par exemple de tester d'autres configurations angulaires : ces éléments sont autant d'informations qui viennent en complément des observations expérimentales pour les conforter et participer à la compréhension des phénomènes en jeu. A terme, il est même imaginable que les outils utilisés puissent servir de base à des moyens d'aide à la décision pour les gestionnaires en vue de décider des mesures de maintenance ou de réparation sur un ouvrage, à partir de son vécu et de l'évaluation actualisée de ses capacités.

Ensuite, en considérant que cette combinaison numérique a pu montrer son potentiel sur un problème relativement sévère, son application au cas de la sollicitation avalancheuse, répartie et d'une dynamique a priori plus limitée, ne pose pas de problèmes particuliers. La modélisation numérique du comportement des dents défectives de Tacconnaz, a pu être menée sans difficultés en démontrant également à cette occasion l'applicabilité de ce travail à des ouvrages réels existants pour mener une expertise numérique. Plus que cela, les résultats obtenus montrent l'intérêt de pouvoir utiliser ce moyen pour faire "parler" les cas de pathologies réels et mieux caractériser l'interaction "phénomène-ouvrage".

Ainsi, un certain nombre de résultats instructifs viennent en complément de l'expertise nivologique et de terrain : quantitativement, l'évaluation de la capacité résistante de l'ouvrage permet d'estimer une valeur de pression équivalente au moins dépassée par la sollicitation pour atteindre le niveau de destruction observé. Ensuite, le suivi de l'évolution des variables d'endommagement permet de confirmer les zones potentielles de faiblesse et de rupture. Mais surtout, la capacité à juger l'influence de la dynamique de la sollicitation indique qu'il s'agit là d'un aspect prépondérant pour ce type d'ouvrages. Dans la gamme des vitesses de sollicitation qui peuvent être générées par les avalanches (valeurs bibliographiques qui sont également confirmées par nos propres expérimentations), les phénomènes d'inertie au sein des ouvrages ne peuvent plus être systématiquement négligés et les aspects dynamiques associés doivent être pris en compte. Dans cette situation, une structure dimensionnée simplement selon les pratiques actuelles peut subir une destruction ou des dommages prématurés alors même que le niveau de sollicitation n'aura pas encore atteint ses capacités limites statiques.

Ce point crucial est d'ailleurs une des principales conclusions de ce travail : le dimensionnement actuel des ouvrages soumis aux phénomènes gravitaires rapides basé simplement sur des principes statiques n'est pas satisfaisant. D'une manière ou d'une autre

et pour garantir le niveau de protection souhaité, il est nécessaire d'intégrer les aspects dynamiques. L'idéal serait, bien sûr, de pouvoir adapter et finaliser un dimensionnement classique à la lumière de simulations numériques dans l'esprit de celles présentées dans ces pages. Pour envisager raisonnablement cette utilisation dans un contexte opérationnel, ce point justifie la nécessité de développer des outils et méthodes simplifiés. Ces moyens doivent permettre d'appréhender correctement l'influence de la dynamique de la sollicitation en assurant un compromis raisonnable pour représenter les principaux phénomènes intervenant dans le comportement de la structure. A court ou moyen terme et comme il faut bien reconnaître que ces éléments ne sont pas encore au point et disponibles (ce qui constitue un des challenges à relever après cette thèse), il est au moins nécessaire de sensibiliser les concepteurs et autres experts en avalanches sur ces aspects. Pour cela, l'expertise pluridisciplinaire de la destruction des dents de Tacconnaz est particulièrement pédagogique.

Faute de mieux, il est donc nécessaire d'insérer dès la conception de l'ouvrage, un certain nombre de prescriptions particulières, qui, si elles ne sont parfois qu'empiriques ou de bon sens, permettent de limiter ces effets dynamiques. Un soin tout particulier doit notamment être apporté au ferrailage qui pourrait s'inspirer entre autres des règles parasismiques. En parallèle, il est important de signaler que les ouvrages doivent aussi être conçus pour prendre en compte la possibilité de chargements cycliques, également avérés dans la réalité et qui, s'ils ne sont pas intégrés au moment du dimensionnement, peuvent avoir des conséquences désastreuses. Il en est de même pour les impacts rocheux dans le cas des structures paravalanches.

Le second point, qui ne permet pas de tirer le meilleur profit des outils numériques et qui limite aussi l'amélioration des pratiques actuelles, concerne l'état des connaissances sur la sollicitation que subit effectivement l'ouvrage. En fait, plus que la sollicitation elle-même, c'est toute l'interaction entre l'ouvrage et le phénomène qui est encore mal comprise ou maîtrisée et ne permet pas de disposer de données d'entrée fiables. Ce constat, flagrant pour les avalanches, touche aussi les chutes de blocs (quelle est par exemple l'influence de la qualité de la roche sur les phases de l'impact ?) et plus largement les autres phénomènes naturels. Il y a donc là un champ d'investigation nouveau à aborder qui devrait être d'autant plus prioritaire qu'il a des répercussions directes sur notre sécurité et qu'il pourrait avoir des applications immédiates!

A notre niveau, la partie expérimentale de ce travail vise à combler une partie de ces lacunes pour la sollicitation avalancheuse. L'originalité mais aussi la force du principe retenu est encore d'utiliser la structure comme indicateur de l'interaction "phénomène-ouvrage" pour remonter à la sollicitation. Ce principe s'inspire directement du travail d'analyse réalisé a posteriori sur les dents de Tacconnaz et dont on a vu qu'il permettait aussi d'apporter des informations sur l'avalanche destructrice. Pour être plus efficace et surtout utiliser ce principe à des fins de mesures expérimentales, des structures spécifiques sont développées, accompagnées d'un protocole expérimental complet. Au final, il s'agit de caractériser la sollicitation avalancheuse par analyse en retour des déformations et plus

largement du comportement de structures métalliques adaptées. Malgré des difficultés de mise au point ou simplement expérimentales pour composer avec des avalanches réelles, les premiers résultats obtenus montrent la capacité de cette approche originale qui assure notamment que le résultat est bien la sollicitation subie par l'ouvrage en situation plus que celle générée par le phénomène. Un premier profil vertical est exhibé mais surtout deux signaux temporels sont exploités et qui confirment le caractère hautement dynamique de l'action avalancheuse, non seulement en terme de vitesse mais aussi d'oscillation avec des périodes de chargement nul voire inversé. Ces éléments confirment les conclusions évoquées dans les paragraphes précédents quant au dimensionnement des ouvrages soumis à ces phénomènes gravitaires rapides.

L'ensemble de ces résultats montre l'intérêt des approches pluridisciplinaires : aborder les avalanches et les chutes de blocs par le génie-civil permet de progresser d'une part sur les ouvrages eux-mêmes mais aussi sur leur interaction avec le phénomène et donc également sur la compréhension de celui-ci. A ce titre, les expérimentations proposées sur le site du Lautaret sont tout à fait représentatives de cet état d'esprit.

Finalement, l'exploitation des avancées dans différents domaines peut permettre d'apporter de nouveaux éléments aux questions de terrain pour améliorer les pratiques opérationnelles si possible à échéance la plus courte possible. Cette voie de recherche ne doit pas être négligée même si d'aucuns pourraient la juger d'abord comme une démarche d'ingénierie trop proche du terrain : en effet, il s'agit aussi de progresser à travers de nouveaux développements en confrontation directe avec leur contexte et le fait même que des lacunes existent dans un domaine aussi sensible que celui de la protection vis-à-vis des risques naturels justifie cet effort pour une recherche appliquée et impliquée. Il faut donc espérer que ce travail pourra fructifier en exploitant les belles perspectives déjà palpables.

Annexe : simulations dalle PSD - Fichier de données type - Abaqus version 6.4

Cette annexe fournit à titre indicatif un exemple type de fichier de données utilisé avec Abaqus v6.4 et la sous-routine du modèle PRM pour mener à bien les simulations d'impact sur la maquette PSD horizontale dont les résultats sont présentés en partie IV. Les lignes précédées de ** correspondent à des commentaires. Les lignes rouges ont été ajoutées pour éclairer la structuration de ce fichier *.inp par ailleurs allégé de toutes les parties répétitives et autres listes de coordonnées de nœuds ou éléments du maillage .

Rappel: Toutes les informations sur la structure elle-même, telles que fournies par Tonello IC et le LOCIE-ESIGEC, sont rassemblées en IV.2.3.

```
*Heading
essai ELU partie reparee dalle PSD horizontale
**
*Part, name=bloc
*End Part
*Part, name=dalle
*End Part
**
*Assembly, name=Assembly
**
*****
**      DESCRIPTION DE LA DALLE ET DES APPUIS
*****
**
*Instance, name=idalle, part=dalle
** Noeuds du maillage de la partie béton de la dalle
*node
1      ,      0      ,      0      ,      0
2      ,      0.5    ,      0      ,      0
...
3515  ,      12     ,      0.28  ,      4.8
**
** noeuds maillage éléments néoprènes
5001  ,      0.355  ,      -0.00000001 ,      0.345
5002  ,      0.355  ,      -0.00000001 ,      0.455
...
5440  ,      11.645 ,      -0.01   ,      4.345
**
** noeuds maillage platines fusibles
5501  ,      0.355  ,      -0.018   ,      0.345
5502  ,      0.355  ,      -0.018   ,      0.455
...
5588  ,      11.645 ,      -0.018   ,      4.345
**
** noeuds maillages cylindres fusibles
11001 ,      0.2709448 ,      -0.118  ,      0.417775
11002 ,      0.2709448 ,      -0.018  ,      0.417775
...
11112 ,      0.3304065 ,      -0.1037143 ,      0.4151791
12001 ,      1.4109448 ,      -0.118  ,      0.417775
12002 ,      1.4109448 ,      -0.018  ,      0.417775
...
12112 ,      1.4704065 ,      -0.1037143 ,      0.4151791
13001 ,      2.5509448 ,      -0.118  ,      0.417775
13002 ,      2.5509448 ,      -0.018  ,      0.417775
...
13112 ,      2.6104065 ,      -0.1037143 ,      0.4151791
14001 ,      3.6909448 ,      -0.118  ,      0.417775
...
32112 ,      11.7304065 ,      -0.1037143 ,      4.4151791
**
```

```

** Noeuds maillage cage d'armatures
** etriers
100001 , 0.125 , 0.019 , 0.16
100002 , 0.125 , 0.261 , 0.16
...
107788 , 11.875 , 0.019 , 4.64
** armatures transversales
110001 , 0.15 , 0.031 , 0
110002 , 0.15 , 0.031 , 0.4
...
113404 , 11.85 , 0.249 , 4.8
** armatures longitudinales
120001 , 0 , 0.049 , 0.16
120002 , 0.4 , 0.049 , 0.16
...
122434 , 12 , 0.234 , 3.66
**

** Noeuds references support dispositifs anti-soulèvement
130001, 1.3, 0, 0.4
130002, 5.6, 0, 0.4
...
130006, 10.7, 0, 4.4
**

*****
**

** éléments parallélépipédiques maillage dalle
*Element, type=C3D8R, elset=dalle
1 ,704,705,742,741,1,2,39,38
2 ,705,706,743,742,2,3,40,39
...
2592 ,3477,3478,3515,3514,2774,2775,2812,2811
**

** éléments parallélépipédiques maillage néoprènes
*Element, type=C3D8R, elset=neoprenes
4001 ,5001,5002,5003,5004,5005,5006,5007,5008
4002 ,5005,5006,5007,5008,5009,5010,5011,5012
...
4088 ,5433,5434,5435,5436,5437,5438,5439,5440
**

** éléments parallélépipédiques maillage platines fusibles
*Element, type=C3D8R, elset=platsupfusible
4101 ,5017,5018,5019,5020,5501,5502,5503,5504
4102 ,5037,5038,5039,5040,5505,5506,5507,5508
...
4122 ,5437,5438,5439,5440,5585,5586,5587,5588
**

** éléments coques maillage cylindres fusibles (i de 1 à 22)
*Element, type=S4R, elset=cyl-fusiblei
1i001 ,1i001,1i005,1i041,1i030
1i002 ,1i005,1i006,1i042,1i041
...
1i098 ,1i112,1i035,1i004,1i023
**

** éléments treillis ferrailage dalle
** étriers
*Element, type=T3D2
100001 , 100001 , 100002
100002 , 100002 , 100003
...
107788 , 107788 , 107785
** armatures transversales
*Element, type=T3D2, elset=armatures-direction3-16
110001 , 110001 , 110002
110002 , 110002 , 110003
...
113168 , 113403 , 113404
** armatures longitudinales
*Element, type=T3D2, elset=armatures-direction1-20
120001 , 120001 , 120002
120002 , 120002 , 120003
...

