

# Exploitation analytique et modélisation numérique d'essais d'impact sur dalle pare-blocs structurellement dissipante (PSD)

**Philippe BERTHET-RAMBAUD \***

*Laboratoire régional des ponts et chaussées de Lyon*

**Pascal PERROTIN**

**Fabien DELHOMME**

**Michel MOMMESSIN**

**Jean-Pierre MOUGIN**

*Laboratoire optimisation de la conception et  
ingénierie de l'environnement (LOCIE-ESIGEC),  
université de Savoie*

**Jean TONELLO**

*Bureau d'études Tonello I.C.*

**Jacky MAZARS**

*Laboratoire Sols, Solides, Structures*

## ■ RÉSUMÉ

Des expérimentations ont été récemment réalisées en France sur un nouveau type de protection contre les chutes de blocs, caractérisé par une dalle sans couche amortissante simplement posée sur sa structure porteuse par l'intermédiaire de fusibles métalliques. L'étude directe des mesures, effectuées sur maquette à l'échelle 1/3, permet de comprendre les principaux phénomènes mécaniques en jeu pendant les phases de l'impact. Le poinçonnement et la percussion sont analysés pour quantifier la force d'impact. Une modélisation tri-dimensionnelle de la structure et de ses appuis est également proposée. Cette analyse numérique introduit la sollicitation comme en situation réelle et est fondée sur une approche par éléments finis couplée à une loi de comportement, qui permet une représentation réaliste du comportement et de l'endommagement du béton sous chargements dynamiques. Ces travaux devraient conduire à la mise au point de règles de conception et de dimensionnement performantes utilisables par les bureaux d'études.

## Analytical advantages and numerical modeling of impact testing on a structurally-dissipating rock-shed slab (SDR)

### ■ ABSTRACT

*An experimental campaign was recently conducted in France on a new type of protection against rockfalls, as characterized by a slab without a damping layer simply positioned on its load-bearing structure by means of metallic fuses. The direct study of measurements, performed on a 1/3-scale model, serves to understand the primary mechanical phenomena involved during impact phases. Punching and percussion are analyzed in order to quantify the impact force. A three-dimensional model of the structure and its supports is also proposed herein. This numerical analysis introduces loads within a realistic context and has been based on an approach using finite elements coupled with a constitutive law that enables a realistic representation of both the behavior and damage of concrete submitted to dynamic loadings. This research work is aimed at defining more efficient rules for design and layout capable of implementation by designers.*

\* AUTEUR À CONTACTER :

**Philippe BERTHET-RAMBAUD**

philippe.berthet-rambaud@equipement.gouv.fr

## INTRODUCTION

Si, pendant très longtemps, l'occupation des « monts maudits » s'est limitée à quelques moines le long des cols ou aux paysans pendant l'été dans les alpages, l'essor industriel poussé par la découverte de l'hydroélectricité (la « houille blanche »), puis le développement du tourisme hivernal (« l'or blanc ») et l'accroissement des échanges internationaux et du trafic de transit, ont profondément modifié les activités et l'occupation des zones de montagne. Cette évolution s'est également traduite par une nouvelle relation avec l'environnement naturel qui ne doit plus être subi mais maîtrisé. Ainsi, aujourd'hui, une population qui n'a pas forcément la conscience des phénomènes

naturels qu'elle côtoie est installée à l'année presque à toutes les altitudes jusqu'aux limites de la haute-montagne et se déplace sereinement, même au pire des conditions naturelles entre monts et vallées. Du fait des enjeux, notamment économiques, cette occupation et le maintien des axes de communication doivent même être assurés presque à tout prix. Cette notion nouvelle justifie ainsi tous les efforts qui sont faits désormais dans les montagnes européennes pour protéger biens, activités et personnes et gérer correctement les risques dans ces zones naturellement dangereuses.

Parmi les aléas spécifiques aux zones de montagne, les chutes de blocs constituent une des menaces principales en particulier pour les réseaux routiers et ferroviaires. Cet aléa peut être très varié dans ses formes, notamment en ce qui concerne les volumes et les cinématiques en jeu. Les écroulements ou éboulements et les chutes de blocs, mouvements rapides et discontinus, 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<sup>3</sup>) à l'écroulement catastrophique (supérieur à plusieurs millions de m<sup>3</sup>).

Les zones potentiellement touchées par ce phénomène sont nombreuses et on recense en France environ 4 500 communes concernées par les risques liés aux mouvements de terrain dans leur ensemble. À titre d'exemple, dans les Alpes, les chutes de pierres de petit volume sont quasiment quotidiennes dans des zones comme le Val d'Arly, la Vallée de la Romanche ou 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 m<sup>3</sup> par an, un éboulement de l'ordre de 10 000 m<sup>3</sup> tous les 20 ans et un de l'ordre de 100 000 m<sup>3</sup> tous les 80 ans [1]. Parmi les événements encore dans les mémoires et qui nous rappellent l'existence bien réelle de ce risque, peuvent notamment être cités :

- en septembre 2001, éboulement d'environ 500 m<sup>3</sup> sur la RD 526 dans le Trièves (38) ;
- en janvier 2004, éboulement sur la RN 91 à l'amont du Péage de Vizille et dans les gorges de la Bourne (38) : 2 morts ;
- en juillet 2004, éboulement de 200 m<sup>3</sup> sur la RN 212 dans le Val d'Arly ;
- en avril 2005, éboulement sur la RD 218 à Saint-Quentin-sur-Isère ;
- en mars 2006, chutes de blocs sur la RD 215 à Aussois (73) faisant 2 jeunes victimes et éboulement à Isola (06).

Face à ce risque, un certain nombre de parades, de défense active ou passive, à caractère permanent ou temporaire, ont été développées pour tenter de se protéger [2]. Parmi celles-ci, les galeries de protection routière présentent un excellent niveau de protection et, malgré un coût très important, constituent souvent la solution incontournable pour un certain nombre de sites, notamment très encaissés. Récemment, ce domaine a connu de nouveaux développements avec l'apparition des galeries de protection pare-blocs structurellement dissipantes (PSD) [3] ; il s'agit d'une approche nouvelle qui tolère notamment un endommagement limité de la structure en cas d'impact pour encore mieux utiliser les propriétés de dissipation d'énergie des matériaux habituels du génie civil.

Cette démarche d'optimisation qui s'inscrit dans le domaine des phénomènes naturels, pour prendre en compte des probabilités d'occurrence qui restent finalement limitées, a fait l'objet d'études spécifiques. En particulier, il s'agit ici de présenter les expérimentations sur maquette qui ont été réalisées pour valider le principe général de ce nouveau type d'ouvrage de protection ainsi que leur exploitation *via* un volet analytique et numérique.

## GALERIES DE PROTECTION PARE-BLOCS STRUCTURELLEMENT DISSIPANTES

Les galeries pare-blocs 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, etc.). L'objectif de cette couche est effectivement d'amortir l'impact du bloc et elle permet la conception de la galerie selon des hypothèses quasi statiques [4]. Malheureusement, cette technologie présente un certain nombre d'inconvénients dont le principal est le poids propre très élevé de

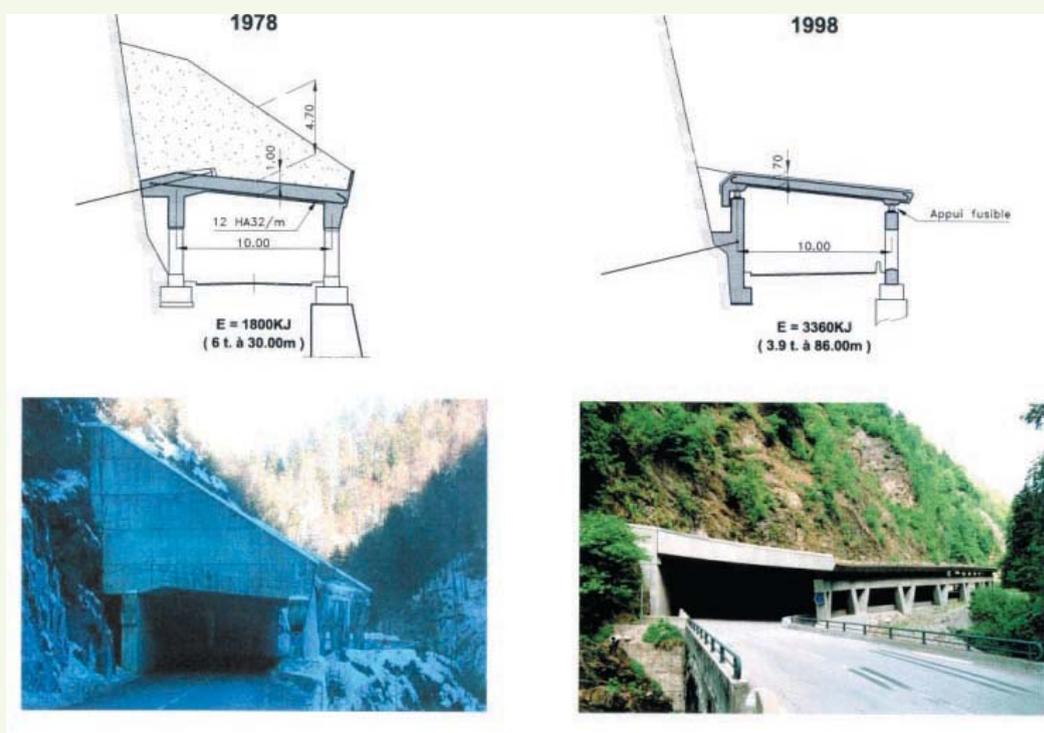
la structure alors que celle-ci est souvent fondée dans des zones délicates (les zones soumises aux chutes de blocs sont rarement propices à la construction de structures).

Dans le même temps, la demande d'une sécurité accrue sur les routes pour assurer le maintien d'axes de transit nécessite la construction de nombreux ouvrages de protection qui doivent être conçus pour assurer cette fonction au meilleur coût. Dans ce contexte, le bureau d'études Tonello Ingénieurs Conseils a proposé un nouveau type de galeries pare-blocs dont l'objectif est d'optimiser l'utilisation des matériaux et de leurs propriétés dissipatrices. Ce nouveau type de galeries dites « pare-blocs structurellement dissipantes » (PSD) s'inscrit dans une démarche semi-probabiliste de « l'endommagement tolérable » [3]. Il s'agit notamment de considérer indirectement que les cas de charges concernés intègrent, par leur caractère naturel, des probabilités d'occurrence et d'intensité particulières et très différentes des distributions habituelles en génie civil. Cet « endommagement tolérable » permet, tout en assurant le niveau de protection, d'optimiser les structures en leur conférant des capacités de dissipation.

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, les dispositifs qui supportent la dalle sont fusibles au-delà d'une charge limite pour isoler la dalle de sa structure porteuse et de ses fondations en vue de les protéger. Ces dispositifs sont simplement constitués d'un tube métallique soudé entre deux platines et fixés à la dalle. Sous forte compression et en autorisant sous charges ultimes des déplacements supplémentaires par rapport à l'état limite ultime (ELU) classique, le tube va flamber et dissiper une grande partie de l'énergie du choc par cloquage tout en écrétant les niveaux d'effort sur le reste de la structure.