```

```

121024 ,      121055 ,      121056
*Element, type=T3D2, elset=armatures-direction1-14
121025 ,      121057 ,      121058
121026 ,      121058 ,      121059
...
122364 ,      122433 ,      122434
**
** éléments ressorts dispositifs anti-soulèvement
*Element, type =SPRINGA, elset=anti-soulev
130001,2853,130001
130002,2866,130002
...
130006,3438,130006
**
** Définition des différentes zones de béton pour pré-endommagement
*elset, elset=zone-reparee,generate
170 ,      174 ,      1
206 ,      210 ,      1
...
2294 ,      2298 ,      1
**
*elset,elset=pourtour-inferieur, generate
133 ,      140 ,      1
385 ,      392 ,      1
...
176 ,      356 ,      36
*elset, elset=diagonale-pourtour-inferieure, generate
781 ,      788 ,      1
1033 ,      1040 ,      1
...
141 ,      393 ,      36
*elset, elset=diagonale-pourtour-milieu, generate
1429 ,      1436 ,      1
1681 ,      1688 ,      1
...
106 ,      430 ,      36
*elset, elset=reste-dalle,generate
2077 ,      2084 ,      1
2329 ,      2336 ,      1
...
2374 ,      2592 ,      1
**
*****
**
** Définition des propriétés mécaniques et/ou des types de matériaux pour chaque ensemble
**
** dispositifs anti-soulèvement: barre phi16 de 1 mètre K=ES/L
*Spring, elset=anti-soulev, nonlinear

0.,0.
0.,0.0175
3.15e7,1.0175
**
*Solid Section, elset=zone-reparee, material=beton-zone-reparee
1.,
*Solid Section, elset=pourtour-inferieur, material=beton-pourtour-inferieur
1.,
*Solid Section, elset=diagonale-pourtour-inferieure, material=beton-diagonale-pourtour-inferieure
1.,
*Solid Section, elset=diagonale-pourtour-milieu, material=beton-diagonale-pourtour-milieu
1.,
*Solid Section, elset=reste-dalle, material=beton-reste-dalle
1.,
**
*Solid Section, elset=neoprenes, material=neoprene
1.,
*solid Section, elset=platsupfusible, material=acier-fusibles
1.,
*Shell Section, elset=cyl-fusible1, material=acier-fusibles
0.0029, 5

```

```

...
*Shell Section, elset=cyl-fusible22, material=acier-fusibles
0.0029, 5
**
*solid Section, elset=armatures-direction3-16, material=acier-armatures
0.000201
*solid Section, elset=armatures-direction1-20, material=acier-armatures
0.000314
*solid Section, elset=armatures-direction1-14, material=acier-armatures
0.000154
*solid Section, elset=etriers, material=acier-armatures
0.000050
*solid Section, elset=epingles, material=acier-armatures
0.000079
**
** "noyage" des armatures dans le béton
*embedded element, host elset=dalle
armatures-direction3-16,armatures-direction1-20,armatures-direction1-14,etriers
**
*End Instance
**
*****
**                               DESCRIPTION DU BLOC
*****
**
*Instance, name=ibloc, part=bloc
**
** Pré-Positionnement
9.1      ,4.59654,2.16
9.1      ,4.59654,2.16,8.926799277,5.578810117,2.231742087,135.7201738
**
** Nœuds du maillage de la partie béton du bloc
*Node
  1,    0.29,   -0.515,   -0.225
  2,    0.29,   -0.065,   -0.225
...
759, -0.03519728, -0.1766913, -0.1861985
**
** Nœuds du ferrailage du bloc
10001 ,      -0.23 ,      -0.06 ,      -0.23
10002 ,      -0.138 ,      -0.06 ,      -0.23
...
10320 ,      0.27 ,      -0.37 ,      -0.08
**
** éléments tétraédrique maillage bloc
*Element, type=C3D4, elset=bloc
  1, 362, 401, 157, 156
  2, 361, 403, 156, 155
...
3072, 465, 470, 757, 593
**
** éléments treillis ferrailage bloc
*Element, type=T3D2, elset=armatures-bloc
10001 ,      10001 ,      10002
10002 ,      10002 ,      10003
...
10280 ,      10319 ,      10320
**
** Définition des propriétés mécaniques et/ou des types de matériaux pour chaque ensemble
*Solid Section, elset=bloc, material=betonbloc
1.,
*solid Section, elset=armatures-bloc, material=acier-armatures
0.000113
**
** "noyage" des armatures dans le béton
*embedded element, host elset=bloc
armatures-bloc
**
*End Instance

```

```

**
*****
**          DESCRIPTION DES DIFFERENTES PARTIES DU MODELE
*****
**
*elset, elset=armatures-bloc, instance=ibloc, generate
10001,10280,1
*Elset, elset=dalle, instance=idalle, generate
  1, 2592,  1
*nset, nset=ndalle, instance=idalle, generate
  1, 3515,  1
*Elset, elset=bloc, instance=ibloc, generate
  1, 3072,  1
*Nset, nset=nbloc, instance=ibloc, generate
  1, 759,  1
*Nset, nset=cdg-bloc, instance=ibloc
8,36
*Elset, elset=sup-dalle, instance=idalle, generate
1945,2592, 1
*nset, nset=point-impact-bloc, instance=ibloc
26,7,208,204,207
*nset, nset=point-impact-elucr, instance=idalle
3139
**
*nset, nset=LVDt-elucr-A, instance=idalle
258
...
*nset, nset=LVDt-elucr-I, instance=idalle
236
*nset, nset=pot-de-gres-elucr-J, instance=idalle
179
...
*nset, nset=pot-de-gres-elucr-M, instance=idalle
472
**
*elset,elset=cyl-fusible1, instance=idalle, generate
11001,11098,1
...
*elset,elset=cyl-fusible22, instance=idalle, generate
32001,32098,1
**
*elset, elset=cyl-fusibles, instance=idalle
cyl-fusible1, ...cyl-fusible22
**
*nset, nset=support-fusible1, instance=idalle

11001,11004,11024,11025,11026,11027,11028,
11029,11030,11031,11032,11033,11034,11035
...
*nset, nset=support-fusible22, instance=idalle

32001,32004,32024,32025,32026,32027,32028,
32029,32030,32031,32032,32033,32034,32035
**
*nset, nset=sommet-cylindre-fusible1, instance=idalle

11002,11003,11011,11012,11013,11014,11015,
11016,11017,11036,11037,11038,11039,11040
...
*nset, nset=sommet-cylindre-fusible22, instance=idalle

32002,32003,32011,32012,32013,32014,32015,
32016,32017,32036,32037,32038,32039,32040
**
**
*nset, nset=sommet-neoprene1, instance=idalle
5001

```

```

...
*nset, nset=sommet-neoprene22, instance=idalle
5421
**
*nset, nset=inf-platine-fusible1, instance=idalle
5501
...
*nset, nset=inf-platine-fusible22, instance=idalle
5585
**
*Elset, elset=platine-fusible1, instance=idalle
4101
...
*Elset, elset=platine-fusible22, instance=idalle
4122
**
*elset, elset=neoprene1, instance=idalle
4001, 4002, 4003, 4004
...
*elset, elset=neoprene22, instance=idalle
4085, 4086, 4087, 4088
**
*elset, elset=neoprenes, instance=idalle, generate
4001,4088,1
**
*Elset, elset=inf-dalle, instance=idalle,generate
1,648,1
**
*Elset, elset=neop-sup-fusible1, instance=idalle
4001
...
*Elset, elset=neop-sup-fusible22, instance=idalle
4085
**
*nset, nset=rebond, instance=idalle,generate
593,629,1
38,74,1
**
*nset,nset=support-anti-soulev,instance=idalle,generate
130001,130006,1
**
*elset, elset=armatures-direction1-bas-impact-elucr, instance=idalle, generate
121172, 121179, 1
...
121552, 121559, 1
**
*elset, elset=armatures-direction1-haut-impact-elucr, instance=idalle, generate
121842, 121849, 1
...
122222, 122229, 1
**
*elset, elset=armatures-direction3-bas-impact-elucr, instance=idalle, generate
111220, 111227, 1
...
111428, 111435, 1
**
*elset, elset=armatures-direction3-haut-impact-elucr, instance=idalle, generate
112804, 112811, 1
...
113012, 113019, 1
**
*elset, elset=epingles-zone-impact-elucr, instance=idalle, generate
102293, 102319, 2
...
104417, 104443, 2
**

```

```

*elset, elset=armatures, instance=idalle, generate
10001, 107788, 1
110001, 113168, 1
120001, 122364, 1
**
*elset, elset=zone-reparee, instance=idalle, generate
170 , 174 , 1
...
2294 , 2298 , 1
**
*elset, elset=pourtour-inferieur, instance=idalle, generate
133 , 140 , 1
...
176 , 356 , 36
*elset, elset=diagonale-pourtour-inferieure, instance=idalle, generate
781 , 788 , 1
...
141 , 393 , 36
*elset, elset=diagonale-pourtour-milieu, instance=idalle, generate
1429 , 1436 , 1
...
106 , 430 , 36
*elset, elset=reste-dalle, instance=idalle, generate
2077 , 2084 , 1
...
2374 , 2592 , 1
**
*****
** DESCRIPTION DES SURFACES DE CONTACT
*****
**
** interface bloc dalle
*Surface, type=ELEMENT, name=surf-sup-dalle
sup-dalle, S1
*Surface, type=NODE, name=surf-bloc
nbloc
**
** interface dalle - fusibles
*Surface, type=ELEMENT, name=surf-inf-dalle
inf-dalle, S2
*Surface, type=ELEMENT, name=surf-neop-sup-fusible1
neop-sup-fusible1, S1
...
*Surface, type=ELEMENT, name=surf-neop-sup-fusible22
neop-sup-fusible22, S1
**
** interface cylindres fusibles - platines fusibles
*Surface, type=NODE, name=surf-sup-cyl-fusible1
somet-cylindre-fusible1
...
*Surface, type=NODE, name=surf-sup-cyl-fusible22
somet-cylindre-fusible22
**
*Surface, type=ELEMENT, name=surf-inf-platine-fusible1
platine-fusible1, S2
...
*Surface, type=ELEMENT, name=surf-inf-platine-fusible22
platine-fusible22, S2
**
** contact collé platine - cylindres fusibles
*tie, name=soudure, adjust=no
surf-sup-cyl-fusible1, surf-inf-platine-fusible1
...
surf-sup-cyl-fusible22, surf-inf-platine-fusible22
**
*End Assembly

```

```

**
*****
**
DEFINITION DES MATERIAUX
*****
**
*Material, name=neoprene
*Density
1200.,
*Elastic
5.714e+7,0.49
**
*Material, name=acier-fusibles
*Density
7800.,
*Elastic
2e+11, 0.3
*Plastic
5e+08,0.
15e+8,1.
**
*Material, name=acier-armatures
*Density
7800.,
*Elastic
2e+11, 0.3
*Plastic
5e+08,0.
15e+8,1.
**
*Material, name=betonbloc
*Density
2600.,
*Depvar, delete=32
40
*User Material, constants=20
**
** 1) E0=module d'Young
** 2) NU=coefficient de Poisson
** 3) COMPMAX=contrainte maximale en compression (>0)
** 4) TENSMAX=contrainte maximale en tension
** 5) EPS0ENDO=seuil d'endommagement optionnel (=0. si pas utile)
** 6) TENSFIN=contrainte finale en traction (=0 le plus souvent)
** 7) BETA=coefficient de Mazars pour le cisaillement(=1.05 souvent)
** 8) SFT0=contrainte de fermeture de fissure en tension (<0)
** 9) SFC0=containte fictive de fermeture de fissure en compression
** 10) XLC=longueur caracteristique du materiau (=E0*Gf/ft**2)
** ou Gf=energie de fissuration,E0=module d'Young et ft=contrainte maximale de traction
** 11) ELEMENT=test du type d'element utilise (1= si contrainte plane,2 si B31, 0 si autre)
** 12) RMT=at=coefficient dynamique en tension (effet des vitesses de deformation)
** 13) RNT=at=coefficient dynamique en tension (effet des vitesses de deformation)
** RAPPORT DYNAMIQUE/STATIQUE EN TENSION=(1+RMT*(VITESSE**RNT))
** 14) RMC=at=coefficient dynamique en compression (effet des vitesses de deformation)
** 15) RNC=at=coefficient dynamique en compression (effet des vitesses de deformation)
** RAPPORT DYNAMIQUE/STATIQUE EN COMPRESSION=(1+RMC*(VITESSE**RNC))
** 16) Coefficient d'amortissement elastique
** 17) Coefficient d'amortissement "endommagé"
** 18) Niveau d'endommagement initial
** 19) Déformation limite (traction donc >0) pour l'erosion
** 20) endommagement de traction limite pour l'erosion
2.93e+10, 0.2, 3.24e+07, 3.24e+06, 0., 0., 1.05, -3.24e+06
3.24e+07, 0.13333 , 0., 1.4, 0.21, 0.4, 0.21, 0.
0., 0., 0.2, 0.99
**
*Material, name=beton-zone-reparee
*Density
2500.,

```



```

*Depvar
  40
*User Material, constants=20
2.93e+10, 0.2, 3.24e+07, 3.24e+06, 0., 0., 1.05, -3.24e+06
3.24e+07, 0.13333 , 0., 1.4, 0.21, 0.4, 0.21, 0.
0., 0., 0.01, 0.95
**
*Material, name=beton-pourtour-inferieur
*Density
2500.,
*Depvar
  40
*User Material, constants=20
2.93e+10, 0.2, 3.24e+07, 3.24e+06, 0., 0., 1.05, -3.24e+06
3.24e+07, 0.13333 , 0., 1.4, 0.21, 0.4, 0.21, 0.
0., 0.82, 0.01, 0.95
**
*Material, name=beton-diagonale-pourtour-inferieure
*Density
2500.,
*Depvar
  40
*User Material, constants=20
2.93e+10, 0.2, 3.24e+07, 3.24e+06, 0., 0., 1.05, -3.24e+06
3.24e+07, 0.13333 , 0., 1.4, 0.21, 0.4, 0.21, 0.
0., 0.72, 0.01, 0.95
**
*Material, name=beton-diagonale-pourtour-milieu
*Density
2500.,
*Depvar
  40
*User Material, constants=20
2.93e+10, 0.2, 3.24e+07, 3.24e+06, 0., 0., 1.05, -3.24e+06
3.24e+07, 0.13333 , 0., 1.4, 0.21, 0.4, 0.21, 0.
0., 0.45, 0.01, 0.95
**
*Material, name=beton-reste-dalle
*Density
2500.,
*Depvar
  40
*User Material, constants=20
2.93e+10, 0.2, 3.24e+07, 3.24e+06, 0., 0., 1.05, -3.24e+06
3.24e+07, 0.13333 , 0., 1.4, 0.21, 0.4, 0.21, 0.
0., 0., 0.01, 0.95
**
*****
**      CONDITIONS AUX LIMITES
*****
**
*Boundary
** Encastrement des supports
support-fusible1, 1, 6
...
support-fusible22, 1, 6
**
support-anti-soulev, 1, 3
**
** soudure : blocage en rotation des sommets des cylindres de fusibles
somet-cylindre-fusible1,4,6
...
somet-cylindre-fusible22,4,6
**

```

```

*****
**
**                      CONDITIONS INITIALES
**
*****
**
** Injection du bloc à vitesse imposée
** Initial Conditions, type=VELOCITY
** nbloc, 1, 0.
** nbloc, 2, -24.4
** nbloc, 3, 0.
**
*****
**
**                      CALCUL
**
*****
**
** Définition des courbes d'application de la pesanteur
** amplitude, name=mise-en-place-pesanteur,
** definition=smooth step, time=total time
** 0.,0.,0.15,1.,10.,1.
** amplitude, name=pesanteur-post-impact,
** definition=tabular, time=total time
** 0.,0.,0.15,0.,0.1500001,1.,10.,1.
**
** Définition générale du calcul
** Step
** Titre: Choc ELU centre 450 kg - dalle PSD horizontale réparée
**
** Dynamic, Explicit
** durée simulée:
** ,1.2
** Bulk Viscosity
** 0.06, 1.2
**
*****
**
**                      CHARGEMENTS
**
*****
**
** Application de la pesanteur au bloc et à la dalle
** Dload, amplitude=mise-en-place-pesanteur
** dalle, GRAV, 9.81,0.,-1.,0.
** Dload, amplitude=pesanteur-post-impact
** bloc, GRAV,9.81,0.,-1.,0.
**
*****
**
**                      DEFINITION DES INTERACTIONS
**
*****
**
** contact bloc dalle
** Surface Interaction, name=contact
** Friction
** coefficient de friction:
** 0.15,
** contact sans interpénétration:
** Surface Behavior, pressure-overclosure=hard
**
** Contact Pair, interaction=contact, mechanical constraint=KINEMATIC, cpset=choc
** surf-bloc ,surf-sup-dalle
**
** contacts fusibles dalle
** Surface Interaction, name=contact-fus
** Friction
** 0.2,
** Surface Behavior, pressure-overclosure=hard
**

```

```

*Contact Pair, interaction=contact-fus, mechanical constraint=penalty,cpset=appui1
surf-inf-dalle,surf-neop-sup-fusible1
...
*Contact Pair, interaction=contact-fus, mechanical constraint=penalty,cpset=appui22
surf-inf-dalle,surf-neop-sup-fusible22
**
*****
**          SORTIES / RESULTATS
*****
**
*Output, field, number interval=60
*element output, elset=dalle
sdv
*element output, elset=bloc
sdv
*element output, elset=armatures
S
*node output, nset=ndalle
U,V
*node output, nset=nbloc
U
*contact output, variable=preselect
**
*element output, elset=cyl-fusible1
S
*element output, elset=cyl-fusible22
S
**
*Output, history, time interval=0.001
**
** Vitesse et position du bloc
*node output, nset=cdg-bloc
U1,U2,U3,V1,V2,V3,A1,A2,A3,UR1,UR2,UR3
*node output, nset=point-impact-bloc
U1,U2,U3,V1,V2,V3,A1,A2,A3,UR1,UR2,UR3
**
** déplacements noeud sous impact
*node output,nset=point-impact-elucr
U2, U1, U3, V2,V1,V3,A1,A2,A3
**
*node output, nset=LVDt-elucr-A
U2
...
*node output, nset=LVDt-elucr-I
U2
*node output, nset=pot-de-gres-elucr-J
U2
...
*node output, nset=pot-de-gres-elucr-M
U2
** reaction au niveau des fusibles
*node output, nset=support-fusible1
RF2
...
*node output, nset=support-fusible22
RF2
**
** déplacement vertical en tete des fusibles
*node output, nset=inf-platine-fusible1
U2
...
*node output, nset=inf-platine-fusible22
U2
**
*node output, nset=sommet-neoprene1
U1,U2,U3
...