L'intérêt de ce type d'ouvrage 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 été construit à la fin des années 1990 sous l'impulsion de la direction départementale de l'Équipement (DDE) 73 au lieu-dit les Essariaux (figure 1) dans les gorges de l'Arly et constitue l'ouvrage de référence, suivi dans le cadre de la procédure IVOR [3].

**figure 1**  
Deux générations  
d'ouvrages dans les  
gorges de l'Arly, de la  
galerie classique à la  
galerie PSD.



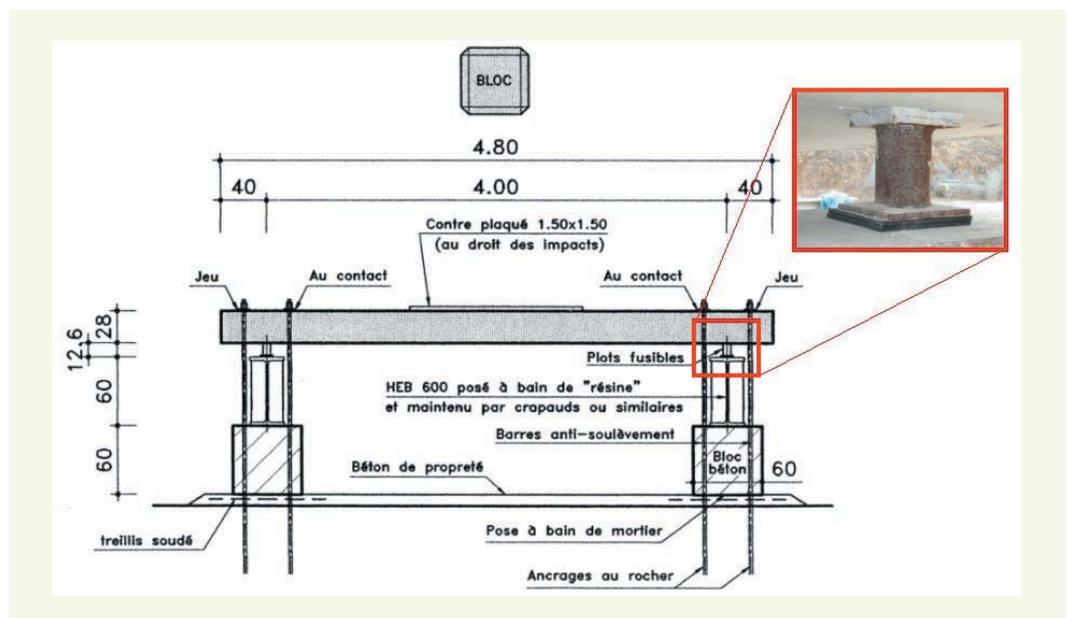
## MAQUETTES DES DALLES

Pour valider ce nouveau concept et à la demande de la maîtrise d'œuvre et de ses organismes de conseil, un certain nombre d'essais ont été menés sur deux maquettes à l'échelle 1/3, l'une avec une dalle horizontale et l'autre avec une dalle inclinée. Ces essais ont été réalisés par le Laboratoire Optimisation de la Conception et Ingénierie de l'Environnement (LOCIE) de l'ESIGEC à Chambéry [5], en collaboration étroite avec Tonello Ingénieurs Conseils ; ils consistent en un lâcher d'un bloc, lui-même en béton, sur la dalle.

En particulier, la maquette à dalle horizontale (figure 2) vise à représenter une galerie PSD à échelle 1/3 pour des énergies ultimes de 135 kJ [6]. De manière à pouvoir mener des lâchers en plusieurs points, les dimensions de cette dalle en béton armé sont de 12 m × 4,80 m pour une épaisseur de 28 cm. Elle est réalisée en béton de résistance moyenne à la compression égale à 30 MPa, et armée par une forte densité d'aciers HA Fe E 500 (4 300 kg d'acier pour 16 m<sup>3</sup> de béton). Le béton utilisé a été testé par des essais classiques sur éprouvettes ; sa résistance moyenne à la compression est de 30,70 MPa et son module de Young moyen de 29,30 GPa. Comme en situation réelle, la dalle repose sur deux lignes, espacées de 4 m, de onze appuis fusibles de hauteur 11,60 cm répartis eux-mêmes tous les 1,14 m. Chaque fusible est constitué d'un tube de 70 mm de diamètre en acier d'épaisseur 2,90 mm, soudé entre deux platines de 8 mm d'épaisseur ; ces fusibles cloquent sous une charge statique de 260 kN. Six barres verticales ancrées au sol et traversant la dalle, surmontées d'un écrou réglable jouent le rôle de dispositif anti-soulèvement pour restreindre les rebonds de la dalle vers le haut.

Les expérimentations menées sur cette dalle horizontale sont indiquées dans le tableau 1 [7].

**figure 2**  
Dispositions pratiques  
générales de la maquette et  
vue d'un ensemble fusible  
+ néoprène.



## ESSAIS

### ■ Historique des impacts

Au cours de son existence, la dalle PSD est destinée à subir plusieurs impacts classés en deux catégories en fonction de leurs conséquences :

- « ELS » (état-limite de service) : le chargement ne crée pas de dommages irréversibles significatifs dans la structure ; le béton subit une fissuration modérée, les armatures restent dans leur domaine élastique ainsi que les fusibles qui ne subissent aucun cloquage ; la dalle n'a ainsi pas à être réparée et peut subir de nouveaux impacts. Cette catégorie correspond aux impacts courants de faible période de retour ;

- « ELU » (état-limite ultime) : le chargement crée des dommages irréversibles significatifs qui imposent une réparation de la structure ; le béton dégradé est retiré par hydro-démolition et remplacé par du béton neuf ; si des armatures sont sorties de leur domaine élastique, elles sont remplacées ou renforcées ; les fusibles qui ont cloqué sont remplacés. Cet impact correspond au niveau d'énergie maximal que peut supporter la structure ; sa période de retour est très élevée.

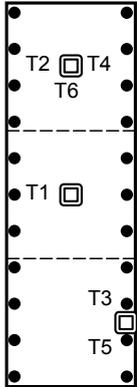
Pour simuler le choc d'un rocher, la dalle est impactée par un bloc cubique chanfreiné en béton armé. Un bloc de 450 kg est lâché d'une hauteur de 15 m pour simuler l'impact « ELS » (énergie de 68 kJ) et de 30 m pour reproduire l'impact « ELU » (énergie de 135 kJ). Un essai final destructif est réalisé avec un bloc de 810 kg tombant d'une hauteur de 37 m (294 kJ).

Au total, six essais à différentes positions ont été réalisés au cours de trois étapes expérimentales (**tableau 1**).

Pour tester la dalle au cours d'un « cycle de vie » complet, celle-ci a été réparée après l'essai T2. Cette réparation a été effectuée en démolissant et en extrayant la totalité du béton fissuré par hydro-démolition à l'aide d'un jet d'eau à très haute pression ; le béton a ainsi été découpé soigneusement et les armatures métalliques ont été mises à nu sans aucun dommage (**figure 3**), puis la zone déga-gée a été reconstruite à l'aide d'un béton traditionnel de résistance 35 MPa.

**tableau 1**  
Caractéristiques des différents essais sur la dalle expérimentale.

Essai	État de la zone impactée	Énergie d'impact (kJ)	Position de l'impact
T1	Neuve	68 (462 kg de 15 m)	Zone centrale en travée
T2	Neuve	135 (459 kg de 30 m)	Zone latérale en travée
T3	Neuve	135 (459 kg de 30 m)	Zone latérale en rive
T4	Réparée après T2	138 (469 kg de 30 m)	Zone latérale en travée
T5	Endommagée par T3	134 (455 kg de 30 m)	Zone latérale en travée
T6	Endommagée par T4	294 (810 kg de 37 m)	Zone latérale en travée



**figure 3**  
Armatures de la dalle après hydro-démolition.



L'examen des aciers dans cette zone a montré que certaines armatures d'effort tranchant avaient été rompues par traction, ce qui prouve que la charge de poinçonnement avait été sous-estimée ; les cadres de diamètre 8 mm ont alors été remplacés par des épingles de diamètre 10 mm, ce qui a augmenté leur section de 56 %. En revanche, aucune sollicitation irréversible n'a été observée sur les armatures longitudinales.

## ■ Instrumentation et mesures

La dalle a été équipée d'un ensemble de capteurs connectés à une station d'acquisition dont la fréquence d'échantillonnage est de 7 000 Hz.

Les capteurs suivants ont été mis en place :

- jauges de déformations sur les armatures longitudinales supérieures et inférieures ;
- jauges de déformations sur les armatures verticales (de cisaillement) pour déterminer leurs déformations au moment de l'impact ;
- neuf capteurs de déplacements LVDT de capacité  $\pm 50$  mm, placés sous la dalle ;
- sept accéléromètres ( $\pm 500$  g près de l'impact et  $\pm 50$  g plus loin) sur la face inférieure de la dalle, près des capteurs LVDT ;
- un accéléromètre ( $\pm 5 000$  g verticalement) sur le bloc impactant pour mesurer les décélérations d'impact ;
- cinq capteurs de force (capacité 1 000 kN) régulièrement positionnés sous une ligne d'appuis fusibles.

En complément de ces capteurs, une caméra ultra-rapide (1 000 images par seconde, champ de 2 m sur 2 m,  $256 \times 240$  pixels) a permis d'enregistrer les impacts des blocs sur la dalle.

## INTERPRÉTATION DES RÉSULTATS EXPÉRIMENTAUX

### ■ Complexité de l'impact

Pour analyser et comprendre les phénomènes qui se produisent lors de l'impact d'un élément sur une dalle flexible [8, 9], il est nécessaire de considérer plusieurs paramètres ayant une influence notable sur les sollicitations, les mécanismes d'endommagement et finalement les modes de transfert d'énergie. Les paramètres généralement mentionnés dans la littérature sont :

- la nature des matériaux constituant les deux objets en collision ;
- la fracturation initiale de l'impacteur ;
- la forme de l'impacteur ;
- les vitesses ;
- l'angle d'incidence de l'impacteur ;
- la rigidité de la structure réceptrice.

Les observations et les simulations numériques effectuées montrent que ces paramètres ont une influence très variable, les trois derniers étant les plus influents.

Lorsqu'un impacteur arrive en contact avec une structure plus ou moins rigide, telle qu'une dalle, différents phénomènes se produisent plus ou moins simultanément. C'est finalement la compréhension de ces phénomènes qui permettra une conception adéquate de ce type de structure.

Ainsi, la structure peut être endommagée par :

- poinçonnement de la dalle : un cône de béton tend à être éjecté, ce qui crée des contraintes de traction dans les armatures transversales. Pour savoir si ces armatures peuvent résister au poinçonnement, il est nécessaire de connaître l'évolution du chargement et en particulier la charge d'impact maximale à laquelle la dalle est soumise ;

- déformation plastique de la dalle au cours de ses oscillations. Une approche énergétique peut être utilisée pour déterminer les contraintes de flexion maximales dans le béton et dans les armatures afin de les dimensionner correctement.