```

```

*node output, nset=sommet-neoprene22
U1,U2,U3
**
** rebond sur les lignes d'appui
*node output, nset=rebond
U2
**
** contraintes et déformations dans les néoprènes
**
*element output, elset=neoprene1
S33,S22,S11,LE11,LE22,LE33
...
*element output, elset=neoprene22
S33,S22,S11,LE11,LE22,LE33
**
** forces de réaction dans les dispositifs anti-soulèvement
*node output, nset=support-anti-soulev
RF2
**
** Contraintes dans le ferrailage
**
*element output, elset=armatures-bloc
S11
**
*element output, elset=armatures-direction3-bas-impact-elucr
S11
*element output, elset=armatures-direction3-haut-impact-elucr
S11
*element output, elset=armatures-direction1-bas-impact-elucr
S11
*element output, elset=armatures-direction1-haut-impact-elucr
S11
*element output, elset=epingles-zone-impact-elucr
S11
**
**sorties endommagement
**
*element output, elset=zone-reparee
sdv25,sdv26,sdv27
*element output, elset=pourtour-inferieur
sdv25,sdv26,sdv27
*element output, elset=diagonale-pourtour-inferieure
sdv25,sdv26,sdv27
*element output, elset=diagonale-pourtour-milieu
sdv25,sdv26,sdv27
**
**sorties energies
**
*energy output, elset=dalle,variable=all
*energy output, elset=bloc,variable=all
*energy output, elset=cyl-fusibles,variable=all
*energy output, elset=neoprenes,variable=all
**
**sorties contact
**
*contact output, cpset=choc,variable=all
*contact output, cpset=appui1,variable=all
...
*contact output, cpset=appui22,variable=all
**
**
*End Step

```


Table des figures

Fig. II. 1 - Dépliant touristique de 1929 (Collection PBR)	21
Fig. II. 2 – Les "chenilles processionnaires" ou la (sur)-fréquentation des montagnes vue par Samivel	23
Fig. II. 3 - Noce surprise par une avalanche près du village d'Argentière - Eugène Guérard – XIX ^{ème} siècle	27
Fig. II. 4 - Victimes des avalanches dans les pays de l'arc alpin entre 1997 et 2002 et bilan de la crue avalancheuse de février 1999 en Europe [EEA 2003]	28
Fig. II. 5 - Montroc 1999 : opérations de recherche des victimes et état du site 3 mois après (Cemagref F. Rapin & PBR)	28
Fig. II. 6 – Montroc 1999 : dégâts sur les habitations (Cemagref F. Rapin & PBR)	28
Fig. II. 7 - Reptation du manteau neigeux (Cemagref)	29
Fig. II. 8 - Zone de départ, cassure d'une avalanche en plaque (Cemagref)	30
Fig. II. 9 - Avalanches de neige humide (Cemagref)	30
Fig. II. 10 -Avalanche aérosol, versant nord du K2 en Himalaya (Cemagref, P. Beghin)	31
Fig. II. 11 - Chutes de blocs. Gravures sur bois du 16 ^{ème} siècle (Bibliothèque municipale de Grenoble).	32
Fig. II. 12 - Éboulement sur la route des gorges de la Bourne (Dauphiné Libéré du 31/01/2004)	32
Fig. II. 13 - Chute d'un bloc sur une habitation à Barjac (Lozère) le 05/10/1995 (CETE Lyon – P. Guillemain)	33
Fig. II. 14 - Exemple de protection "naturelle" en Oisans (Cemagref, PBR)	35
Fig. II. 15 - Défense temporaire active : Avalhex et déclenchement préventif d'avalanche, purge-déroctage (Cemagref & CETE)	36
Fig. II. 16 - Défense permanente active paravalanche : banquettes, claies, filets, barrières à vent (Cemagref)	37
Fig. II. 17 - Défense permanente active pare-blocs : béton projeté, contreforts, ancrages-emmaillotage, filets plaqués (PBR & CETE)	37
Fig. II. 18 - Dispositif paravalanche de Tacconnaz : déviation, freinage, stockage (Cemagref F. Rapin)	40
Fig. II. 19 - Protection passive pare-bloc : merlon et filets (Cemagref & CETE)	40
Fig. II. 20 - Galerie de protection routière paravalanche et pare-blocs (Cemagref F. Rapin & PBR)	41
Fig. II. 21 - Ouvrages de protection en béton armé : Murs déflecteurs de Tacconnaz et galerie PSD des Essariaux (Cemagref F. Rapin & PBR)	42
Fig. III. 1 – Itérations successives pour la résolution du pas de temps entre t et Δt selon un schéma de Newton-Raphson	57
Fig. III. 2 - Diagramme BAEL de contrainte-déformation du béton	58
Fig. III. 3 - Classement des phénomènes en fonction des vitesses de déformation générées [Toutlemonde 1994]	60
Fig. III. 4 - Évolution des caractéristiques mécaniques du béton en compression simple cyclique – déformations longitudinales et transversales [Mazars 1984]	60
Fig. III. 5 - Comportement du béton en traction uniaxiale [Terrien 1980]	61
Fig. III. 6 - Évolution du comportement axial du béton pour différentes pressions de confinement [Jamet & al 1984]	62
Fig. III. 7 - Comportement compactant du béton [Burlion 1998]	63

Fig. III. 8 - Dépendance de la résistance, respectivement en compression [Bischoff & Perry 1991] et traction [Malvar & Crawford 1998] uniaxiales	64
Fig. III. 9 - Essais comparatifs de traction et de compression sur une éprouvette d'acier [Prat & al 1995]	65
Fig. III. 10 - Comportement de l'acier en statique et en dynamique	66
Fig. III. 11 - Accroissement relatif des résistances caractéristiques de la courbe de l'acier en fonction de la vitesse de déformation	66
Fig. III. 12 - Accroissement relatif des déformations caractéristiques de la courbe de l'acier en fonction de la vitesse de déformation	67
Fig. III. 13 - Interaction béton – acier : effet de goujon [Prat & al 1997]	67
Fig. III. 14 - Représentation de la variabilité de réponse d'un matériau viscoélastique [Amin et al, 2002]	68
Fig. III. 15 - Comportement uniaxial du béton en traction et compression – modèle Mazars [Mazars 1984]	75
Fig. III. 16 - Courbe contrainte-déformation du modèle Mazars et décharge fictive	76
Fig. III. 17 - Comportement du béton en traction compression – modèle PRM	78
Fig. III. 18 - Identification de $(\sigma_{fc}, \epsilon_{fc})$ et $(\sigma_{ft0}, \epsilon_{ft0})$ à partir d'un essai de compression et traction avec décharges [Pontiroli 1995]	79
Fig. III. 19 - Variables utilisées pour le calcul de D_c	80
Fig. III. 20 - Schématisation du rôle de D_{comp}	81
Fig. III. 21 - Changement d'origine pour le calcul de D_{tens}	81
Fig. III. 22 - Organigramme de calcul du tenseur des contraintes – Modèle PRM	84
Fig. III. 23 - Coefficients retenus pour la prise en compte des effets de vitesse dans le modèle PRM	85
Fig. III. 24 - Évolution du coefficient de multiplication du seuil d'endommagement en traction et en compression en fonction de la vitesse de déformation	86
Fig. III. 25 - Exemple de flexion d'une poutre initialement maillée avec des éléments cubiques [Park 2000]	90
Fig. III. 26 - Localisation de la déformation dans l'élément d'extrémité – barre (1*0.1*0.1m) en béton "PRM" sous traction statique	91
Fig. III. 27 - Diffusion de l'endommagement localisée dans l'élément d'extrémité	91
Fig. III. 28 - Modification de la courbe contrainte-déformation en fonction de la taille de l'élément L_e (L_c donné) – [Pontiroli 1995]	94
Fig. III. 29 - Diffusion de l'endommagement dans les éléments d'extrémité de la barre en béton PRM incluant la régularisation de Hillerborg	94
Fig. III. 30 - Contrainte à l'extrémité de la barre en fonction du temps	95
Fig. III. 31 - État de l'onde de déformation incidente à $t=2.10^{-4}$ s.	96
Fig. III. 32 - Répartition brute de l'endommagement au niveau de l'encastrement après le passage de l'onde de déformation	96
Fig. III. 33 - Répartition lissée de l'endommagement au niveau de l'encastrement après le passage de l'onde de déformation	97
Fig. III. 34 - Section d'armature dans les zones de recouvrement d'armatures	99
Fig. III. 35 - Graphe théorique de la condition de Signorini.	103
Fig. III. 36 - Loi de contact adoucie linéaire	104

Fig. IV. 1 – Maquette horizontale de la dalle PSD (PBR)	113	
Fig. IV. 2 – Dent paravalanche déflectrice de Taconnaz détruite en 1999 (PBR)	113	
Fig. IV. 3 – "Deux générations d'ouvrages dans les Gorges de l'Arly", de la galerie classique à la galerie PSD [Tonello 2001].	116	
Fig. IV. 4 – Fusibles entre la structure porteuse et la dalle – Galerie des Essariaux (PBR).	117	
Fig. IV. 5 – Coulage du béton et maquette PSD terminée (LOCIE & Tonello IC)	118	
Fig. IV. 6 – Bloc en béton armé et ferrailage de la dalle (LOCIE & Tonello IC)	118	
Fig. IV. 7 – Coupe longitudinale de la maquette PSD [Tonello 2001]	119	
Fig. IV. 8 – Coupe transversale de la maquette PSD [Tonello 2001]	119	
Fig. IV. 9 – Dispositions pratiques des appuis fusibles [Tonello 2001] et vue réelle	119	
Fig. IV. 10 – Ferrailage de la dalle PSD [Tonello 2001]	120	
Fig. IV. 11 – Ferrailage du bloc expérimental [Tonello 2001]	120	
Fig. IV. 12 – Ferrailage de la zone hydro-démolie et après réparation (LOCIE & PBR)	121	
Fig. IV. 13 – Points d'impact 1, 2 et 3 sur la maquette PSD et repère [Tonello 2001]	121	
Fig. IV. 14 – Récapitulatif des essais menés sur la dalle PSD horizontale	122	
Fig. IV. 15 – Ensemble "fusible" numérique	124	
Fig. IV. 16 – Ferrailage du modèle – dalle et bloc	127	
Fig. IV. 17 – Modèle numérique complet – fusibles, dalle et bloc	127	
Fig. IV. 19 – Effort total sur appuis pendant la phase d'application de la pesanteur	130	
Fig. IV. 20 – Position de la zone de dalle réparée	130	
Fig. IV. 21 – Modèle de dalle à plusieurs bétons - coupe type au niveau de la zone réparée	131	
Fig. IV. 22 – Répartition de l'endommagement de traction en face inférieure autour de la zone réparée et moyenne dans les zones A, B et C après un choc sur dalle vierge	131	
Fig. IV. 23 – Endommagement de traction en face inférieure pour un impact sur dalle vierge	132	
Fig. IV. 24 – Endommagement de traction en face inférieure, respectivement pour 2 impacts successifs avec réparation de la dalle et pour un impact sur dalle pré-endommagée.	132	
Fig. IV. 25 – Angle d'attaque du bloc, expérimental et numérique (angle de vue de la caméra rapide)	133	
Fig. IV. 26 – Vue du bloc au moment de l'impact, plan (Y,Z), (X,Y), (X,Z)	133	
Fig. IV. 27 – Recalage de la position du point d'impact pour le lâcher n°4	134	
Fig. IV. 28 – Les phases de l'impact expérimental [Delhomme & al 2003b]	134	
Fig. IV. 29 – Basculement par rotation autour d'un coin	Fig. IV. 30 – Basculement par glissement sur la dalle et rotation autour du centre de gravité	135
Fig. IV. 31 – Séquence de l'impact mou (raideur de 10^6 N.m^{-1}) – Une image toutes les 2.8 ms	136	
Fig. IV. 32 – Trajectoires respectives du coin impactant la dalle (a) et du centre de gravité du bloc (b)	138	
Fig. IV. 33 – Vitesses verticales respectives du point d'impact de la dalle (a) et du centre de gravité du bloc (b)	138	
Fig. IV. 34 – Force de contact (a) et enfoncement de la dalle (b) au point d'impact	139	
Fig. IV. 35 - Séquence de l'impact (contact dur, frottement 0.15) – une image toutes les 2.8 ms	141	
Fig. IV. 36 - Force de contact durant l'impact du bloc sur la dalle	142	
Fig. IV. 37 – Vitesses verticales respectives de la dalle et du bloc pendant l'impact	142	

<i>Fig. IV. 38 – Choc au centre – Flèches verticales maximales aux points repérés</i>	143
<i>Fig. IV. 39 – Choc au centre – Comparaison expérimental-numérique de l'enfoncement de la dalle au point E</i>	144
<i>Fig. IV. 40 – Vitesse de déformation – Échelle complète et échelle tronquée ($>0.1 s^{-1}$) à $t_{\text{impact}} + 2.8 ms$</i>	144
<i>Fig. IV. 41 – Pression sur la dalle lors du contact à $t_{\text{impact}} + 2.8 ms$</i>	145
<i>Fig. IV. 42 – Évolution verticale du point D en fonction des dispositifs anti-soulèvement mis en place</i>	146
<i>Fig. IV. 43 – Déformation (multipliée 50 fois) de la dalle après l'impact – Séquence toutes les 2 ms à partir de $(t_{\text{impact}} - 1ms)$ – Couleurs : déplacement vertical</i>	146
<i>Fig. IV. 44 – Choc au centre - Comparaison expérimental-numérique de l'évolution du déplacement vertical du point E</i>	147
<i>Fig. IV. 45 – Choc au centre - Comparaison expérimentale-numérique de l'évolution du déplacement vertical du point I</i>	147
<i>Fig. IV. 46 – Choc au centre - Évolution des efforts sur des fusibles représentatifs</i>	148
<i>Fig. IV. 47 – Coefficients de prise en compte de l'effort des fusibles pour chaque capteur</i>	149
<i>Fig. IV. 48 – Choc au centre - Comparaison expérimental – numérique de l'effort au niveau de chaque capteur</i>	149
<i>Fig. IV. 49 – Choc au centre - Effort numérique au niveau du capteur 3</i>	150
<i>Fig. IV. 50 – Choc au centre - Répartition des contraintes sur la forme déformée du fusible n°9 et raccourcissement des fusibles d'une ligne d'appui</i>	150
<i>Fig. IV. 51 – Choc au centre - Évolution de l'énergie cinétique du bloc et de la dalle pendant l'impact</i>	151
<i>Fig. IV. 52 – Relevés de fissures en sous-face de la dalle [Delhomme & al 2003a]</i>	152
<i>Fig. IV. 53 – Carte d'endommagement respectivement sur la gamme [0.85 ; 1], [0.9 ; 1] et [0.95 ; 1] en sous-face de la dalle</i>	152
<i>Fig. IV. 54 – Endommagement du bloc après l'impact</i>	153
<i>Fig. IV. 55 – Modélisation complète des fusibles dans la zone d'impact 3</i>	154
<i>Fig. IV. 56 – Choc en rive - Comparaison des flèches verticales maximales aux différents points de mesures repérés</i>	155
<i>Fig. IV. 57 – Choc en rive - déformation plastique des 3 fusibles dans la zone d'impact</i>	156
<i>Fig. IV. 58 – Choc en rive – Déformées expérimentales des trois fusibles dans la zone d'impact [Tonello 2001]</i>	156
<i>Fig. IV. 59 – Énergie de déformation respective des fusibles et de la dalle pour le choc au centre et le choc au bord</i>	157
<i>Fig. IV. 60 – Simulation de l'impact du bloc sur la dalle par une approche discrète [Hentz 2003]</i>	158
<i>Fig. IV. 61 – Profil en long du couloir de Taconnaz [Rapin 2001a]</i>	161
<i>Fig. IV. 62 – Exemple des débordements avalancheux de Taconnaz (Cemagref 1988)</i>	161
<i>Fig. IV. 63 – Le dispositif de Taconnaz sous l'assaut des avalanches (Cemagref)</i>	162
<i>Fig. IV. 64 – Géométrie et profil de la pression normale de dimensionnement</i>	163
<i>Fig. IV. 65 – Vue aérienne des dents et de leur massif d'appui (Cemagref)</i>	163
<i>Fig. IV. 66 – Les différentes parties de l'avalanche du 11 février 1999 [Rapin 2001a]</i>	165
<i>Fig. IV. 67 – Dépôt dans le dispositif depuis l'aval et l'amont (12-02-1999, F. Rapin, Cemagref)</i>	165

Fig. IV. 68 – Numérotation des dents défectives de Taconnaz	166
Fig. IV. 69 – Dent amont et son coin arraché, vue latérale et aval (PBR)	167
Fig. IV. 70 – Béton d'enrobage arraché et armatures peignées (PBR)	167
Fig. IV. 71 – Coins arrachés, des dents n°9 et n°11 (PBR) et fossé créé à l'amont par le recul de la dent n°11 (F. Rapin)	168
Fig. IV. 72 – Vue amont des dents n°9 et n°11 (F. Rapin Cemagref)	168
Fig. IV. 73 – Relevés comparatifs respectifs sur les dents n°9 et n°11	169
Fig. IV. 74 – Extrémité en biseau du plan de fracturation de la dent n°9 et fracture de compression pour la dent n°11 (PBR)	170
Fig. IV. 75 – Décollement entre la dent et le massif et exemple d'impacts (dent n°7) (PBR)	170
Fig. IV. 76 – Coupe de ferrailage type	171
Fig. IV. 77 – Empreinte d'armature et granulats rompus dans les zones de fracture, prélèvement de béton (PBR)	172
Fig. IV. 78 – Identification des échantillons d'armatures prélevés sur les dents n°9 et n°11 de Taconnaz	172
Fig. IV. 79 – Résultats des tests de traction d'armatures prélevées sur les dents n°9 et n°11 de Taconnaz	172
Fig. IV. 80 – Bloc de rocher de plusieurs m ³ transporté par l'avalanche et situé juste à l'aval de la dent n°9 (PBR)	173
Fig. IV. 81 – Maillage tridimensionnel de la dent	174
Fig. IV. 82 – Massif d'appui numérique derrière les dents n°9 et n°11	175
Fig. IV. 83 – Mur seul sous pression statique uniforme - Contrainte maximale dans les 3 principales couches d'armatures	176
Fig. IV. 84 – Contrainte maximale dans les armatures verticales pour les dents n°9 et n°11 appuyées sur leur massif d'appui sous pression statique (à 250 kPa/s) uniforme	177
Fig. IV. 85 – Armatures ayant atteint 90% de leur limite élastique pour la dent sans appui soumise à une pression statique uniforme de 190 kPa	178
Fig. IV. 86 - Armatures ayant atteint 90% de leur limite élastique pour la dent sans appui soumise à une pression statique uniforme de 220 kPa	178
Fig. IV. 87 – Armatures plastifiées de la dent sans appui sous une pression statique de 280 kPa	179
Fig. IV. 88 - Armatures plastifiées de la dent n°11 avec son appui sous une pression statique de 400 kPa	180
Fig. IV. 89 – Endommagement de traction (≥ 0.9) en face amont de la dent n°11 appuyée sur son massif et sous une pression statique uniforme de 330 kPa	180
Fig. IV. 90 – Mode de battement horizontal et vertical de la dent n°11	181
Fig. IV. 91 – Profil temporel type d'application de la pression avalancheuse	182
Fig. IV. 92 – Contrainte maximale dans les armatures en fonction du temps de montée t_0 au palier de 190 kPa	182
Fig. IV. 93 – Déplacement en tête de mur sous chargement cyclique (cycle montée+palier+décharge de 0.5s)	183
Fig. IV. 94 – Déplacement en tête de mur sous chargement cyclique (montée en pression inférieure à la valeur d'initiation de la rupture et décharge brutale) et endommagement (≥ 0.9) en pied aval de mur au bout de 2 cycles.	184

Fig. IV. 95 - Bloc transporté par une avalanche sur le site de Taconnaz et exemple d'impact	185
Fig. IV. 96 – Géométrie du bloc "rocheux"	185
Fig. IV. 97- Endommagement de traction (≥ 0.9) en face aval de la dent n°9 suite à l'impact du bloc	186
Fig. IV. 98 - Endommagement de traction (≥ 0.9) en face amont de la dent n°9 suite à l'impact et cumulé avec une pression statique uniforme de 330 kPa	186
Fig. V. 1 – Représentation d'un portique à partir de couches multifibres [Davenne & al 2003]	196
Fig. V. 2– Endommagement transversal d'une tranche du mur des dents de Taconnaz sous pression uniforme, obtenu respectivement avec un modèle tridimensionnel Abaqus et avec un modèle à éléments poutres multicouches sous Efficos.	196
Fig. V. 3 - Écoulement partiellement fluidifié et écoulement solide : profil de vitesse	202
Fig. V. 4 - Avalanche de neige dense et Avalanche aérosol à Pralognan (73) (Cemagref)	202
Fig. V. 5 - Schéma récapitulatif : détail de la structure verticale d'un écoulement avalancheux et ordre de grandeur des pressions correspondantes (N et M de 1 à 10)	204
Fig. V. 6 – Interaction d'un écoulement de billes de verre en canal avec un obstacle (T. Faug)	205
Fig. V. 7 – Enregistrement type de la pression générée par une avalanche [Schaerer & Salway 1980]	207
Fig. V. 8 - Décomposition de la sollicitation avalancheuse	208
Fig. V. 9 - Principe de la caractérisation spatio-temporelle de la sollicitation avalancheuse sur un ouvrage par analyse en retour du comportement de structures métalliques.	212
Fig. V. 10 - La face sud-est sous la crête de Chaillol (PBR)	214
Fig. V. 11 - Avalhex (couloir 1) et Gazex (couloir 2) (PBR)	214
Fig. V. 12 - Différentes vues du couloir 2, de l'étrave de protection, de l'abri et du tripode-support (PBR - dates différentes)	215
Fig. V. 13 - Profil en long des couloirs n°1 et 2 du site du Lautaret	215
Fig. V. 14 – Plat fusible encastré dans son bloc d'encastrement et système de fixation, plans (INSA) et réalisation (PBR)	217
Fig. V. 15 – Jauge sous sa protection et connectique, chaîne d'acquisition (PBR)	218
Fig. V. 16 – Transformation du tripode, tripode reconfiguré et sommet du tripode équipé après une avalanche (PBR)	218
Fig. V. 17 – Séquence d'une opération de déclenchement: (a) petit matin, (b) montée (parfois très chargée) à ski de randonnée, (c) traversée des couloirs jusqu'à l'abri, (d à g) préparation et accès à l'abri, (h) caractérisation du manteau neigeux par sondage, (i à k) mise à niveau du tripode sous l'œil de la vigie, (l) mise en place des moyens vidéos, (m) mise en place de l'acquisition, (n) déclenchement, (o) développement de l'écoulement au niveau du tripode et (p) en descendant de la montagne... (Cemagref)	220
Fig. V. 18 – État des fusibles après l'avalanche du 14-01-2003 et relevé des déflexions (PBR)	221
Fig. V. 19 – Essai de traction directe (INSA) et courbe de comportement type obtenue	221
Fig. V. 20 – Exemple de déformée sous pression uniforme	222
Fig. V. 21 – Test d'un fusible en laboratoire (INSA) et simulation numérique [Berthet-Rambaud & al 2003c]	223
Fig. V. 22 - Courbe pression-déflexion pour la gamme d'épaisseur [4.5 mm; 9.5 mm]	223
Fig. V. 23 - Évaluation graphique de la pression à partir de la déflexion résiduelle	224

<i>Fig. V. 24 – Profil de pression maximale généré par l'avalanche du 14-01-2003</i>	225
<i>Fig. V. 25 – Relevés nivo-météorologiques de la balise des Rochilles entre les mois de décembre 2003 et mars 2004 (Météo France)</i>	226
<i>Fig. V. 26 – Séquence de l'avalanche du 30 janvier 2004 (Cemagref)</i>	228
<i>Fig. V. 27 – Séquence de l'avalanche du 30 janvier 2004 au niveau du tripode (Cemagref)</i>	229
<i>Fig. V. 28 – Vue du dépôt depuis l'abri et érosion de la couche de surface dans le couloir (PBR)</i>	230
<i>Fig. V. 29 – Amplitude sonore au passage de l'avalanche, respectivement sur les 14 et les 3 premières secondes (le signal a été recalé par rapport au contact de la première bouffée avec le tripode)</i>	230
<i>Fig. V. 30 – Tripode avant et après l'avalanche du 30 janvier 2004, déformations résiduelles des plats-fusibles (PBR)</i>	231
<i>Fig. V. 31 - Spectre du signal de déformation du fusible "haut gauche" (échelle log en x et linéaire en y) - pic à 93.75 Hz</i>	232
<i>Fig. V. 32 – Déformations et contraintes au niveau de la jauge pour les fusibles bas-droit et haut-gauche sollicités par l'avalanche du 30 janvier 2004.</i>	233
<i>Fig. V. 33 – Contrainte au niveau du point de collage de la jauge entre 0.8s et 2.5s</i>	234
<i>Fig. V. 34 – Les différentes jauges en pied de poutre et la plaque mise en place dans le couloir 1 (PBR)</i>	238

Bibliographie

- [A&M 2003], Aménagement & Montagne le magazine des professionnels, N° 179, octobre-novembre 2003.
- [Abah & al 1998] ABAH L., LIMAM A. & DEJEAMMES M., *Effects of cutouts on static and dynamic behaviour of square aluminium extrusions*, Structures under shock and impact V, Proceeding of the SUSI conference, Thessaloniki (Greece), Computational Mechanics Publications, pp 133-142, 1998.
- [Abbasi & al 2004] ABBASI V, DAUDEVILLE L, KOTRONIS P. & MAZARS J, *Using damage mechanics to model a four storey RC framed structures submitted to earthquake loading*, Vth International Conference on Fracture Mechanics of Concrete structures, Ia-FRAMCOS, Li& al Eds, Vol 2, pp. 823-830, 2004.
- [Adamik & Matejovic 1989] ADAMIK Vladislav & MATEJOVIC Peter, *A contribution to computational modelling of reinforced concrete structures subjected to impact loadings*, Nuclear engineering and design, vol. 113, pp. 111-120, 1989.
- [Agardh & Laine 1999] AGARDH L., LAINE L. *3D FE-simulation of high-velocity fragment perforation of reinforced concrete slabs*, International Journal of Impact Engineering, vol.22, 1999, pp.911-922.
- [Alves & Jones 2002] ALVES M. & JONES N, *Impact failure of beams using damage mechanics: analytical model & Application*, International journal of impact engineering, vol. 27, pp. 837-890, 2002.
- [Amin & al 2002] AMIN A.F.M.S., ALAM M.S., OKUI Y. *An improved hyperelasticity relation in modeling viscoelasticity response of natural and high damping rubbers in compression : experiments, parameter identification and numerical verification*, Mechanics of materials, vol.34 2002., pp 75-95.
- [Amman 1999] AMMAN W., *A new Swiss test-site for avalanche experiments in the Vallée de la Sionne (Valais)*, Cold regions Science and Technology, Selected papers presented at the International Snow Science Workshop 1998 at Sunriver (Oregon), Vol.30, pp. 3-11, 1999.
- [Ancey 1996] ANCEY C., *Guide neige et avalanches : connaissances, pratiques, sécurité*, ouvrage collectif, Edisud, 317 p., 1996.
- [Ancey 2001] ANCEY Christophe, *Snow avalanches*, Lectures Notes in Physics, Springer-Verlag Heidelberg, Volume 582, 2001, 319 p.
- [ANENA 2001] Association Nationale pour l'Etude de la Neige et des Avalanches, *Bilan et perspectives de 30 années de gestion du risque d'avalanche en France*, Actes de colloque, 19-23 novembre 2001, Grenoble, 2001, 229 p.
- [Anthoine & al 1997] ANTHOINE A, GUEDES J. & PEGON P, *Non-linear behaviour of reinforced concrete beams : from 3D continuum to 1D member modelling*, Computers and structures, vol 65, n°6, pp. 949-963, 1997.
- [Audrechy 2001] AUDRECHY Delphine 2001, *Vivre en montagne avec les risques naturels, comprendre, observer, s'adapter*, ISBN 2-11-092808-5, 43 pages
- [Auge & Marco 1995] AUGE A. & MARCO A, *Dynamique des avalanches, état des connaissances actuelles sur l'interaction écoulement-obstacle*, Colloque d'hydrotechnique de la Société Hydrotechnique de France SHF, Grenoble, 1995.
- [BAEL 1992] *Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites*, fascicule 62, titre 1er, section 1 du CCTG, Direction des Journaux officiels, Paris, 1992.
- [Baloche 1994] Charles BALOCHE, *Principes relatifs à la sécurité des structures*, Cahiers du CSTB, n°2717, mai 1994, 19 p.
- [Bangash 1993] BANGASH M.Y.H, *Impact and explosion, analysis and design*, CRC Press, Boca Raton, FL, 1993.
- [Bardi & al 2003] BARDI F.C, YUN H.D. & KYRIAKIDES S, *On the axi-symmetric progressive crushing of circular tubes under axial compression*, International journal of solids and structures, vol. 40, pp. 3137-3155, 2003.
- [Barrue & Barrue-Pastor 1998] BARRUEM & BARRUE-PASTOR M., *Mémoire des catastrophes, gestion des risques et architecture paysanne de montagne*, Revue de Géographie Alpine, n°2, Tome 1986, 1998, pp. 25-36.