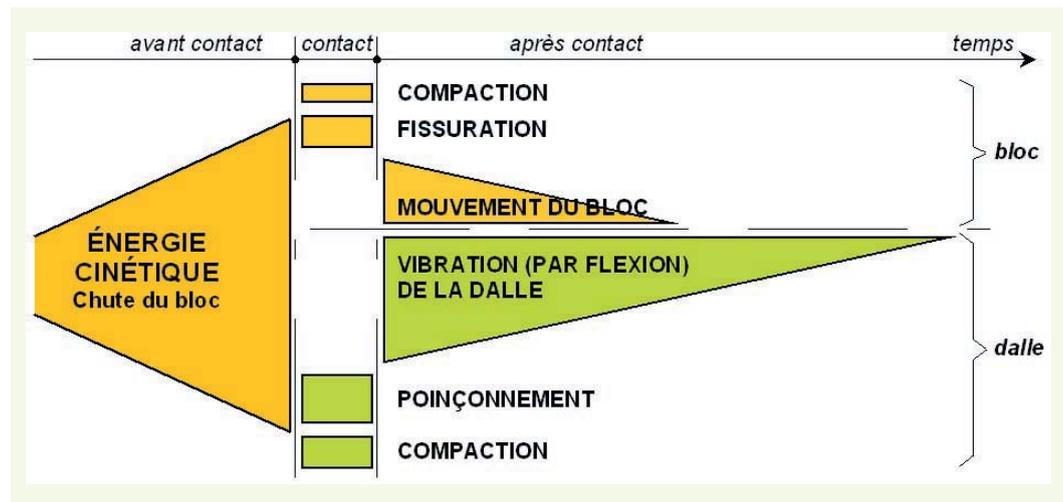
L'énergie d'un bloc frappant la dalle est elle-même transférée selon différents processus : création de chaleur, fissuration du bloc et de la surface de la dalle, compaction et poinçonnement du béton puis mise en mouvement de la dalle.

La première difficulté consiste finalement à abandonner un certain mode de pensée « traditionnel » des ingénieurs en génie civil, reposant sur l'enchaînement charges → contraintes → conception, et à concevoir un mode de raisonnement prenant en compte les phénomènes dynamiques.

À partir des expériences réalisées, trois comportements, représentés par trois modèles, ont pu être utilisés et validés : l'un repose sur la flexion de la dalle [10], le deuxième repose sur le poinçonnement [11] et le dernier est fondé sur l'endommagement local du béton de la surface de contact (compaction) [12]. Ces phénomènes ne se produisent pas simultanément : le poinçonnement et la compaction semblent se produire pendant le temps de contact alors que la flexion de la dalle débute juste après ce premier contact (la flexion de la dalle est négligeable, tant pour son amplitude que pour la zone concernée, pendant le contact initial). Ces trois phénomènes doivent donc être pris en considération pour dimensionner la structure. De plus, il est mécaniquement évident que la flexion est dimensionnante pour les armatures longitudinales, le poinçonnement pour les armatures de cisaillement (et dans une moindre mesure également pour les armatures longitudinales) et la compaction pour les caractéristiques du béton.

En ce qui concerne les niveaux d'énergie (transfert ou dissipation), les trois phénomènes n'ont pas le même ordre de grandeur. Le calcul permet de montrer que la compaction représente de 1 à 5 % de l'énergie incidente dont la plus grande partie est dissipée ou transférée pendant le contact et par la flexion de la dalle. La figure 4 représente les différentes énergies dissipées pendant un choc.

**figure 4**  
Évolution des énergies (dissipation) dans le bloc impacteur et dans la dalle.



## ■ Analyse de la percussion

Le produit d'une force  $\vec{F}$  par un temps de contact élémentaire  $dt$  est appelé *impulsion* élémentaire  $d\vec{\tau}$ . Si la durée d'application de la force  $\vec{F}$  devient très petite, l'impulsion  $\vec{\tau}$  devient un *choc* ou une *percussion* :

$$\vec{\tau} = \int_{t_0}^{t_1} \vec{F} dt \quad \text{avec } [t_0, t_1] \text{ petit} \quad (1)$$

Pour un corps de masse  $m$  passant de la vitesse  $\bar{v}_1$  à la vitesse  $\bar{v}_2$ , en l'absence de force extérieure, cette percussion est égale à la variation de quantité de mouvement qu'elle génère :

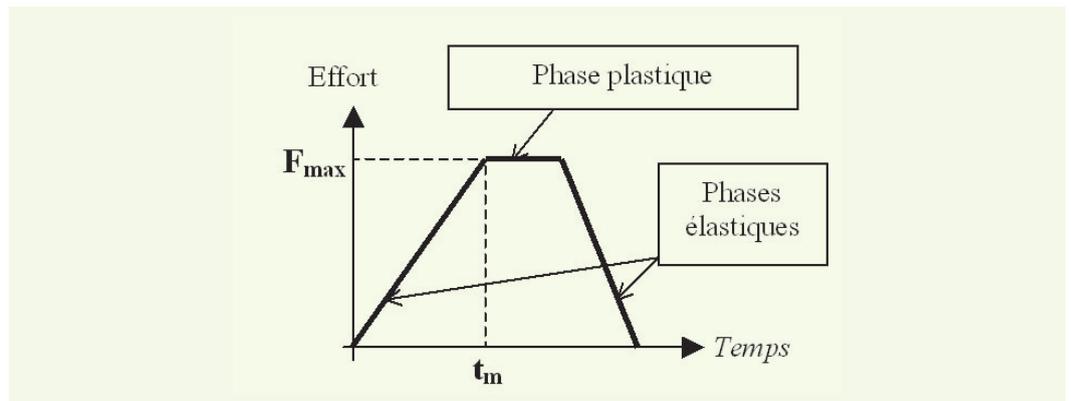
$$\bar{\tau} = m(\bar{v}_2 - \bar{v}_1) \quad (2)$$

Pour un impact entre une sphère et un plan, un modèle élasto-plastique peut être construit en supposant que la pression de contact à l'interface  $\sigma_0$  reste constante (figure 5) :

- compression élastique initiale (selon la loi de Hertz [13]) ;
- déformation plastique complémentaire dans la zone centrale sous pression constante, entourée par un anneau élastique ;
- restitution avec retour élastique de la zone plastifiée.

figure 5

Forme du signal théorique.



Il n'existe pas de régime élastique dans le cas de la pénétration d'une surface plane par un objet pyramidal ou conique ; la plastification s'installe instantanément [14]. En négligeant le mode élastique initial et la restitution, la charge d'impact peut être considérée comme constante :

$$F_{\max} = S \sigma_0 \quad (3)$$

où  $\sigma_0 \approx 3 \sigma_y$  ( $\sigma_y$  = contrainte de compression uniaxiale) et  $S$  = surface de contact.

À partir de l'équation (2) et en supposant que la masse du bloc reste constante et que la dalle est immobile :

$$F_{\max} = \frac{m_i (v_{i,2} - v_{i,1})}{t_c} \quad (4)$$

où

$v_{i,1}$  : vitesse de l'impacteur avant l'impact ;

$v_{i,2}$  : vitesse de l'impacteur après l'impact ;

$m_i$  : masse de l'impacteur ;

$t_c$  : temps de contact ;

$F_{\max}$  : charge d'impact « maximale » (ou charge théorique efficace).

Le calcul de cette charge d'impact maximale se résume ainsi à la détermination du temps de contact et des vitesses de l'impacteur.

La détermination de la charge de percussion a été effectuée à partir des essais T4, T5 et T6. Les mesures fournies par les capteurs suivants sont analysées dans [6] :

- l'enregistrement du choc par la caméra ultra-rapide permet de calculer la vitesse du centre de gravité du bloc ;
- pour les essais T4 et T5, le capteur de déplacements LVDT placé juste en dessous du point d'impact permet de mesurer les déplacements verticaux de la dalle, ce qui fournit la vitesse de la dalle par dérivation ;

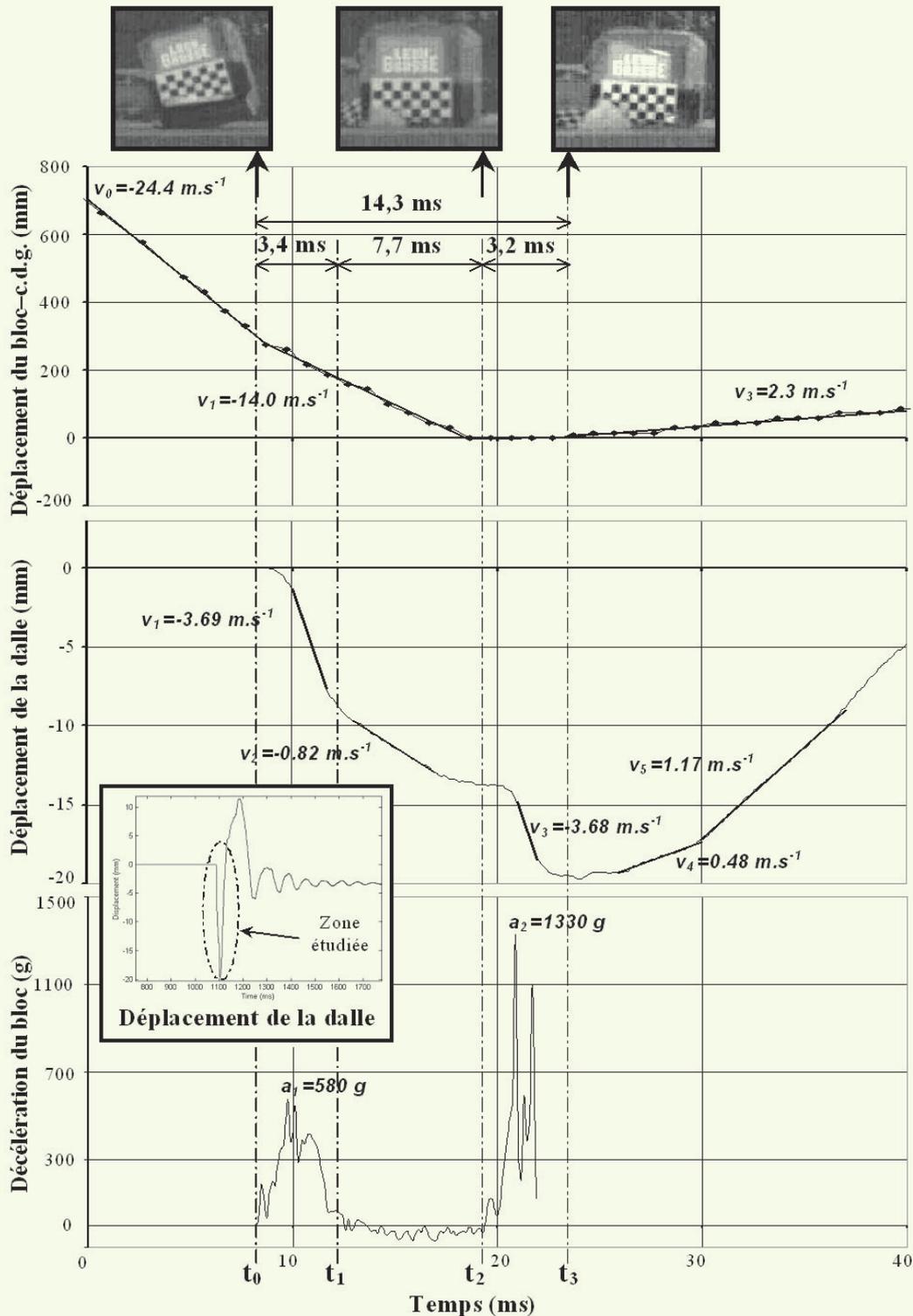
- pour les essais T4 et T6, un accéléromètre fixé sur le bloc permet de mesurer sa décélération pendant l'impact ; la rupture des connexions n'a pas permis d'obtenir les accélérations pendant le rebond.