- [Bartelt & Stöckli 2001] BARTELT P. & STÖCKLI V., *The influence of tree and branch fracture, overturning and debris entrainment on snow avalanche flow*, Annals of Glaciology, Vol. 32, pp.209-216, 2001.
- [Batoz & Dhatt 1990] BATOZ J.L. & DHATT G.S., *Modélisation des structures par éléments finis, Volume 2 : Poutres et plaques*. Paris Hermès, 1990.
- [Bazant & Oh 1983] BAZANT Z. & OH B.H. *Crack band theory for fracture of concrete*, RILEM materials and structures, vol. 16, pp.155-177, 1983.
- [Bazant & Planas 1997] BAZANT Zdenek P & PLANAS Jaime, *Fracture and size effect in concrete and other quasibrittle materials*, CRC Press, 1997.
- [Bazant 2002] BAZANT Zdenek P, *Scaling of structural strength*, Hermes Penton Science, 2002.
- [Beghin & Olagne 1991] BEGHIN P. & X. OLAGNE, *Expérimental and theoretical study of the dynamics of powder snow avalanche*, Cold regions science and technology, n°19, pp.317-326, 1991.
- [Belytschko & Lasry 1989] BELYTSCHKO Ted & LASRY David, *A study of localization limiters for strain-softening in statics and dynamics*, Computers & Structures, vol. 33, Issue 3, pp 707-715, 1989
- [Bennani 2001] 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,
- [Berthaud & al 1989] BERTHAUD Y, RAMTANI S. & MAZARS J, *The unilateral behaviour of damaged concrete*, engineering fracture mechanics, 1989
- [Berthaud & Mazars 1989] BERTHAUD Y. & MAZARS J., *Une technique expérimentale appliquée au béton pour créer un endommagement diffus et mettre en évidence son caractère unilatéral*, Compte rendu de l'Académie des Sciences, T.318, Paris, 1989,
- [Berthet-Rambaud 2001] BERTHET-RAMBAUD P, *Ouvrages en béton soumis aux avalanches, comparaison de deux outils de calculs*, mémoire de DEA MCGM, Université Joseph Fourier, Grenoble, 2001
- [Berthet-Rambaud 2002] BERTHET-RAMBAUD P., *Dents défectives de Taconnaz, documents de référence*, rapport interne, Cemagref, 2002.
- [Berthet-Rambaud & al 2003a] BERTHET-RAMBAUD P., COLOMBO A. & J. MAZARS, *Simulation numérique des essais de la galerie PSD à dalle inclinée – rapport final*, Rapport d'étude financée par le SETRA, laboratoire 3S, 61 pages, 2003.
- [Berthet-Rambaud & al 2003b] BERTHET-RAMBAUD P., TIMSAH Y., DAUDEVILLE L. & MAZARS J., *Structural Modelling of reinforced concrete slabs subjected to falling rock impacts*, Computational Modelling of Concrete Structures, Proceedings of the Euro-C conference 2003, A.A Balkema Publishers, 2003.
- [Berthet-Rambaud & al 2003c] BERTHET-RAMBAUD P., TAILLANDIER J.-M., LIMAM A., MAZARS J., DAUDEVILLE L., *Characterising the action of a snow avalanche through the analysis of metal target's behaviour*, International Symposium on Snow and Avalanches, Davos (Suisse), 2003.
- [Berthet-Rambaud & al 2003d] BERTHET-RAMBAUD P, PIERRON A, LORENTZ J. & TAILLANDIER J-M & al, *Rapport 2002-2003, développements et expérimentations, Quantification de la sollicitation avalancheuse par analyse en retour du comportement de structures métalliques, Site expérimental du Lautaret*, Rapport interne Cemagref, 2003.
- [Berthet-Rambaud 2004] BERTHET-RAMBAUD P, *Des structures comme macro-capteurs de la sollicitation avalancheuse*, Neige & avalanche, Revue de l'ANENA, mars 2004.
- [Berthet-Rambaud & al 2004a] BERTHET-RAMBAUD P., ROENELLE P., RIGAUD S., LIMAM A., DAUDEVILLE L. & MAZARS J., *Back-analysis of 1999 avalanche damages on Taconnaz deflective walls*, Snow engineering conference, Davos, 2004.
- [Berthet-Rambaud & al 2004b] BERTHET-RAMBAUD P, PERROTIN P, TIMSAH Y., MOMMESSIN M., MOUGIN J-P, MAZARS J. & DAUDEVILLE L, *Impact of a reinforced concrete roof slab by falling rocks: experiments and modelling*, à paraître dans la revue Italienne de Géotechnique, 2004.
- [Berthet-Rambaud & al 2004c] BERTHET-RAMBAUD P, RICHARD D. & MAZARS J., *PRANE : ouvrages de Protection soumis à l'Action de la NEige*, Revue Française de Génie-civil, Vol 8, N°1, 2004.

- [Berthouly 1990] BERTHOULY TP, *Protection paravalanche de Tacconnaz, dents défectrices*, note de calcul, 1990.
- [Besson, 1996] BESSON Liliane, *Les risques naturels en montagne, traitement, prévention, surveillance*, Artès Publialp, 1996, 438 p.
- [Bicanic & al 1997] BICANIC N, MUNJIZA A, OWEN D.R.J. & PETRINIC N, *From continua to discontinua, a combined finite element discrete element modelling in civil-engineering*, 9th European Autumn school, Alert Geomaterials, 1997.
- [Bischoff & Perry 1991] BISCHOFF P.H. & PERRY S.H. *Compressive behaviour of concrete at high strain rates*, Materials and structures, vol. 24, 1991, pp. 425-450.
- [Bouchet & al 2003] BOUCHET A, NAAIM M, OUSSET F, BELLOT H. & CAUVARD D, *Experimental determination of constitutive equations for dense and dry avalanches : presentation of the setup and first results*, Surveys in geophysics, vol 24, pp. 525-541, 2003.
- [Bournazel 1992] BOURNAZEL J.P, *Contribution à l'étude du caractère thermomécanique de la maturation des bétons*, thèse de l'Université Paris 6, 1992.
- [Bourrelrier 1997] BOURRELIER Paul-Henri, *La prévention des Risques Naturels*, Rapport de l'instance d'évaluation, Comité Interministériel de l'évaluation des politiques publiques, 1997, 701 p.
- [Brara & al 2001] BRARA A., CAMBORDE F., KLEPACZKO J.R., MARIOTTI C., *Experimental and numerical study of concrete at high strain rates in tension*, Mechanics of materials, vol.33, 2001, pp. 33-45.
- [BS 1997] British Standard, *structural use of concrete*, BS 8110-1,1997
- [Burlion & al 2001] BURLION Nicolas, PIJAUDIER-CABOT Gilles, DAHAN Noël, *Experimental analysis of compaction of concrete and mortar*, International journal for numerical and analytical methods in geomechanics, vol. 25, pp. 1467-1486, 2001.
- [Burlion 1998] BURLION Nicolas, *Compaction des bétons: éléments de modélisation et caractérisation expérimentale*, Thèse de l'ENS Cachan 1998.
- [Calderaro 1999] CALDERARO Norbert, *Le juge administratif et la prévention des risques naturels*, La Gazette, 26 avril 1999, pp. 42-52.
- [Calgaro 2000] CALGARO Jean-Armand, *Réflexions sur le choix des valeurs représentatives et des valeurs de calcul des actions dues aux avalanches*, dans "La neige Recherche et réglementation", Association Française de Génie-Civil, Presses de l'ENPC, 2000, p269 /335 p.
- [Camborde 1999] CAMBORDE Franck, *Modélisation du comportement dynamique du béton, application aux problèmes d'impacts et d'explosions*, Thèse de l'école Centrale de Nantes, 1999.
- [Cao & Chung 2001] CAO J, CHUNG D.D.L, *Degradation of the bond between concrete and steel under cyclic shear loading, monitored by contact electrical resistance measurement*, Cement and concrete research, vol. 31, pp. 669-671, 2001
- [Cela 1998] CELA J.J.L, *Analysis of reinforced concrete structures subjected to dynamic loads with a viscoplastic Drucker-Prager model*, Applied mathematical modelling, vol. 22, pp.495-515, 1998.
- [Charlier & Marco 1995] CHARLIER Jean-Claude & MARCO Olivier, *Les avalanches : modélisation et expertise, Glaciologie et nivologie, état des recherches et des connaissances à la fin du XX siècle*, Colloque d'hydrotechnique, Grenoble, 1995, 8 p.
- [Charlier 1991] CHARLIER Claude, *Le dispositif paravalanche de Tacconnaz, principes et fonctions*, Symposium Cisa-IKAR, Chamonix, juin 1991.
- [Clément 2002] CLEMENT RASTELLO Marie, *Etude de la dynamique des avalanches de neige en aérosol*, Thèse de l'Université Joseph Fourier, 178 p. 2002.
- [Consolazio & al 2003] CONSOLAZIO G.R, CHUNG J.H. & GURLEY K.R, *Impact simulation and full scale crash testing of a low profile concrete work zone barrier*, computers and structures, vol. 81, pp. 1359-1374, 2003.
- [Corbett & al 1996] CORBETT G.G, REID S.R. & JOHNSON W, *impact loading of plates and shells by free-flying projectiles: a review*, International Journal of Impact engineering, vol 18, n°2, pp. 141-230, 1996.

- [Cundall & Hart 1992] CUNDALL P.A. & HART R.D., *Numerical modelling of discontinua*, Engineering computations vol. 9, pp. 101 – 113.
- [Cundall & Strack 1979] CUNDALL P.A & STRACK O.D.L. *A discrete numerical model for granular assemblies*, Geotechnique vol 29, pp. 47 - 65
- [Dagorne & Dars 2001] DAGORNE André & DARS René, *Que sais-je ? Les risques naturels*, Presses Universitaires Françaises, 2001, 127 p.
- [Daudeville 1998] DAUDEVILLE L, *Contributions à l'étude de la rupture à différentes échelles au sein de structures et matériaux du génie-civil*, Habilitation à diriger des recherches, ENS de Cachan, 1998.
- [Daudeville & al 2003] DAUDEVILLE L, BERTHET-RAMBAUD P, MAZARS J, PERROTIN P, MOMMESSIN M. & MOUGIN J-P, *effet de cumul de l'endommagement de structures en béton armé soumises à des chutes répétitives de blocs rocheux*, Pôle Grenoblois d'études et de recherche pour la prévention des risques naturels, Rapport d'étude, 2003.
- [Dauphiné 2003] DAUPHINE André, *Risques et catastrophes, observer, spatialiser, comprendre, gérer*, Armand Colin Ed, Paris, 2003
- [Davenne & al 2003] DAVENNE L, RAGUENEAU F, MAZARS J. & IBRAHIMBEGOVIC A, *Efficient approaches to finite element analysis in earthquake engineering*, Computers and structures, vol 81, pp. 1223-1239, 2003.
- [De Borst & al 2003] DE BORST René, REMMERS Joris J-C, NEEDLEMAN Alan, ABELLAN Marie-Angèle, *Discrete versus smeared crack models for concrete fracture : bridging the gap*, Computational modelling of concrete structures – EURO C, Bicanic & al ed., 2003, Swets & Zeitlinger, Lisse, ISBN 90 5809 536 3
- [De Borst & Gutierrez 1999] DE BORST René & GUTIERREZ Miguel A, *A unified framework for concrete damage and fracture models including size effects*, International Journal of Fracture, vol. 95, pp. 261-277, 1999
- [De Borst & Mulhaus 1992] DE BORST R. & MULHAUS H.B., *gradient dependant plasticity: formulation and algorithm aspects*, International Journal for numerical method in engineering, vol. 35, pp. 521-539, 1992.
- [Delhomme & al 2003a] DELHOMME F, MOUGIN J-P, ABGOSSOU A, MOMMESSIN M. & PERROTIN P, *Behavior Study of a rock-shed slab*, Response of structures to extreme loading conference, Toronto, Canada, 2003.
- [Delhomme & al 2003b] DELHOMME F, PERROTIN P, MOMMESSIN M. & MOUGIN J-P, *Impact on a RC rock-shed slab: percussion analysis*, 5th Asia-Pacific conference on shock & impact loads on structures, Changsha, China, Novembre 2003.
- [Denoual 1998] DENOUAL C, *Approche probabiliste du comportement à l'impact du carbure de silicium: application aux blindages moyens*, Thèse de l'ENS Cachan, 1998,
- [Dent & al 1998] DENT J.D, BURRELL K.J, SCHMIDT D.S, LOUGE M.Y, ADAMS E.E. & JAZBUTIS T.G., *Density, velocity and friction measurements in dry-snow avalanche*, Annals of glaciology, vol 26, 1998.
- [Désir & al 1999] DESIR J-M, ROMDHANE M.R.B, ULM F-J & FAIRBAIRN E.M.R, *Steel-concrete interface : revisiting constitutive and numerical modelling*, computers and structures, vol. 71, pp. 489-503, 1999.
- [Deymier & al 1995] DEYMIER Christian, TACNET Jean-Marc, MATHYS Nicole, *Conception et calcul de barrages de correction torrentielle*, coll. ETUDES – Equipements pour l'eau et l'environnement, Cemagref, n°18, 1995, 288 p.
- [Di Prisco & al 2000] DI PRISCO M, FERRARA L, MEFTAH F, PAMIN J, DE BORST R, MAZARS J & REYNOUARD J.M., *Mixed mode fracture in plain and reinforced concrete : some results on benchmark tests*, International journal of fracture, vol. 103, pp. 127-148, 2000.
- [Donzé & al 1999] DONZE F, MAGNIER S.A, DAUDEVILLE L, MARIOTTI C. & DAVENNE L, *Study of the behaviour of concrete at high strain rate compressions by a discrete element method*, ASCE J. of Eng. Mech, 125 (10), 1999.