L'analyse de l'essai T4 (figure 6) montre que le choc peut être décomposé en trois étapes successives (le contact n'a jamais été plan sur plan) :

1. Période  $[t_0, t_1]$  : un coin du bloc frappe la dalle et le bloc décélère fortement ; une première charge de percussion est appliquée à la dalle.

figure 6

Diagramme d'analyse générale du choc T4.



2. Période  $[t_1, t_2]$  : le bloc tourne autour du premier point d'impact ; sa décélération verticale est à peu près nulle et la vitesse de la dalle décroît ; la charge de contact entre le bloc et la dalle est proche de zéro.
3. Période  $[t_2, t_3]$  : le bloc est en contact avec la dalle selon la totalité d'une de ses faces : le bloc décélère et la vitesse de la dalle augmente. Une seconde charge de percussion est appliquée.
4. Après  $t_4$ , le bloc commence à se séparer de la dalle qui a atteint son déplacement vertical maximal.

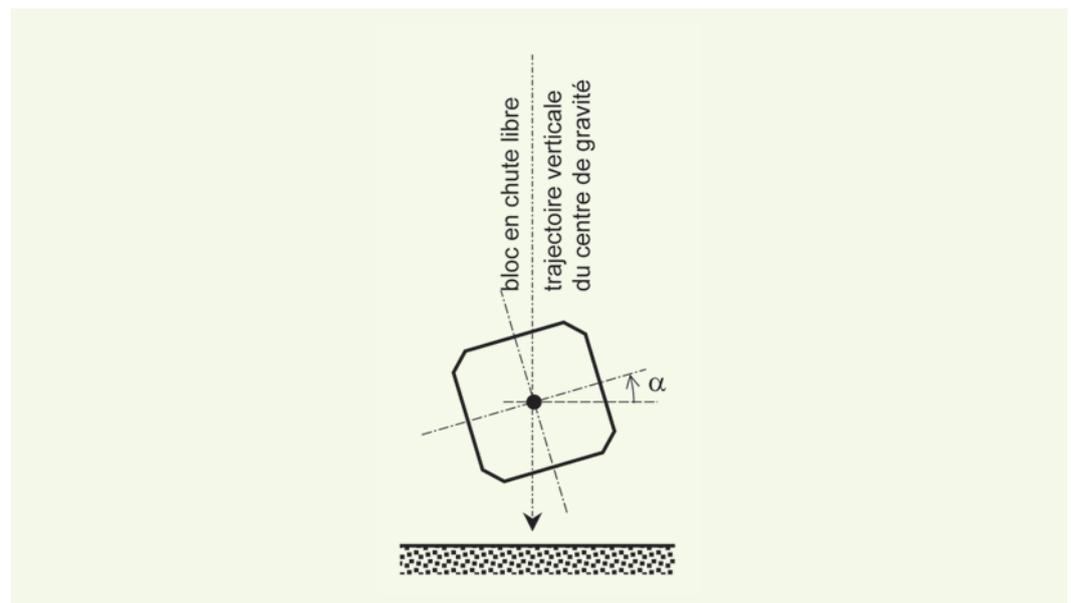
L'équation (1) permet d'obtenir les charges de percussion indiquées dans le **tableau 2**. Les résultats de l'essai T4 sont donnés pour le deuxième temps de contact : le bloc impacte la dalle avec un angle important (**figure 7**) et la seconde charge de percussion est plus significative que la première. La charge de percussion de l'essai T3 est supposée égale à celle de l'essai T5 car les angles d'incidence et les énergies d'impact sont identiques.

La charge de percussion est plus importante lorsque le bloc impacte à peu près plan sur plan que lorsqu'il y a un angle (essai T4). Le temps de contact de l'essai T6 est très proche de celui des deux premiers essais (T3 et T4) et l'augmentation de la charge de percussion est due principalement à l'augmentation de la masse du bloc.

**tableau 2**  
Charges de percussion maximales pour les essais T3, T4, T5 et T6.

Essais	Énergie d'impact (kJ)	Angle d'impact (degré)	Vitesse avant impact (m.s <sup>-1</sup> )	Vitesse après impact (m.s <sup>-1</sup> )	Temps de contact (ms)	Charge de percussion maximale (MN)
T4	138	20	14,0 ± 0,8	0 ± 0,02	3,2 ± 0,2	2,1 ± 0,2
T5-T3	134	5	23,5 ± 0,8	0 ± 0,02	3,6 ± 0,2	3,0 ± 0,2
T6	294	9	26,3 ± 0,8	0 ± 0,02	4,0 ± 0,2	5,3 ± 0,2

**figure 7**  
Définition de l'angle d'impact ( $\alpha$ ) du bloc.



## ■ Analyse du poinçonnement et justification de la structure

Pour concevoir une dalle résistante à un impact, il est nécessaire, entre autres, de connaître la charge de poinçonnement. L'analyse de la percussion permet d'estimer la valeur des grandeurs numériques correspondantes. Dans la littérature [15, 16], on trouve la description du mécanisme cinématique du poinçonnement pour un chargement statique :

- formation d'une fissure approximativement circulaire autour de la zone de chargement sur la surface tendue puis propagation de cette fissure vers la zone de béton comprimé ;

- formation de nouvelles fissures de flexion ;
- début de formation d'une fissure inclinée.

Avec l'accroissement de la charge, la fissure inclinée se développe et atteint les armatures tendues et comprimées. L'effort total de poinçonnement peut être exprimé à partir des forces verticales résistantes dans le béton et dans l'acier, mobilisées par cisaillement et flexion (**tableau 3**).

Parmi les différentes approches décrites dans la littérature, on a retenu celles de :

- Ménétreay [17], modèle le plus efficace [15] pour prendre en compte l'influence des armatures de cisaillement ;
- l'Eurocode 2 [18], code officiel européen.

L'état de fissuration révèle un endommagement en sous-face de la dalle nettement plus important lors de l'essai T2 que lors de l'essai T4. En outre, après l'hydro-démolition de la zone impactée lors de l'essai T2, on observe que cinq cadres de diamètre 8 mm se sont rompus alors que les jauges collées sur les armatures verticales pour l'essai T4 ont enregistré une déformation maximale de 1 940  $\mu\text{m/m}$  (inférieure à la déformation limite élastique de l'acier). La dalle a été fortement poinçonnée par l'essai T2 alors qu'aucun endommagement dû au poinçonnement n'est visible pour l'essai T4.

**tableau 3**

Charges de poinçonnement ultimes calculées avec l'Eurocode 2 et le modèle de Ménétreay pour différents diamètres d'armatures de cisaillement.

	Ménétreay		Eurocode 2	
Angle de la fissure (degrés)	45		26,6	
Effort	$F_{bt,u} + F_{sf,u}$	$F_{p,u}$	$F_{bt,u} + F_{sf,u}$	$F_{p,u}$
Zone courante $\varnothing$ armatures transv. = 8 mm	1,08 MN	2,69 MN	0,20 MN	2,22 MN
Zone réparée $\varnothing$ armatures transv. = 10 mm	1,04 MN	3,56 MN	0,21 MN	3,42 MN

## ■ Comparaison des charges d'impact et de poinçonnement

Lors de l'essai T6, une grande partie du béton d'enrobage inférieur a été éjectée. La démolition de la zone impactée a montré une fissure inclinée à 45 degrés dans le béton. Plusieurs cadres recoupant cette fissure ont été rompus par traction et les armatures supérieures et inférieures sont fortement cisailées. De plus, la dalle a été fortement poinçonnée par le bloc.

Le **tableau 4** permet de comparer les observations expérimentales aux charges d'impact et de poinçonnement déterminées précédemment. On a considéré que la charge de poinçonnement ultime avait été atteinte quand des armatures de cisaillement étaient rompues. Chaque fois que l'on observe la rupture des armatures de cisaillement (T3 et T6), les charges de percussion sont systématiquement supérieures aux charges de poinçonnement ultimes. Pour l'essai T4, la charge de percussion maximale est inférieure à la charge de poinçonnement et on n'observe pas de phénomène de poinçonnement. Ainsi les modèles semblent-ils bien représenter la réalité.

**tableau 4**

Comparaison entre les charges de poinçonnement ultimes, les charges de percussion maximales et les observations visuelles pour les essais T3, T4, T5 et T6.

Essai	Diamètre des armatures de cisaillement (mm)	Énergie (kJ)	Charge de percussion maximale (MN)	Charge de poinçonnement (MN) Modèle de Ménétreay	Rupture des armatures de cisaillement
T4	10	138	2,1	3,6	Non
T5-T3	8	134	3,0	2,7	Oui
T6	10	294	5,2	3,6	Oui

## MODÉLISATION NUMÉRIQUE

À partir des expérimentations menées et de leur interprétation, une approche numérique présente plusieurs intérêts : en premier lieu, il s'agit d'élaborer un modèle ambitieux capable de prendre en compte les différents aspects de ce problème complexe, notamment la dynamique de la sollicitation et les conditions d'appui. Une fois le modèle mis au point, celui-ci doit constituer un moyen pour compléter les mesures expérimentales en fournissant de nouvelles données autrement inaccessibles. À ce titre, il doit notamment contribuer à une meilleure compréhension des phénomènes en jeu en multipliant les points de vue possibles et servir de base supplémentaire au développement de méthodes de dimensionnement. Enfin, à terme, l'outil numérique correctement maîtrisé doit être capable de fournir des expérimentations numériques pour remplacer les coûteux essais en grandeur nature. L'avantage est évident : pouvoir procéder exactement à l'impact prévu, mener toutes les études paramétriques intéressantes permettant de juger de l'influence de tel ou tel paramètre, voire envisager des expertises numériques pour tester tel ou tel scénario réaliste et apporter des éléments, par exemple pour décider d'opérations de maintenance ou de réparation, etc.