- [Dragon & al 2000] DRAGON André, HILD François, ROTA Laurent & TRUMEL Hervé, *Modélisation du comportement et de la rupture des matériaux sous sollicitations dynamiques*, Mec. Ind, (2000) 1, pp. 521-537
- [Dubé 1994] DUBE Jean-François, *Modélisation simplifiée et comportement visco-endommageable des structures en béton*, Thèse ENS Cachan, 1994.
- [Duranovic 2002] DURANOVIC N, *Impulsive loading on reinforced concrete slabs – modelling considerations*, in Structures under shock and impact VII, N. Jones ed, CA Brebbia, 2002.
- [EEA 2003] EUROPEAN ENVIRONMENT AGENCY, *Mapping the impact of recent natural disasters and technological accidents in Europe*, rapport, Copenhague, 2003.
- [Elices & Planas, 1996] ELICES M. & PLANAS J., *Fracture Mechanics Parameters of Concrete, an overview*, Advn Cem Bas Mat, vol.4, 1996, pp. 116-127
- [Eringen & Edelen 1972] ERINGE A.C & EDELEN D.G.B, *On non local elasticity*, International journal of engineering science, vol. 10, pp. 233-248, 1972.
- [Eybert-Bérard & al 1978] EYBERT-BERARD A, PERROUD P, BRUGNOT G, MURA R. & REY L, *Mesures dynamiques dans l'avalanche, résultats expérimentaux du Col du Lautaret 1972-1978*, communication, 2ème rencontre internationale sur la neige et les avalanches, ANENA, Grenoble, Avril 1978.
- [Faug & al 2002] FAUG, T., LACHAMP P. & NAAIM M., *Experimental investigation on steady granular flows interacting with an obstacle down an inclined channel: study of the dead zone upstream from the obstacle*, Natural Hazards and Earth System Sciences, Vol. 2. pp. 187-191., 2002.
- [Faug & al 2003] FAUG T, NAAIM M, BERTRAND D, LACHAMP P & NAAIM F, *Varying dam height to shorten the run-out of dense avalanche flows: developing a scaling law from laboratory experiments*, Surveys in geophysics, vol 24, pp. 555-568, 2003.
- [Fernandes & Venturini 2002] FERNANDES G.R. & VENTURINI W.S., *Non-linear boundary element analysis of plates applied to concrete slabs*, Engineering analysis with boundary elements, vol 26, pp.169-181, 2002.
- [Forquin 2003] FORQUIN P, *Endommagement et fissuration de matériaux fragiles sous impact balistique, rôle de la microstructure*, Thèse de l'ENS Cachan, 2003,
- [Fried 1979] FRIED I, *Numerical solution of differential equations*, Academic Press, New York, 1979.
- [Fu & Chung 1997]] FU X. & D.D.L. CHUNG, *Improving the bond strength between steel rebar and concrete by increasing the water/cement ratio*, Cement and concrete research, vol. 27, n°12, pp. 1805-1809, 1997.
- [Fu & Chung 1998] FU X. & D.D.L. CHUNG, *Decrease of the bond strength between steel rebar and concrete with increasing curing age*, Cement and concrete research, vol. 28, N°2, pp. 167-169, 1998
- [Gary & Bailly 1998] GARY Gérard & BAILLY Patrice, *Behaviour of quasi-brittle material at high strain rate. Experiment and modelling*, Eur. J. Mech. A/Solids, vol. 17, n°3, pp. 403-420, 1998
- [Gatuingt 1999] GATUINGT Fabrice, *Prévision de la rupture des ouvrages en béton sollicités en dynamique rapide*, thèse de Doctorat, LMT Cachan, 1999, 197 p.
- [Gebbeken & Ruppert 2000] GEBBEKEN N & RUPPERT M, *A new material model for concrete in high-dynamic hydrocode simulations*, archive of applied mechanics 70, pp. 463-478, 2000.
- [Genin 1993] GENIN D, *Endommagement de plaques composites sous sollicitation de choc*, Thèse de l'Université Claude Bernard, Lyon 1993,
- [Georgin & Reynouard 2003] GEORGIN J.F. & REYNOUARD J.M., *Modelling of structures subjected to impact : concrete behaviour under high strain rate*, Cement & concrete composites, vol. 25, pp. 131-143, 2003
- [Ghavamian & Mazars 1998] GHAVAMIAN S. & MAZARS J, *Stratégies de calculs simplifiés pour l'analyse du comportement des structures en béton armé: le code EFICOS*, Revue Française de génie-civil, vol.2, pp. 61-90, 1998.

- [Glass & al 2000] GLASS B., HUET P., RAT M. & TORDJEMAN R., *Retour d'expérience sur l'avalanche du 9 février 1999 à Montroc, commune de Chamonix*, Rapport de l'Inspection Générale de l'Environnement, 69 p., 2000.
- [Goldsmith 1960] GOLDSMITH W 1960, *Impact*, Edward Arnold LTD.
- [Guillow & al 2001] GUILLOW S.R, LU G. & GRZEBIETA R.H, *Quasi-static axial compression of thin-walled circular aluminium tubes*, International Journal of Mechanical Sciences, vol. 43, pp. 2103-2123, 2001.
- [Gupta & Velmurugan 1995] GUPTA N.K. & VELMURUGAN R, *An analysis of axi-symmetric axial collapse of round tubes*, thin walled structures, vol. 22, pp. 261-274, 1995.
- [Gupta 1998] GUPTA N.K, *Some aspects of axial collapse of cylindrical thin-walled tubes*, Thin walled structures, vol. 32, pp. 111-126, 1998.
- [Gupta & Abbas 2001] GUPTA N.K & ABBAS H, *Some considerations in axisymmetric folding of metallic round tubes*, International journal of impact engineering, vol. 25, pp. 331-344, 2001.
- [Gupta & al 2002] GUPTA N.K, SEKHON G.S. & GUPTA P.K, *A study of fold formulation in axisymmetric axial collapse of round tubes*, International journal of impact engineering, vol. 27, pp. 87-117, 2002.
- [Haehnel & Daly 2002] HAEHNEL R.B & DALY S.F, *Maximum Impact forces of woody Debris on Foodplain Structures*, Rapport, Engineer Research and Development Center, Cold regions Research and Engineering Laboratory, ERDC/CRREL TR 02-2, 2002.
- [Haidar & al 2003] HAIDAR K, PIJAUDIER-CABOT G & DUBE J.F., *Non local damage model with evolving internal length based on micromechanic*, Computational modelling of concrete structures – EURO C, Bicanic & al ed., 2003, Swets & Zeitlinger, Lisse, ISBN 90 5809 536 3
- [Hansbo 1998] HANSBO Peter, *A new approach to quadrature for finite elements incorporating hourglass control as a special case*, Computer Methods in Applied mechanics and engineering, vol. 158, pp. 301-309, 1998.
- [Haraldsson & Wriggers 2000] HARALDSSON A & WRIGGERS P, *A strategy for numerical testing of frictional laws with application to contact between soil and concrete*, Computer methods in applied mechanics and engineering, vol. 190, pp. 963-977, 2000.
- [Hentz & Berthet-Rambaud 2003] HENTZ Sébastien & BERTHET-RAMBAUD Philippe, *Eléments Finis - Eléments Discrets : leur complémentarité dans l'analyse d'impacts rocheux sur structures béton, séminaire RNVO, Grenoble, octobre 2003*.
- [Hentz 2003] HENTZ Sébastien, *Modélisation d'une structure en béton armé soumise à un choc par la méthode des éléments discrets*, Thèse, Université Joseph Fourier, Grenoble 2003.
- [Hentz & al 2004] HENTZ S, DAUDEVILLE L. & DONZE F, *Identification and validation of a discrete element model for concrete*, ASCE J. of Eng. Mech, 130 (6), 2004.
- [Hertz 1882] HERTZ Heinrich, *Ueber dir Berührung fester elastischer Körper*, Journal fuer die Reine und Angewandte Mathematik, Gruyter and Co, Berlin, 1882.
- [Hild & al 1992] HILD F, BILLARDON R. & MARQUIS D, *Hétérogénéités des contraintes et rupture des matériaux fragiles*, C.R.Académie des Sciences, Paris, t,315, série II, pp.1293,1298, 1992.
- [Hillary & Edwins 1984] HILLARY B. & EDWINS D.J, *The use of strain gauges in force determination and frequency response function measurements*, 2nd international modal analysis conference, Orlando USA, pp,627-634, 1984.
- [Hillerborg & al 1976] HILLERBORG A., MODEER M., PETERSSON P.E., *Analysis of crack formation and crack growth in concrete by means of fracture mechanics and finite elements*, Cement and concrete research, vol. 6, vol.6, pp 773-782, 1976.
- [Hillerborg 1983] HILLERBORG A., *Analysis of a single crack*, Fracture mechanic of concrete, F. H. Wittmann ed, Elsevier science, Amsterdam, pp. 223-249, 1983.
- [HKS 6.4] HIBBIT, KARLSSON & SORENSEN Inc, *Abaqus manuals*, version 6.4.
- [Hopfinger 1983] HOPFINGER E., *Snow avalanche motion and related phenomena*, Review of Fluid Mechanics, pp. 47-76, 1983.

- [Huon & al 2001] HUON Vincent, COUSIN Bruno & MAISONNEUVE Olivier, *Mise en évidence et quantification des couplages thermomécaniques réversibles et irréversibles dans les bétons sains et endommagés par des cycles gel-dégel*, C-R Académie des Sciences, t 329, série II b, pp. 331-335, Paris, 2001
- [Hutter 1991] HUTTER K., *Avalanche dynamics*, chapter 11 of hydrology of disasters, pp. 317-394, 1991.
- [Ingraffea & Saouma 1985] INGRAFFEA A.R. & SAOUMA V., *Numerical modelling of discrete crack propagation in reinforced and plain concrete*, fracture mechanics of concrete, Martinus Nijhoff Publishers, Dordrecht, pp. 171-225, 1985
- [Interreg IIC 2001] Programme INTERREG II C "Falaises", *Prévention des mouvements de versants et des instabilités de falaises*, 2001, 239 p.
- [Ishikawa & al 2002] ISHIKAWA H, ENRIN S, KATSUKI S. & OHTA T, *Dynamic behavior of prestressed beams under rapid peed loading*, in Structures under shock and impact VII, N. Jones ed, CA Brebbia, 2002.
- [Issler 1999] ISSLER, D. ed.: *European Avalanche test sites, overview and analysis in view of coordinated experiments*, Eidgenössisches Institut für Schnee und Lawinenforschung, Mitteilungen N°59, pp. 13-21 Davos, 1999.
- [Jamet & al 1984] JAMET P., MILLIARD A. & NAHAS G., *Triaxial behaviour of a micro-concrete complete stress-strain for confining pressures ranging from 0 to 100 Mpa*, International conference on concrete under multiaxial conditions, vol. 1, pp. 133-140, 1984
- [Jamieson & Stethem 2002] JAMIESON Bruce & STETHEM Chris, *Snow avalanche hazards and management in Canada : Challenges and progress*, Natural Hazards 26, 2002, pp. 35-53
- [Jiang & Mirza 1997] JIANG J & MIRZA F.A., *Nonlinear analysis of reinforced concrete slabs by a discrete finite element approach*, Computers and structures, vol. 65, N°4, pp. 585-592, 1997
- [Jonhson & al 2002] JOHNSON G.R, BEISSEL S.R, HOLMQUIST T.J. & FREW D.J., *Computed radial stresses in a concrete target penetrated by a steel projectile*, in Structures under shock and impact VII, N. Jones ed, CA Brebbia, 2002.
- [Kachanov 1958] KACHANOV L-M, *time of the rupture process under creep conditions*, Izv. Akad. Nauk. SSR Otd. Tekh Nauk, N°8, pp. 26-31, 1958
- [Kachanov 1986] KACHANOV L-M, *Introduction to continuum damage mechanics*, Martinus Nijhoff publishers, 135 p, 1986.
- [Karagiozova & Jones 2002] KARAGIOZOVA D. & JONES N, *Stress wave effects on the dynamic axial buckling of cylindrical shells under impact*, in Structures under shock and impact VII, N. Jones ed, CA Brebbia, 2002.
- [Keller & al 1998] KELLER S., ITO Y., NISHIMURA K., *Measurements of the velocity distribution in ping-pong-ball avalanches*, Annals of glaciology, N°26, pp. 259-264, 1998.
- [Kishi & al 2002] 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, vol. 27, pp. 969-985, 2002
- [Kojima 1991] KOJIMA Isao, *An experimental study on local behavior of reinforced concrete slabs to missile impact*, Nuclear engineering and design, vol. 130, pp. 121-132, 1991.
- [Krauthammer & al 2003] KRAUTHAMMER T, ELFAHAL M.M, LIM J, OHNO T, BEPPU M, MARKESET G, *Size effect for high-strength concrete cylinders subjected to axial impact*, International journal of impact engineering, vol. 28, pp. 1001-1016, 2003
- [Kusano & al 1992] KUSANO N, AOYAGI T, AIZAWA J, UENO H, MORIKAWA H & KOBAYASHI N, *Impulsive local damage analyses of concrete structure by the distinct element method*, Nuclear engineering and design, vol. 138, pp. 105-110, 1992
- [La Borderie 1991] LA BORDERIE Christian *Phénomènes unilatéraux dans un matériau endommageable : modélisation et application à l'analyse de structures en béton*, thèse de doctorat, université Paris 6, 1991, 169 p.