Ces multiples objectifs peuvent être traités de différentes manières. Dans le cas présenté, on s'est attaché à essayer de trouver un bon compromis, à la fois pour exploiter les développements avancés de la recherche dans le domaine du génie civil mais aussi pour s'inscrire dans une démarche proche de l'ingénierie. Ainsi sont présentés principalement le modèle et son potentiel sur la base de l'essai T4 qui permet d'aborder toutes les questions inhérentes à ce genre de situation.

### ■ Outils numériques. Modèle de comportement du béton

Une des premières difficultés est de choisir correctement les outils numériques utilisés pour répondre aux besoins. Le contexte de cette étude, entre recherche et ingénierie, justifie l'utilisation des « éléments finis », qui présentent sûrement actuellement le meilleur compromis opérationnel, notamment par rapport aux « éléments discrets ». De même, et pour traiter spécifiquement des aspects dynamiques transitoires de modèles non linéaires à nombreux degrés de liberté, un schéma d'intégration temporelle explicite s'est avéré avoir là aussi plus d'avantages qu'un schéma implicite, pour peu que son caractère conditionnellement stable soit correctement géré. Pour cela, les pas de temps pour suivre l'évolution pas à pas du système doivent être contrôlés, notamment en vérifiant la condition dite de Courant, Friedrich et Levy (CFL) [19] qui 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 ».

Après le choix de l'outil de calcul par éléments finis *Abaqus explicite v6.4* qui permet également une description à un niveau raffiné des différentes parties de la maquette, des conditions aux limites ainsi que la gestion de plusieurs entités en interaction, la difficulté est de décrire correctement le comportement des matériaux en présence. Dans ce cas, la priorité a été donnée au béton qui constitue l'acteur principal de la dissipation de l'énergie d'impact pour les galeries PSD : il s'agissait d'être capable de représenter les principaux phénomènes en jeu sous chargement cyclique et dynamique. Pour répondre le plus correctement possible à ce cahier des charges, le recensement des différents types de modèles existants [20] a abouti à l'utilisation du modèle continu d'endommagement local tridimensionnel dit PRM (Pontiroli-Rouquand-Mazars [21]). Ce modèle a été développé en collaboration entre le LMT Cachan et le CEG-DGA, entre autres pour des applications militaires, et a été utilisé pour l'étude de structures complexes (maquettes d'immeubles, enceintes nucléaires, etc.) sous sollicitations sévères (expérimentations sur table vibrante, simulations de séismes, etc.) [22].

Le modèle PRM est directement issu du modèle de Mazars [23] qui applique les principes de la mécanique de l'endommagement au béton pour traduire les phénomènes physiques se produisant au sein du matériau (principalement la micro-fissuration pour le béton) par la détérioration progressive de ses caractéristiques mécaniques et principalement de sa rigidité. La distinction entre un état du matériau sain et endommagé, à la base de cette théorie, a conduit à la notion de contraintes

effectives [24] : 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 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 :

$D = 0$  : matériau sain ;

$0 < D < 1$  : matériau endommagé ;

$D = 1$  : matériau complètement fissuré.

Dans le cas unidimensionnel,  $\tilde{\sigma}$  représente la contrainte effective :  $\tilde{\sigma} = \frac{\sigma}{1-D}$ . Dans ces conditions,

l'écriture unidimensionnelle générale de la relation de contrainte-déformation est :  $\sigma = E_0(1-D)\varepsilon$  où  $E_0$  est le module de Young du matériau sain. La variable d'endommagement  $D$  est scalaire et évolue en fonction des déformations d'extension ( $\langle \cdot \rangle_+$  : partie positive) :  $\tilde{\varepsilon} = \sqrt{\sum_i \langle \varepsilon_i \rangle_+^2}$ .

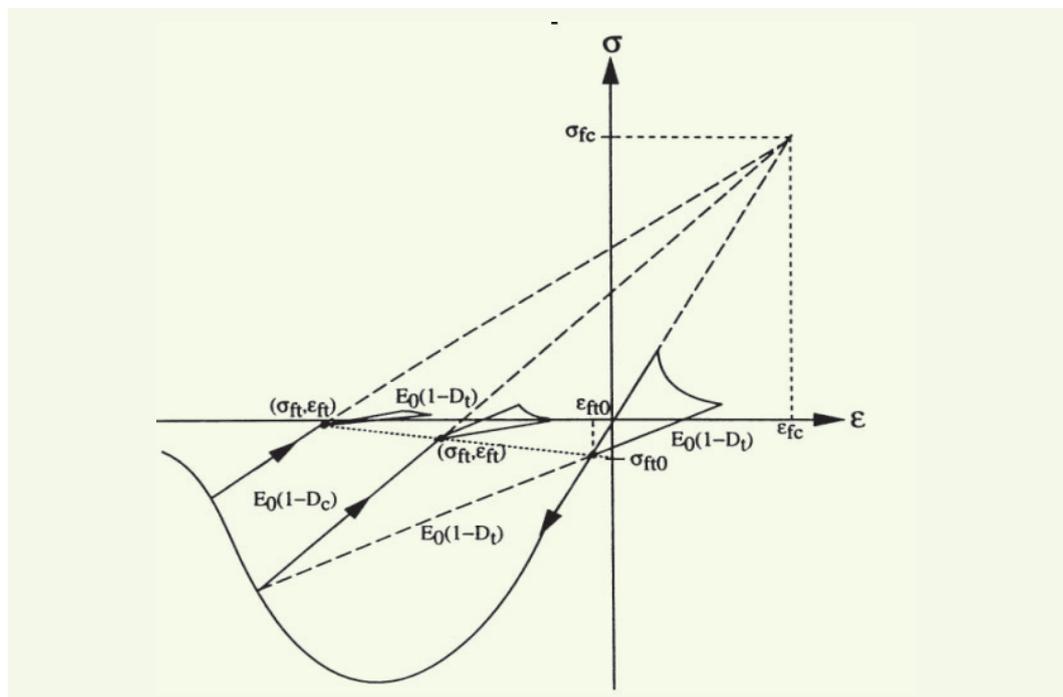
À partir de cette base qui ne traite correctement que les chargements monotones, le modèle PRM a été développé afin de pouvoir aussi aborder les chargements cycliques. Pour cela, les phénomènes liés à l'ouverture et à la fermeture des fissures ont été pris en compte avec notamment le recouvrement de rigidité au retour en compression après traction et la possibilité de déformations irréversibles liées à l'endommagement. En revanche, la version du modèle PRM utilisée ne prend pas en compte les phénomènes de compaction.

Pour simplifier, on décrit le principe général du modèle PRM dans le cas unidimensionnel, notamment pour pouvoir illustrer facilement le 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 8**.

On peut 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 ( $\sigma_{fc}, \varepsilon_{fc}$ ) 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

**figure 8**

Comportement uniaxial du béton en traction compression – modèle PRM.



retrouve donc là l'introduction de deux variables scalaires d'endommagement  $D_c$  et  $D_t$  avec chacune leur rôle effectif dans la description complète du comportement du béton.

À ce niveau, il faut bien noter la différence avec le modèle de Mazars qui utilise en fait une seule variable d'endommagement. En effet, même si celle-ci 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 puissent être distinguées et suivies : le modèle de Mazars ne fonctionne correctement que si la sollicitation reste monotone et du même type sans changer de domaine (traction ou compression). L'utilisation et l'évolution spécifique des deux variables d'endommagement  $D_c$  ou  $D_t$  par le modèle PRM permettent ainsi de dépasser cette lacune pour effectivement distinguer traction et compression.

Dans le domaine des tractions, un changement d'origine au point  $(\sigma_{ft}, \varepsilon_{ft})$  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 :

$$(\sigma - \sigma_{ft}) = E_0(1 - D)(\varepsilon - \varepsilon_{ft}) \quad (5)$$

Cette nouvelle origine correspond au point de refermeture des fissures au retour en compression après traction.  $\sigma_{ft}$  est donc la contrainte nécessaire de refermeture de ces fissures avec comme déformation irréversible correspondante  $\varepsilon_{ft}$ . 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  $(\sigma_{ft}, \varepsilon_{ft})$  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 [21] :

$$\sigma_{ft} = (1 - D_c)^2 \sigma_{ft0} \quad (6)$$

À noter ici que les points  $(\sigma_{ft0}, \varepsilon_{ft0})$  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.

Concernant l'évolution de  $D_i$  qui correspond à l'activation de l'endommagement de tension ou de compression en fonction du cas de charge, le modèle PRM s'inspire largement du modèle de Mazars avec une formule de la forme :

$$D_i = 1 - (1 - A_i) \frac{\varepsilon_0}{\varepsilon} - A_i e^{-B_i(\varepsilon - \varepsilon_0)} \quad (7)$$

où  $A_i$  et  $B_i$  ( $i = t$  ou  $c$ ) sont des paramètres liés au matériau.

Par ailleurs, le couple  $(\sigma_{ft}, \varepsilon_{ft})$  peut aussi être exprimé par les relations suivantes :

$$\sigma_{ft} = E_0(1 - D_c)(\varepsilon_{ft} - \varepsilon_{fc}) + E_0\varepsilon_{fc} \quad (8)$$

$$\varepsilon_{ft} = \varepsilon_{ft0}(1 - D_c) - \frac{D_c}{1 - D_c} \varepsilon_{fc} \quad (9)$$

Un autre atout majeur de ce modèle pour une utilisation en ingénierie est l'évaluation des paramètres numériques du modèle, notamment  $A_{t\text{ ou }c}$ ,  $B_{t\text{ ou }c}$  et  $\varepsilon_0$  du modèle Mazars, à partir des propriétés physiques classiques du matériau béton, afin que l'utilisateur n'ait besoin que de ces dernières comme données d'entrée (hors coefficients liés aux effets de vitesse évoqués ci-après).

Le modèle considère que le seuil d'endommagement  $\varepsilon_0$  (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 de Young, qui sont deux paramètres physiques bien connus de l'ingénieur, par :

$$\varepsilon_0 = \frac{f_t}{E_0} \quad (10)$$

Ensuite, la contrainte ultime en tension étant donnée par convention, il s'agit de considérer la déformation correspondant à ce maximum de contrainte qui permet de déduire :

$$B_t = \frac{1}{\varepsilon_0} = \frac{E_0}{f_t} \quad (11)$$

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 ( $A_t = 0$ ).

Enfin, 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  $\sigma = E_0(1 - D_{cm})\varepsilon$ . Ajouté à la continuité de  $\frac{\partial \sigma}{\partial \varepsilon}$  à  $\sigma = E_0\varepsilon_0$ , on obtient le système d'équations (12) (13) pour évaluer  $A_c$  et  $B_c$  en fonction de  $\sigma_{\max} = f_c$ ,  $\varepsilon_0$  et  $\nu_0$  (coefficient de Poisson du matériau) étant connus :

$$\sigma_{\max} = E_0 \frac{\varepsilon_0(1 - A_c)}{\sqrt{2\nu_0}} + \frac{A_c}{\sqrt{2\nu_0} B_c e^{-1 + B_c \varepsilon_0}} \quad (12)$$

$$B_c = \frac{A_c - 1}{A_c \varepsilon_0} \quad (13)$$

Le modèle PRM inclut également la prise en compte des effets de vitesse. La dépendance de la réponse du béton à la vitesse de déformation, largement décrite dans la littérature [25-27], est intégrée indirectement en formulant le seuil d'endommagement en traction ou en compression, en fonction de la vitesse de déformation  $\dot{\varepsilon}$  selon une formule du type :

$$\varepsilon_0^d = \varepsilon_0^s (1 + a \dot{\varepsilon}^b) \quad (14)$$

où

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

$\varepsilon_0^d$  et  $\varepsilon_0^s$  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 considérés comme des paramètres intrinsèques du matériau, en traction et 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. À noter que, par ce choix, les propriétés intrinsèques du matériau, comme son module de Young, ne sont pas modifiées.

L'identification des paramètres  $a$  et  $b$ , en traction et en compression, a pu être réalisée à partir de données disponibles dans la littérature [28, 29] et en considérant que l'effet de la vitesse sur le rapport « seuil d'endommagement dynamique/seuil d'endommagement statique » était du même ordre que sur le rapport plus classique « résistance dynamique/résistance statique » [21] (tableau 5).

**tableau 5**  
Coefficients retenus pour  
la prise en compte des  
effets de vitesse dans le  
modèle PRM.

Traction		Compression	
A	b	a	b
1,4	0,21	0,4	0,21

Il est également à noter que ce modèle intègre la méthode de régularisation de Hillerborg [30] pour limiter les effets de dépendance au maillage [20] en utilisant un pseudo-comportement dépendant de la finesse du maillage.

## ■ Prise en compte de la sollicitation – Gestion d’entités en interaction

Grâce à la capacité d’Abaqus de gestion de plusieurs entités en interaction, l’objectif des modélisations était de faire tomber le bloc sur la dalle comme dans la réalité. En effet, cette solution nécessite « seulement » d’appliquer les bonnes conditions d’impacts et de gérer correctement le contact entre les deux entités pour retranscrire la transmission de l’énergie du bloc à l’ouvrage lors de l’impact, plutôt que d’introduire une sollicitation sous la forme d’une force équivalente (qu’il aurait fallu encore pouvoir évaluer). Or, cette phase est cruciale et de la qualité de sa modélisation dépend la qualité de la simulation globale dont elle est finalement la base.

La gestion des contacts par Abaqus Explicite utilise une méthode adaptée à l’intégration temporelle explicite fondée sur un algorithme de prédiction – correction cinématique. Les zones potentiellement en contact au cours de la simulation doivent être au préalable identifiées par paires 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.

Le principe général est le suivant : au cours de chaque incrément de temps, Abaqus prédit 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. Cette étape nécessite l’utilisation d’une loi de contact à l’interface. Cette loi va faire le lien entre la force de réaction normale et la force de réaction tangentielle en fonction des conditions locales de contact et des paramètres associés.

Pour l’interaction normale qui dépend directement de la distance d’interaction, on distingue ainsi les contacts « durs » ou « parfaits », pour lesquels l’interpénétration n’est pas possible, et les contacts « mous » où cette condition est relâchée. En fait, ces contacts mous qui autorisent une interpénétration « anti-physique » sont un moyen détourné pour recalculer la transmission d’énergie lors de l’impact et prendre indirectement en compte certains phénomènes secondaires : fragmentation, échauffement... Pour autant, le fait de disposer d’un modèle de comportement suffisamment complet pour chaque entité en interaction peut aussi suffire à retranscrire l’essentiel des phénomènes se produisant au moment du contact. Concernant maintenant la réaction tangentielle, il s’agit d’utiliser simplement une loi de frottement de type Coulomb.

Ensuite, 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.

## ■ Modèle géométrique

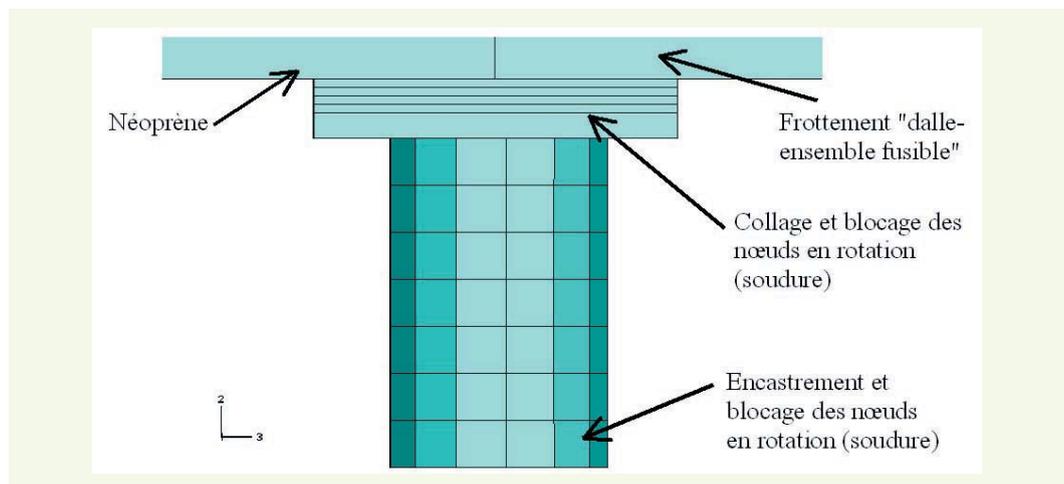
La dalle complète est modélisée et maillée à l'aide d'éléments type C3D8R (éléments parallélépipédiques à huit nœuds et un seul point d'intégration) en quatre couches régulières dans l'épaisseur.

Concernant le ferrailage, sa prise en compte dans le cas 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. Sa prise en compte apparaît comme prépondérante et différentes techniques existent pour la traiter [31]. Dans la situation étudiée pourtant, la seule option envisageable de manière opérationnelle a été de retenir l'hypothèse d'une adhérence parfaite.

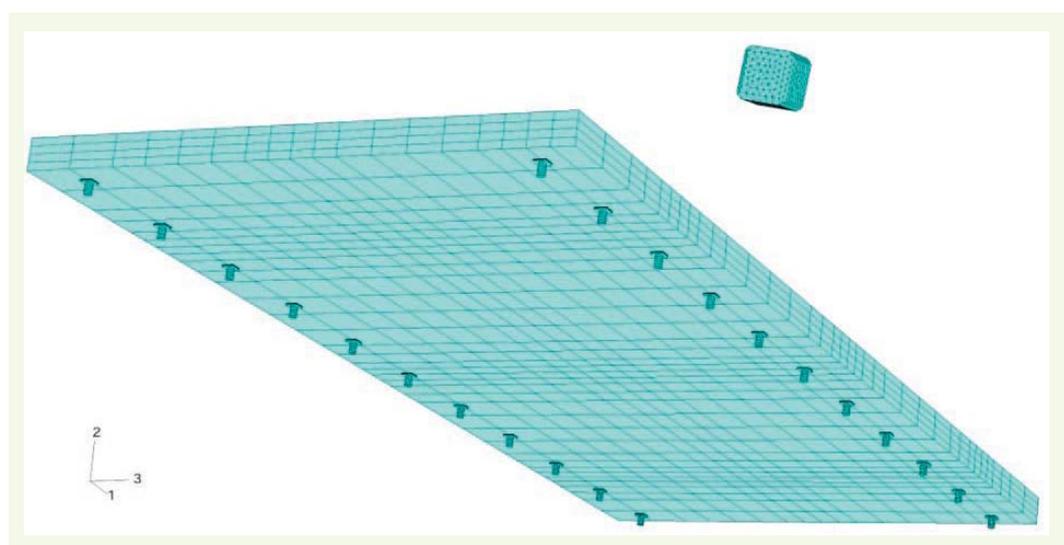
Finalement, l'ensemble du ferrailage a été intégré : armatures longitudinales, transversales et étriers selon les spécifications de construction et les réparations (nombre d'armatures et diamètre) en utilisant une option du code Abaqus qui consiste à noyer, dans le maillage du béton, la cage d'armature elle-même maillée de manière autonome tout en assurant l'hypothèse d'adhérence parfaite.

Dans le même esprit, les vingt-deux appuis fusibles sont également représentés de manière exhaustive mais avec quelques aménagements, notamment pour limiter les coûts de calculs sans modifier leur comportement général (figure 9). En particulier, le fusible numérique est encastré dans le sol plutôt que lié à la dalle, ce qui permet d'éliminer la platine inférieure en reportant le néoprène et donc la surface de glissement au-dessus, directement au contact avec la dalle. En fait, s'il était tentant de remplacer chaque ensemble « fusible + néoprène » par un simple élément ressort [32], cette solution posait quelques difficultés pour simuler l'évolution à long terme de la dalle par un comportement inadapté des appuis (figure 10).

**figure 9**  
Modèle numérique d'un ensemble « fusible + néoprène ».



**figure 10**  
Modèle numérique complet – Ensembles « fusibles + néoprènes », dalle et bloc.



Le bloc numérique respecte la géométrie du bloc réel y compris ses chanfreins. Le maillage de ce volume a nécessité ici l'emploi d'éléments tétraédriques C3D4. Comme pour la dalle, l'ensemble du ferrailage est également pris en compte.

## RÉSULTATS NUMÉRIQUES

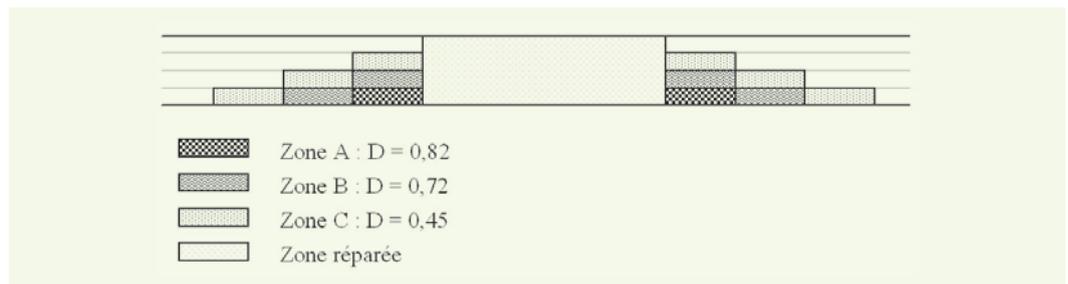
### ■ Influence d'un pré-endommagement

S'agissant de modéliser le lâcher n° 4, la question de la réparation de la dalle a été examinée pour prendre en compte son influence sur la simulation. Toutefois, en raison de coûts de calcul prohibitifs, il s'est révélé impossible de simuler complètement la vie préalable de la dalle. Une première hypothèse a donc été de considérer l'indépendance entre les différentes zones d'impact en supposant que l'endommagement du reste de la dalle avait une influence négligeable. Ensuite, si la dalle avait été effectivement réparée sur une surface donnée, encore fallait-il pouvoir prendre en compte le cas échéant l'endommagement possible de son pourtour éventuellement dû au lâcher n° 2.