- [Labieuse 2001] LABIOUSE Vincent, *Les galeries de protection contre les chutes de blocs*, Ponts formation édition, ENPC, 2001.
- [Lachamp 2003] LACHAMP P., *Modélisation numérique de l'effet d'un obstacle sur les écoulements de fluide à seuil par la méthode SPH*, thèse de l'Université Joseph Fourier, 2003.
- [LaChapelle 1977] LACHAPELLE, *Snow avalanches : a review of current research and applications*, Journal of Glaciology, vol 19, n° 8, 1977.
- [Lang & Brown 1980] LANG, T. & R.L. BROWN, *Snow avalanche impact on structures*, J. Glaciol., vol 25, n°93, pp. 445-455, 1980.
- [Lang & Dent 1980] LANG T.E & DENT J.D., *Scale modeling of snow-avalanche impact on structures*, Journal of Glaciology, Vol. 26, N° 94, pp. 189-196, 1980.
- [Langseth & Hopperstad 1996] LANGSETH, M. & HOPPERSTAD O.S. *Static and dynamic axial crushing of square thin-walled aluminium extrusions*, Int. J. Impact. Engng. Vol 18 No 7-8, pp 949-968, 1996.
- [Le Nard & Bailly 2000] LE NARD H. & BAILLY P., *Dynamic behaviour of concrete : the structural effects on compressive strength increase*, Mechanics of cohesive-Frictional materials, vol. 5, pp. 491-510, 2000.
- [Le Vu 1998] LE VU Olivier, *Etude et modélisation du comportement du béton sous sollicitation de grande amplitude, application au problème de la pénétration dynamique*, Thèse, Ecole Polytechnique, 1998.
- [Ledoux 1995] LEDOUX Bruno, *Les catastrophes naturelles en France*, Documents Payot, 1995, 456 p.
- [Lee & Lin 2001] LEE W.S.& LIN C.F., *Impact properties and microstructure evolution of 304L stainless steel*, Materials science and engineering, vol. A38, 2001, pp 124-135.
- [Lemaitre & Chaboche 1985] LEMAITRE J. & CHABOCHE J.L., *Mécanique des matériaux solides*, Dunod, 1985, 544 p.
- [Li & Meng 2003] LI QM & MENG H., *About the dynamic strength enhancement of concrete-like materials in a split Hopkinson pressure bar test*, International Journal of Solids and Structures, vol.40, 2003, pp. 343-360
- [Lied & al 1998] LIED K, INSTANES B, DOMAAS U. & HARBITZ C.B, *Snow avalanche at Bleie, Ullensvang, january 1994*, in 25 years of snow avalanche research, Voss, 12-16 May 1998, publication n° 203, Norwegian Geotechnical Institute NGI , 1998.
- [Lied 1998] LIED K, *Snow avalanche experience through 25 years at NGI*, in 25 years of snow avalanche research, Voss, 12-16 May 1998, publication n° 203, Norwegian Geotechnical Institute NGI, 1998.
- [Lindholm & al 1971] LINDHOLM, U.S., BASSEY R.L & SMITH G.V., *Effects of strain rate on yield strength, tensile strength and elongation of three aluminium alloys*, J.Mater., JMLSA 1-971.6(1), pp. 119-133, 1971.
- [LRPC 2002] Laboratoire des Ponts et Chaussées, CETE de Lyon, *Dispositif paravalanche de Taconnaz : Dent 9 et 11*, Rapport d'expertise, n°MX34809, juin 2002.
- [Luo & al 2000] LUO X, SUN W. & CHAN S.Y.N, *Characteristics of high-performance steel fiber-reinforced concrete subject to high velocity impact*, Cement and concrete research, vol. 30, pp. 907-914.
- [Malvar & Crawford, 1998] MALVAR L.J. & CRAWFORD J.E., *Dynamic increase factors for concrete*, 28th DDESB Seminar, Orlando (USA), août 1998.
- [Mamalis & al 2003] MAMALIS A.G, MANOLAKOS D.E, IOANNIDIS M.B, KOSTAZOS P.K. & DIMITRIOU C., *Finite element simulation of the axial collapse of metallic thin-walled tubes with octagonal cross-section*, Thin-walled structures, vol.41, pp.891-900, 2003.
- [Manche 2000] MANCHE Yannick, *Analyse spatiale et mise en place de systèmes d'information pour l'évaluation de la vulnérabilité des territoires de montagne face aux risques naturels*, Thèse de l'Université Joseph Fourier, 2000, 171 p.
- [Marco 1994] MARCO O., *Instrumentation d'un site avalancheux*, Ph.D. thesis, Université Joseph Fourier, Grenoble, France, 1994.
- [Markeset & Hillerborg 1995] MARKESET Gro & HILLERBORG Arne, *Softening of concrete in compression – localization and size effect*, Cement and concrete research, vol. 25, N°4, pp. 702-708, 1995.

- [Martin & Doyle 1996] MARTIN M.T. & DOYLE J.F., *Impact force identification from wave propagation responses*, International Journal of Impact engineering, vol 18, n°1, pp. 65-77, 1996,
- [Masuya & al 1994] MASUYA H, KAJIKAWA Y & NAKATA Y, *Application of the distinct element method to the analysis of the concrete members under impact*, Nuclear engineering and design, vol. 150, pp. 367-377, 1994
- [Masuya & Kajikawa 1991] MASUYA H. & KAJIKAWA Y., *Numerical analysis of the collision between a falling rock and a cushion by distinct element method*, Computer methods and advances in geomechanics, 1991, pp. 493-498
- [Masuya & Labiouse 1999] MASUYA H. & LABIOUSE V, *Impact load by rock falls and design of protection structures*, proceedings of the joint Japan-Swiss scientific seminar, department of civil-engineering Kanazawa University, Japan, 1999.
- [MATE 2002] Ministère de l'Aménagement du Territoire et de l'Environnement, *Les éléments naturels dommageables en France et dans le monde en 2001*, 2002, 16 p.
- [Mazars 1984] MAZARS J., *Application de la mécanique de l'endommagement au comportement non linéaire et à la rupture du béton*, Thèse de doctorat d'état, Univ. Paris VI, Paris, France, 1984.
- [Mazars 1991] MAZARS Jacky, *Damage model for concrete and their usefulness for seismic loadings*, J. Donea & P.M. Jones ed, experimental and numerical methods in earthquake engineering, ECSC, EEC, EAEC, Brussels and Luxembourg, pp. 199-221, 1991.
- [Mazars & Bournazel 1996] MAZARS J. & BOURNAZEL J.P, *Modelling of damage processes due to volumic variations for maturing and matured concrete*, In Concrete : from material to structure, Proceedings of the International RILEM Conference, edited by J.P Bournazel & Y. Malier, september 1996.
- [Mazars & Pijaudier-Cabot 1996] MAZARS Jacky & PIJAUDIER CABOT Gilles, *From damage to fracture mechanics and conversely: a combined approach*, Int. J. Solids Structures, vol. 33, N°20-22, pp. 3327-3342, 1996
- [Mazars & al 1998] MAZARS J, GHAVAMIAN S. & RAGUENEAU F, *EFICOS: une technique par éléments finis simplifiés pour la prévision du comportement des structures B.A. sous chargements sévères*, 13ème congrès de FIP sur la technique française du béton, Amsterdam, 1998.
- [Mazars & al 2002] MAZARS J., BERTHET-RAMBAUD P., DAUDEVILLE L. & NICOT N., *Rockfall protection: Impact effects on structures - Analysis and modelling*, International Symposium on Rock Engineering for Mountainous Regions, EUROCK, Madeire (Portugal), Novembre 2002
- [Mazars & al 2003] MAZARS J, COLOMBO A, KOTRONIS P, ILE N, CASAUX G, RAGUENEAU F, FISCHINGER M. & MARUSIC D, *Numerical modelling for earthquake engineering : the case of lightly RC structural walls*, keynote paper, proceedings of EURO-C 2003, Computational modelling of concrete structures, St Johann im Pongau, Austria, 2003.
- [McClung & al 1993] MCCLUNG D., KOBAYASHI S. & IZUMI K., *Simulation of a destructive avalanche at Maseguchi, Japan*, Annals of glaciology, N°18, pp.17-20, 1993.
- [McClung & Schaerer 1985] MCCLUNG D. & SCHAEERER P.A., *Characteristics of flowing snow and avalanche impact pressures*, Annals of Glaciology, N°6, pp.9-14, 1985.
- [McClung & Schaerer 1993] MCCLUNG, D. & SCHAEERER P., *The avalanche handbook*, The mountaineers, Seattle, 271 p, 1993.
- [McElwaine & Nishimura 2001] MCELWAIN J & NISHIMURA K, *Ping-pong ball avalanche experiments*, Annals of glaciology, vol 32, pp. 241250, 2001.
- [Mead & al 1986] MEAD L.B, NAKAMURA H, LANG T.E. & DENT J, *Comparison of experimental and computer modeling of snow-block impact on structures*, Journal of Glaciology, vol 32, n°112, 1986.
- [Mears 1992] MEARS A., *Snow avalanche hazard analysis for land-use planning and engineering*, Colorado Geological Survey, bulletin 49, 55 p., 1992.
- [Mechtcherine & Müller 2001] MECHTCHERINE V. & MÜLLER H.S., *Constitutive relations for numerical analysis of stress-deformation behavior of concrete subjected to thermal loads*, Fracture mechanics of concrete structures, proceedings of FRAMCOS IV, 2001, p.601-609.

- [MEDR 2003] Ministère de l'Ecologie et du développement durable, *Rapport annuel du délégué aux risques majeurs année 2002*, 2003
- [Mellor 1968] MELLOR M., *Avalanches*, Cold Regions Science and Technology, Part III, Section A3, 1968.
- [Menétrey 2002] MENETREY Philippe, *synthesis of punching failure in reinforced concrete*, Cement & concrete composites, vol. 24, pp. 497-507, 2002.
- [Mestat & Prat 1999] MESTAT P. & PRAT M., *Ouvrages en interaction*, Hermès Science Publications, 934 p., 1999.
- [Mokhtar & al 1998] MOKHTAR M.O.A, YOUNES Y.K, EL MAHDY T.H & ATTIA N.A, *A theoretical and experimental study on the dynamics of sliding bodies with dry conformal contacts*, Wear, vol. 218, pp. 172-178, 1998.
- [Montani Stoffel 1998] MONTANI STOFFEL S., *Sollicitation dynamique de la couverture des galeries de protection lors des chutes de blocs*, Thèse de l'Ecole polytechnique fédérale de Lausanne, 1998, Suisse.
- [Munich Re, 2002] Munich Re Group, *Topics annual review : natural catastrophes 2002*, 2002, 50 p.
- [Munjiza & al 1995] MUNJIZA A., OWEN D.R.J, BICANIC N, *A Combined finite-discrete element method in transient dynamics of fracturing solids*, Int. J. Engineering Computations, vol. 12, pp. 145-174, 1995
- [Munjiza & al 2004] MUNJIZA A, BANGASH T. & JOHN N.W.M, *The combined finite-discrete element method for structural failure and collapse*, Engineering fracture mechanics, vol 71, pp. 469-483, 2004.
- [Na & al 2003] NA W-b, KUNDU T & EHSANI M.R, *Lamb waves for detecting delamination between steel bars and concrete*, Computer-aided civil and infrastructure engineering, vol. 18, pp. 58-63, 2003.
- [Naaïm 1998a] NAAÏM M., *Modélisation des avalanches de neige en France*, Journée d'étude, Les avalanches, du phénomène à la maîtrise du risque, Grenoble, 10 p., 1998.
- [Naaïm 1998b] NAAÏM M., *Dense avalanche numerical modeling interaction between avalanche and structures*, in 25 years of snow avalanche research, Voss, 12-16 May 1998, publication n° 203, Norwegian Geotechnical Institute NGI, 1998.
- [Naaïm & Naaïm 2004] NAAÏM M. & NAAÏM F. Ed., *Snow and avalanche test site*, Proceedings of the international seminar on snow and avalanche test sites, Grenoble novembre 2001, Cemagref 2004.
- [Nakata & al 1997] NAKATA Y., MASUYA H., KAJIKAWA Y. & OKADA T., *The analysis of impact behaviour of rockshed by combination of distinct element method and finite element method*, Nanyang technological University Ed, 2nd Asia Pacific Conference on shock & impact loads on structures, pp. 403-410, 1997, Melbourne, Australia.
- [Ngo & Scordélis 1967] NGO D. & SCORDELIS A.C, *Finite element analysis of reinforced concrete beams*, Journal of the American concrete institute, vol. 64, n°3, pp. 152-163, 1967
- [Nishimura & al 1993] NISHIMURA K., MAENO N., SANDERSEN F., KRISTENSEN K., NOREM H. & LIED K., *Observations of the dynamic structures of snow avalanche*, Annals of Glaciology, n°18, pp.313-316, 1993.
- [Nishimura & al 1996] NISHIMURA K., NOHGUCHI Y., ITO Y., KOSUGI K. & IZUMI K., *Snow avalanche experiments at ski jump*, proceedings of the International Snow Science Workshop, 8p., 1996.
- [Nishimura & al 1998] NISHIMURA K, ITO Y, KELLER S, McElwaine J, NOHGUCHI Y, IZUMI K & KAWADA K, *Snow avalanche dynamics : observations and experiments*, in 25 years of snow avalanche research, Voss, 12-16 May 1998, publication n° 203, Norwegian Geotechnical Institute NGI, 1998.
- [Noh & al 2003] NO A-Y, KRATZIG W.B. et MESKOURIS K, *Numerical simulation of serviceability, damage evolution and failure of reinforced concrete shells*, computers and structures, vol. 81, pp. 843-857, 2003.
- [Norem & al 1985] NOREM H., KVISTERØY T., EVENSEN B.D., *Measurement of avalanche speed and forces: instrumentation and preliminary results of the Ryggfonn project*, Annals of Glaciology, N°6, pp. 19-22, 1985.
- [Norem 1990] NOREM H., *Estimating snow avalanche impact pressures on towers*, Rapport Norwegian Geotechnical Institute NGI, n°581200-18, 12 p., 1990.