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 effectué pour tester cette influence. En parallèle, un modèle de dalle comportant plusieurs types de béton a été développé pour pouvoir introduire facilement un pré-endommagement idéalisé. La répartition qui a été retenue s'inspire de la diffusion de l'endommagement dans l'épaisseur de la dalle à partir du point d'impact selon un cône. En tenant compte du maillage de la dalle dans cette zone d'impact, différentes zones endommagées sont ainsi introduites. Même s'il est clair que la répartition de l'endommagement n'est pas aussi schématique, on distingue trois zones tout autour de la partie réparée (dont l'endommagement est donc annulé). Le niveau d'endommagement de ces trois zones correspond à l'endommagement moyen qui y est obtenu après un impact de type ELU (**figure 11**).

**figure 11**

Modèle de dalle à plusieurs bétons – Coupe type au niveau de la zone réparée.

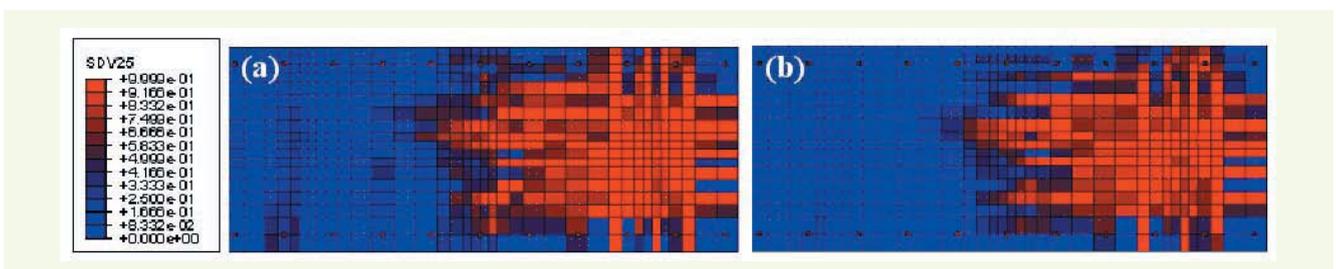


**figure 12**

Endommagement de traction en face inférieure, respectivement pour deux impacts successifs avec réparation de la dalle (a) et pour un impact sur dalle pré-endommagée (b).

À partir de là, les **figures 12a** et **12b** donnent la carte de l'endommagement de traction obtenu en face inférieure, respectivement 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 comme indiqué précédemment).

Qualitativement, le cas où la dalle est pré-endommagée donne donc des résultats très proches de celui où la dalle est réparée entre deux impacts successifs. Quantitativement, cette équivalence se

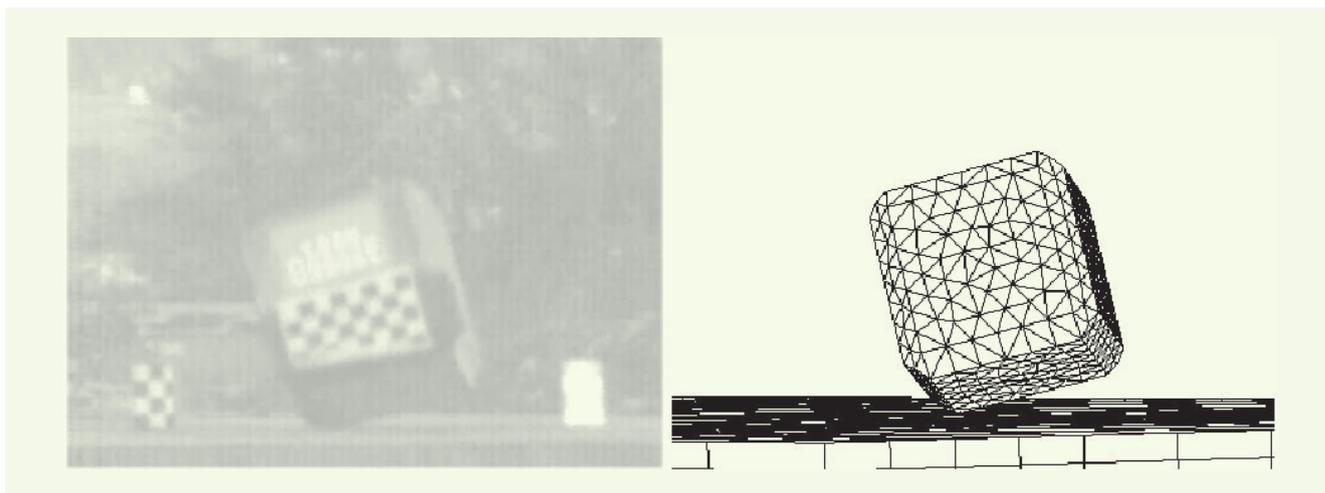


retrouve au niveau du sur-enfoncement observé lors du deuxième impact : celui-ci vaut 6 % de l'enfoncement initial pour le second impact après réparation de la dalle (12a) et 6,7 % dans le cas de la dalle pré-endommagée (12b) qui s'avère donc un moyen tout à fait satisfaisant pour simuler l'impact T4. Il faut noter aussi que l'influence d'un endommagement initial reste finalement assez faible puisque le sur-enfoncement reste limité à quelques pour-cent.

### ■ Influence des conditions d'impact

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. Cette phase a donc été précisée en fonction du déroulement expérimental effectif : masse du bloc majorée à 470 kg pour une énergie d'impact de 141 kJ et angle d'attaque et position d'impact corrigés (figure 13).

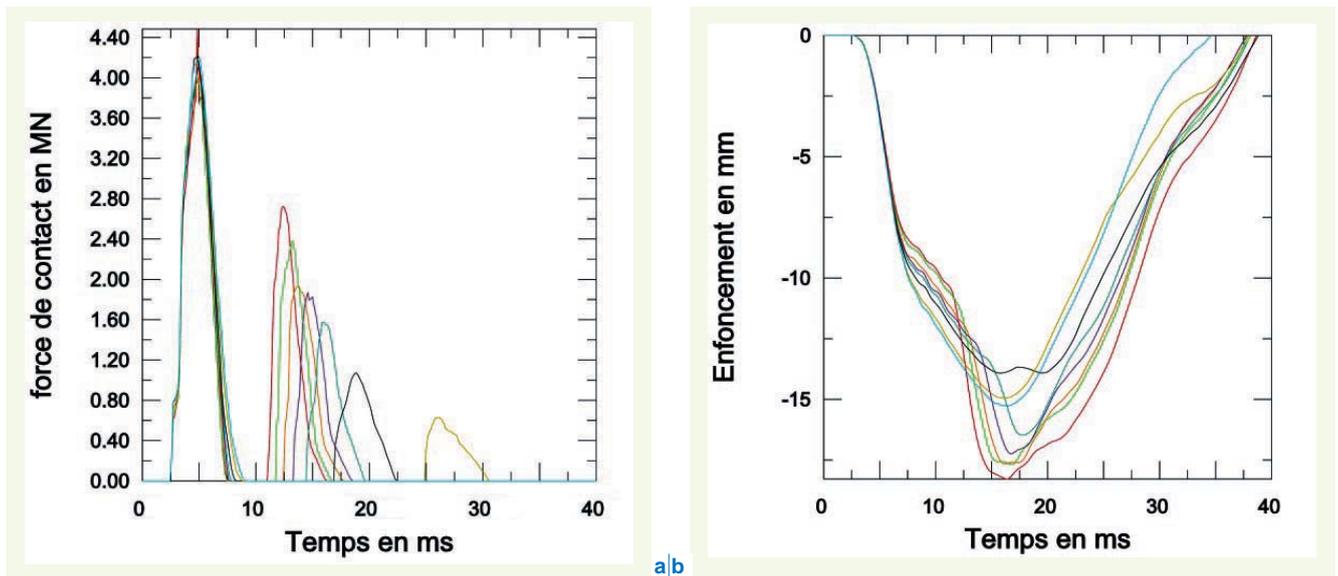
**figure 13**  
*Angle d'attaque du bloc, expérimental (angle de vue de la caméra rapide) et numérique.*



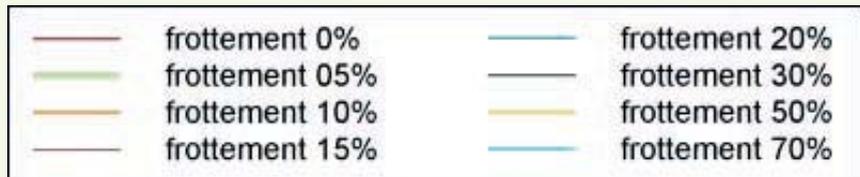
Les caractéristiques numériques du contact ont été choisies en examinant l'effet des caractéristiques de la loi de contact (principalement sa raideur, étant entendu qu'une raideur infinie correspond au choc dur parfait) et le frottement à l'interface entre la dalle et le bloc (pour les aspects tangentiels).

Concernant la loi de contact, la description par le modèle PRM du comportement des deux entités en interaction (dalle et bloc), qui sont donc chacune endommageables, permet d'utiliser un contact de type dur parfait sans nécessité d'introduire de dissipation supplémentaire via une loi de contact amortie. Le système est directement gouverné, au moment de l'impact, par le comportement respectif des matériaux de la dalle et du bloc (et notamment leur endommagement) sans avoir besoin d'ajouter un comportement particulier au niveau du contact lui-même. Ce choix s'avère tout à fait cohérent avec les résultats expérimentaux obtenus et notamment l'apparition des deux pics d'effort liés au choc du premier coin du bloc, puis à la rotation de ce dernier au-dessus de la dalle avant le choc du coin opposé. L'introduction d'un contact amorti, qui se traduit numériquement par une inter-pénétration possible des deux entités en contact, conduirait en particulier à gommer cette distinction mais aussi à moins bien reproduire les temps de contact.

Après le choix de la loi de contact qui va surtout agir sur la réponse normale entre les deux entités, le second paramètre qui va influencer le déroulement de l'impact du bloc sur la dalle est le frottement tangential à l'interface des deux entités. Ce frottement va directement conditionner le glissement du premier coin en contact avec la dalle pour que le basculement du bloc numérique se produise comme lors des expérimentations. Finalement, une étude paramétrique (figure 14) sur ce coefficient de frottement a permis de fixer la valeur optimale à 0,15, valeur qui s'applique également au cas de la maquette à dalle inclinée où ces aspects sont prépondérants [33]. Cet ajustement



**figure 14**  
*Force de contact (a) et enfoncement de la dalle (b) au point d'impact en fonction de la valeur du frottement.*



constitue le recalage principal de ces simulations pour retrouver correctement les phases expérimentales de l'impact.

L'explication de l'écart entre la valeur de frottement retenu et les quelques valeurs qui peuvent être trouvées dans la littérature (de l'ordre de 0,70) requiert des investigations complémentaires, notamment dans la zone d'impact, pour prendre effectivement en compte l'érosion du bloc par fragmentation et évaluer son influence sur le déroulement de l'impact et la valeur du coefficient de frottement apparent. 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.

Cependant, la modélisation mise en œuvre est déjà largement satisfaisante pour prendre en compte de manière globale les principaux phénomènes en jeu pendant l'impact tout en permettant d'étudier le détail des différentes phases de l'interaction dalle-bloc. Les comparaisons qui suivent confirment le potentiel, également quantitatif, de cette approche.