- [OFEPF 1999] OFFICE FEDERAL DE L'ENVIRONNEMENT, DES FORETS ET DU PAYSAGE, *Apprivoiser le risqué d'avalanches, les enseignements de l'hiver 1999*, rapport, Suisse, 1999.
- [Ohno & al 1992] OHNO T., UCHIDA T., MATSUMOTO N., TAKAHASHI Y., *Local damage of reinforced concrete slabs by impact of deformable projectiles*, Nuclear engineering and design, vol.138, 1992, pp. 45-52
- [Ojeda 2000] OJEDA Virgile, *Eléments pour la conception d'une galerie paravalanche* dans "La neige Recherche et réglementation", Association Française de Génie-Civil, Presses de l'ENPC, 2000, p231 /335 p.
- [Otubushin 1998] OTUBUSHIN A, *Detailed validation of a non-linear finite element code using dynamic axial crushing of a square tube*, Int. J. Impact Engng, vol. 21, n°5, pp. 349-368, 1998.
- [Park 2000] PARK K.C. *Partitioned solution of reduced-integrated finite element equations*, Computers and structures, vol.74, pp. 281-292, 2000.
- [Pedersen & al 1979] PEDERSEN R., DENT J.D., LANG T.E., *Forces on structures impacted and enveloped by avalanches*, Journal of Glaciology, vol. 22, N°88, pp. 529-534., 1979.
- [Penel & Marco 1991] PENEL Michel & MARCO Olivier (coord), *Aspects socio-economiques de la gestion des risques naturels*, Actes du colloque, ENGREF, CEMAGREF, octobre 1991, 150 p.
- [Perrotin & al 2002] PERROTIN P., MOMMESSIN M., MOUGIN J-P. & TONELLO J., *Etude Expérimentale du Comportement d'une Dalle Pare-Bloc*, Revue Française de Génie Civil, vol. 6, 2002.
- [Perrotin & al 2004] PERROTIN P., DELHOMME F, MOMMESSIN M.& MOUGIN J-P, *Behavior of an impacted reinforced concrete slab: percussion and punching analysis*, Eighth International Conference on Structures Under Shock and Impact, Grèce, mars 2004.
- [Persson & al 2003] PERSSON B.N.J, ALBOHR O, PEVERI V, SAMOILOV V.N.& SIVEBAEK I.M, *On the nature of the static friction, kinetic friction and creep*, Wear, vol. 254, pp. 835-851, 2003.
- [Pijaudier-Cabot & Bazant 1987] PIJAUDIER-CABOT Gilles & BAZANT Zdenek, *Nonlocal damage theory*, Journal of Engineering mechanics, A.S.C.E., vol 133, pp.1512-1533, 1987.
- [Pontiroli 1995] PONTIROLI C., *Comportement au souffle des structures en béton armé, analyse expérimentale et modélisation*, Thèse de l'ENS Cachan, Cachan, France, 1995.
- [Prat & al 1995] PRAT M., BISCH P., MILLIARD A., MESTAT P., PIJAUDIER-CABOT G., *La modélisation des ouvrages*, Ed. Hermes, 1995
- [Prat & al 1997] PRAT M., BISCH P., MILLIARD A., MESTAT P., PIJAUDIER-CABOT G., *Calcul des ouvrages généraux de construction*, Ed. Hermes, 1997.
- [Qiu & al 1997] QIU J., XU J., JIANG F., ABE O., SATO A., NOHGUCHI Y., NAKAMURA T., *Study of avalanches in the Tianshan Mountains, Xinjiang, China, Snow engineering: recent advances*, Balkema (Rotterdam), pp.85-90, 1997.
- [Ragueneau & Gatingt 2003] RAGUENEAU Frédéric & GATINGT Fabrice, *Inelastic behavior modelling of concrete in low and high strain rate dynamics*, Computers and structures, vol. 81, pp.1287-1299, 2003.
- [Rammer 2001] RAMMER L, *The measurements on powder snow-avalanches at the tube-bridge in Bsclabs, Avalanche on Feb. 21st 2000*, in Proceedings of the international seminar on snow and avalanche test sites, Grenoble novembre 2001, Cemagref 2004.
- [Ramorino & al 2003] RAMORINO G., VETTURI D., CAMBIAGHI D., PEGORETTI A., RICCO T., *Developments in dynamic testing of rubber compounds, assessment of non linear effects*, Polymer testing, vol.22, 2003, pp 681-687.
- [Ramtani 1990] RAMTANI S., *Contribution à la modélisation du comportement multiaxial du béton endommagé avec description du caractère unilatéral*, thèse de doctorat de l'université Paris VI, 1990
- [Rapin & Ancey 2000] RAPIN F. & ANCEY C., *Occurrence conditions of two catastrophic avalanches at Chamonix, France*, International snow science workshop, Big sky, Montana, USA, 2000.
- [Rapin 2000] RAPIN François, *L'expertise du risque avalanche & Poussée d'une avalanche sur un obstacle*, Stage RTM perfectionnement Neige, 2000, Cemagref

- [Rapin 2001a] RAPIN François, *Avalanche de Taconnaz du 11 février 1999*, Rapport d'expertise, Cemagref, 2001.
- [Rapin 2001b] RAPIN François, *Récapitulatif des techniques françaises de protection collective paravalanche*, Revue Neige et Avalanches, n°55 juin 1991 réactualisé en novembre 2001.
- [Rashid 1968] RASHID Y.R., *Ultimate strength analysis of prestressed concrete pressure vessels*, Nuclear engineering and design, vol. 7, n°4, pp. 334-344, 1968
- [Renaud & Letertre 1978] RENAUD H. & LETERTRE F., *Ouvrages en béton armé*, Foucher, 1978, 271 p.
- [Rey & al 2003] REY Freddy, BERGER Frédéric, QUETEL Caroline, LE HIR Céline, *Le rôle de protection passive de la végétation forestière vis-à-vis de l'érosion et des chutes de pierres*, dans Ingénierie, Eau, Agriculture, Territoires, n° spécial Risques naturels et aménagement du territoire, 2003, pp. 151-164
- [Riera & Iturrioz 1998] RIERA J.D., ITURRIOZ I., *Discrete elements model for evaluating impact and impulsive response of reinforced concrete plates and shells subjected to impulsive loading*, Nuclear engineering and design, vol.179, pp. 135-144, 1998.
- [Rocco & al. 2001] ROCCO C., PLANAS J., GUINEA G.V., ELICES M., *Fracture properties of concrete in cryogenic conditions*, Fracture mechanics of concrete structures, proceedings of FRAMCOS IV, 2001, p.411-416
- [Romdhane & Ulm 2002] ROMDHANE M.R.B & ULM F-J, *Computational mechanics of the steel-concrete interface*, International journal for numerical and analytical methods in geomechanics, vol. 26, pp. 99-120, 2002.
- [Rots 1991] ROTS J.G, *Smearred and discrete representations of localized fracture*, International journal of fracture, vol 51, pp. 45-59, 1991.
- [Rouquand & Pontiroli 1995] ROUQUAND Alain & PONTIROLI Christophe, *Some considerations on explicit damage models including crack closure effects and anisotropic behaviour*, Proc FRAMCOS-2, Ed. F.H. Wittmann, AEDIFICATIO Publisher, Freiburg Germany.
- [Rymuza 1996] RYMUZA Z, *energy concept of the coefficient of friction*, Wear, vol. 199, pp. 187-196, 1996.
- [Saad & al 2003] SAAD P., THOUVEREZ F., LAINE JP, JEZEQUEL L., *Modélisation du comportement viscoélastique des élastomères autour d'une précharge*, Mécanique & Industries, vol.4, 2003, pp 133-142
- [Saito & al 1995] SAITO H., IMAMURA A., TAKEUCHI M., OKAMOTO S., KASAI Y., TSUBOTA H., YOSHIMURA M., *Loading capacities and failure modes of various reinforced concrete slabs subjected to high speed loading*, Nuclear Engineering and design, vol.156, 1995, pp 277-286
- [Salm & al 1990] SALM B, BURKARD A. & GUBLER H.U, *Berechnung von Fliesslawinen Eine Anleitung für praktiker mit Beispielen*, Rapport Eidgenössisches Institut für Schnee und Lawinenforschung, 1990.
- [Saouridis & Mazars 1992] SAOURIDIS C. & MAZARS J, *Prediction of the failure and size effect in concrete via a biscale damage approach*, Engineering computations journal, vol 9, pp. 329-344, 1992,
- [Sawan & Abdel-Rohman 1986] SAWAN J. & ABDEL-ROHMAN M, *Impact Effect on R.C. Slabs: Experimental Approach*, Journal of Structural Engineering, vol. 112, N° 9, pp. 2057-2065, 1986.
- [Schaerer 1973] SCHAERER P.A, *Observations of avalanche impact pressures* in Avances in North American avalanche technology : 1972 Symposium, USDA Forest Service, General Technical Report RM-3, 1973.
- [Schaerer & Salway 1980] SCHAERER P.A. & SALWAY A.A., *Seismic and Impact Monitoring of flowing avalanches*, Journal of Glaciology, Vol. 26, N° 94, pp.179-187, 1980.
- [Schear & Issler 2001] SCHAER M. & ISSLER D., *Particle densities, velocities and size distributions in large avalanches from impact-sensor measurements*, Annals of Glaciology, Vol. 32, pp.321-327, 2001.
- [Scheffler & Zukas 2000] SCHEFFLER D.R & ZUKAS J.A, *Practical aspects of numerical simulation of dynamic events : material interface*, International journal of impact engineering, vol 24, pp.821-842, 2000.
- [Sercombe 1997] SERCOMBE J., *Modélisation du comportement du béton en dynamique rapide, Application au calcul des conteneurs à haute intégrité*, Thèse de doctorat de l'ENPC, 1997.

- [Shirai & al, 1997] SHIRAI T., KAMBAYASHI A., OHNO T., TANIGUCHI H., UEDA M., ISHIKAWA N., *Experiment and numerical simulation of double-layered RC plates under impact loadings*, Nuclear engineering and design, vol.176, 1997, pp 195-205.
- [Shurova & Yakimov 1994] SHUROVA I.E. & YAKIMOV Y.L., *Modeling the impact of a snow avalanche on a structure: an experimental investigation*, Fluid dynamic, janvier 1994.
- [Sjöberg & Kari 2003] SJÖBERG M., KARI L., *Testing of nonlinear interaction effects of sinusoidal and noise excitation on rubber isolator stiffness*, Polymer testing, vol.22, 2003, pp 343-351
- [Sluys 2003] SLUYS Bert, *Constitutive modelling of concrete and nonlinear computational dynamics*, Geodynamics and cyclic modelling, Revue Française de Génie-civil, vol. 7, N°7-8, pp. 911-971, 2003
- [Soroushian & al 1985] SOROUSHIAN P., CHOI K.B. & ALBAMAD A., *dynamic constitutive behavior of concrete*, ACI journal, mars avril 1985.
- [Soroushian & Obaseki 1986] SOROUSHIAN P. & OBASEKI K., *Strain rate dependant interaction diagrams for reinforced concrete sections*, ACI journal, n°83-13, janvier-février 1986.
- [Soroushian & Choi 1987] SOROUSHIAN P., CHOI K.B., *Steel mechanical properties at different strain rates*, Journal of structural engineering, vol. 4, pp 663-672, 1987
- [Stevens 1987] STEVENS K.K., *Force identification from vibration measurements in the wave number domain*, Proceedings of SEM spring meeting, Houston, USA, pp. 838-844, 1987,
- [Stronge 2000] STRONGE William James, *Impact mechanics*, Cambridge University Press, 2000.
- [Terrien 1980] TERRIEN M., *Emission acoustique et comportement mécanique post-critique d'un béton sollicité en traction*, Bulletin de liaison des Ponts et chaussées, n°105, pp. 65-72.
- [Tiefenbacher & Kern 2004] TIEFENBACHER F. & KERN M., *Experimental devices to determine snow-avalanche basal friction and velocity profiles*, Cold regions science and technology, vol 38, n°1, pp. 17-30, 2004.
- [Timoshenko & Goodier 1951] TIMOSHENKO S & GOUDIER J-N, *Theory of elasticity*, Asian Students edition, Mc Graw-Hill, Kogakusha, 1951.
- [Tonello 1988] TONELLO Jean, *Généralités et approche de modèles simples*, Stage paravalanche ENPC, 1988.
- [Tonello 2001] TONELLO J., *Couverture pare-blocs structurellement dissipante*, Label IVOR 01.1. Mission Génie Civil, Ministère de l'Équipement, France.
- [Toutlemonde 1994] TOUTLEMONDE F., *Résistance au choc des structures en béton, du comportement du matériau au calcul des ouvrages*, Thèse de doctorat de l'ENPC, 1994
- [Tsubota & al 2002] TSUBOTA H, BRANDES K, HERTER J, LIMBERGER E, YAMASHITA T. & FUJITA T, *experimental studies on the inelastic behavior of reinforced concrete panels under high-speed loading, part 1, effects of dynamic loading*, in Structures under shock and impact VII, N. Jones ed, CA Brebbia, 2002.
- [UNESCO 1981] UNESCO, *Atlas des Avalanches*, Paris, 1981, 266 p.
- [Van Mier & al 1997] VAN MIER J.G, SHAH S.P & ARNAUD M. *Strain softening of concrete in uniaxial compression – report of the round-robin test carried out by RILEM TC 148SSC*, Materials and structures, vol. 30, pp. 195-209.
- [VanDine 1996] VANDINE D.F., *Debris Flow Control Structures for Forest Engineering*, rapport, Ministry of Forests, British Columbia, 1996.
- [Voellmy 1955] A. VOELLMY *Über die Zerstörungskraft von Lawinen*, Schweizerische Bauzeitung 1955
- [Walter 1999] WALTER Hélène, *Modélisation 3D par éléments finis du contact avec frottement et de l'endommagement du béton: application à l'étude de fixations ancrées dans une structure en béton*, Thèse, INSA, Lyon, 1999.
- [Wang & Lu 2002] WANG B. & LU G, *Mushrooming of circular tubes under dynamic axial loading*, Thin walled structures, vol. 40, pp. 167-182, 2002.

- [Wilhelm 1998] WILHEM C, *Quantitative risk analysis for evaluation of avalanche protection projects*, in 25 years of snow avalanche research, Voss, 12-16 May 1998, publication n° 203, Norwegian Geotechnical Institute NGI, 1998.
- [Wu & al 1994] WU E, YE H J.C. & YEN C.S, *Impact on composite laminated plates: an inverse method*, International Journal of Impact Engineering, vol 15, n°4, pp. 417-433, 1994,
- [Yankelevsky 1997] YANKELEVSKY D.Z., *Local response of concrete slabs to low velocity missile impact*, International journal on impact engineering, vol. 19, n°4, 1997, pp. 331-343.
- [Yeih & al 1997] YEIH W, HUANG R, Chang J.J & YANG C.C, *A pullout test for determining interface properties between rebar and concrete*, Advn. Cem. Bas. Mat, vol 5, pp. 57-65, 1997
- [Zhao 2000] ZHAO Xiao-Ling, *Section capacity of very high strength (VHS) circular tubes under compression*, Thin walled structures, vol. 37, pp. 223-240, 2000.
- [Zienkiewicz & Taylor 2000] ZIENKIEWICZ O.C. & TAYLOR R.L., *The finite element method*, oxford, MA: Butterworth Heinemann, 2000.
- [Zukas & Scheffler 2000] ZUKAS J.A. & SCHEFFLER D.R., *Practical aspects of numerical simulations of dynamic events: effects of meshing*, International journal of impact engineering, vol. 24, pp. 925-945, 2000.