### ■ Comparaison expérimental – numérique

Préalablement à l'impact, il s'agit d'abord de laisser la dalle se mettre en place sous l'effet de la pesanteur pour rejoindre l'état de la structure au « repos » comme elle l'était dans la réalité avant les lâchers. Après vérification, cette phase numérique d'application de la pesanteur a été limitée à une durée de 0,15 s tout en vérifiant qu'elle ne générait pas l'apparition de phénomènes parasites.

À partir de là, l'impact peut se produire et les flèches maximales obtenues aux différents points de mesure, comparées aux valeurs expérimentales, sont données dans le **tableau 6**.

Les neuf flèches les plus importantes sont prédites à mieux que 1 mm 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 1,60 mm, ce qui est peu devant la taille de l'ouvrage et même moins pour le point le plus éloigné I.

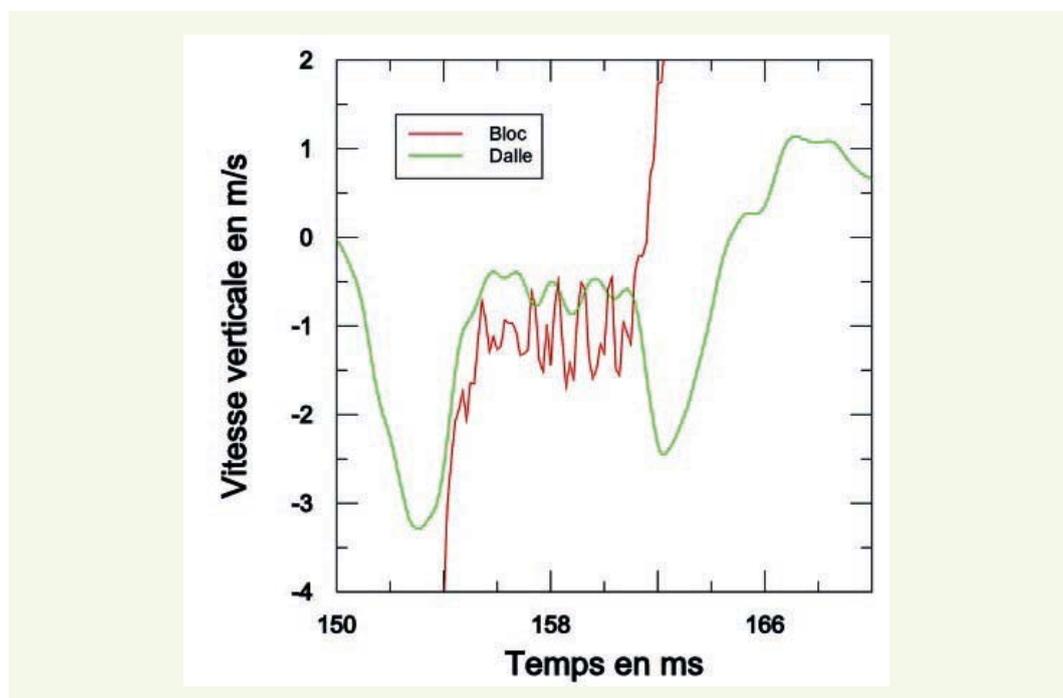
**tableau 6**  
*Choc au centre – Flèches  
 verticales maximales aux  
 points repérés.*

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	8,4125	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 %

En termes de vitesses verticales respectives de la dalle et du bloc pendant la phase d'impact (**figure 15**), les résultats sont également très proches des mesures expérimentales (*cf. figure 6*) : lors des essais, l'impact du premier coin du bloc conduit à une vitesse de dalle de l'ordre de 3,70 m/s, qui se stabilise ensuite à 0,80 m/s lors de la rotation du bloc, avant un nouveau pic équivalent et le retour à des vitesses verticales positives après 14,30 m/s. Pendant la phase intermédiaire, le bloc et la dalle ont tendance à se déplacer à la même vitesse. Cette proximité des résultats confirme ainsi la capacité du modèle à reproduire les principaux phénomènes se produisant pendant cette phase de contact-impact, et ce malgré une approche à une échelle assez globale et calée sur le seul paramètre de frottement intervenant dans la loi de contact entre le bloc et la dalle.

Ensuite, pour suivre l'évolution de la dalle, en plus de l'influence des dispositifs anti-soulèvement, il faut rappeler la nécessité de modéliser l'ensemble de l'ouvrage pour pouvoir accéder à une évo-

**figure 15**  
*Vitesses verticales  
 respectives de la dalle et  
 du bloc pendant l'impact  
 (premier contact à  
 $t = 0,15$  s).*



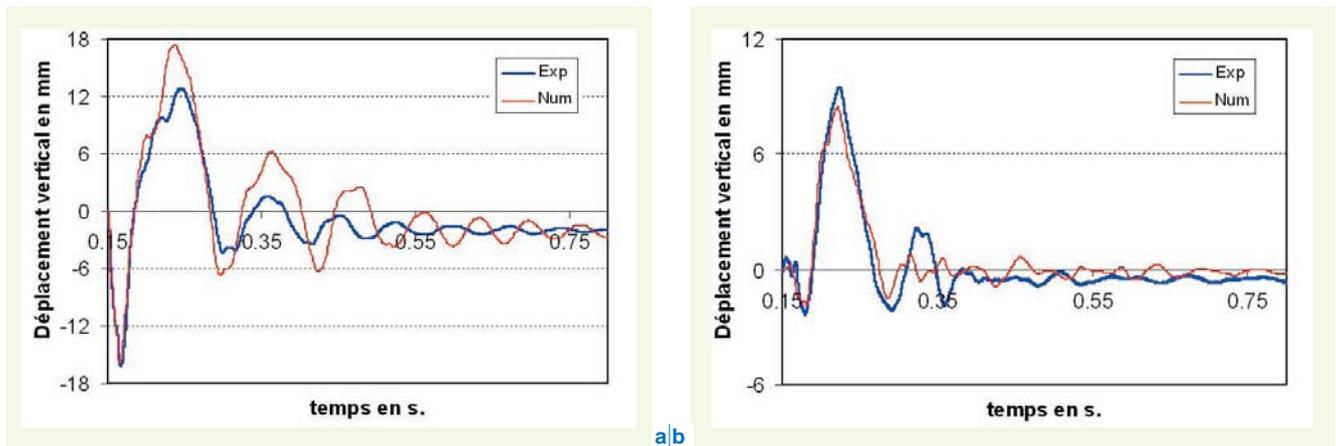


figure 16

Comparaison expérimental-numérique de l'évolution du déplacement vertical respectif des points E (16a) et I (16b).

lution post-impact correcte. Cette évolution est liée au comportement de la dalle elle-même mais aussi à ses conditions d'appui.

Ainsi, les comparaisons (figures 16a et 16b) concernent deux capteurs LVDT ; l'un est proche de la zone d'impact (E) et l'autre éloigné (I) afin d'être représentatifs du comportement général de la structure.

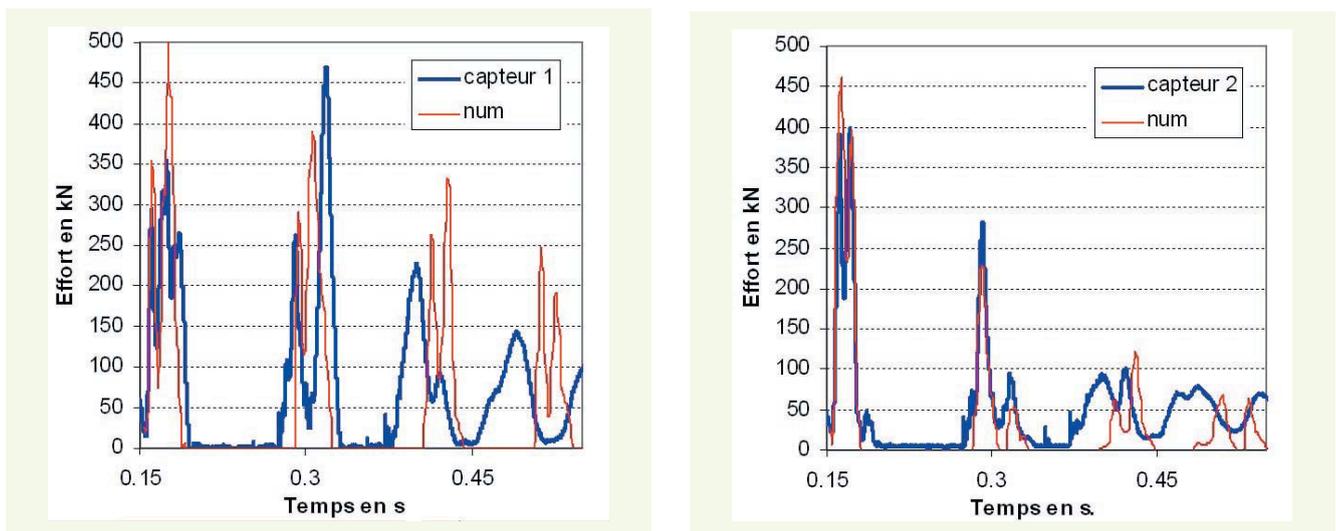
Vu la complexité du problème, les oscillations de la dalle sont très correctement simulées même pour les zones les plus éloignées. On retrouve également une déformée résiduelle conforme aux observations expérimentales. Près de l'impact, on peut cependant déplorer des amplitudes qui restent trop importantes après la première oscillation. Si on peut d'abord penser à un problème d'amortissement général, d'autres phénomènes, dus notamment à la complexité des conditions aux limites, ne peuvent être exclus.

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. Pour autant, la comparaison des efforts verticaux au niveau des capteurs placés sous une des lignes d'appui donne des résultats tout à fait satisfaisants et confirme le potentiel de cette approche numérique.

Malgré certaines incertitudes expérimentales (un des cinq capteurs n'a pas fonctionné), on retrouve notamment des amplitudes calculées correctes et la bonne succession de phases de décollement de la dalle où l'effort est quasi nul (figure 17). Les résultats se dégradent cependant au cours des oscillations successives mais ces écarts sont justifiés par la complexité de l'ouvrage dont l'évolution sur ses vingt-deux appuis peut même finir par devenir chaotique.

figure 17

Comparaison expérimental-numérique de l'effort au niveau des deux capteurs les plus proches de l'impact.



## CONCLUSIONS

Les résultats de cette étude permettent de valider un certain nombre de principes de fonctionnement de la dalle pare-blocs structurellement dissipante. Pour les chocs à faible niveau d'énergie, la dalle absorbe parfaitement l'énergie d'impact puisqu'elle reste dans son domaine élastique. Pour les chocs à haut niveau d'énergie, le système subit un endommagement significatif mais maîtrisé : forte fissuration pour les chocs en travée, cloquage des supports pour les impacts en rive. En ce qui concerne la méthode de réparation, elle apparaît également simple à mettre en œuvre et efficace : la dalle garde le même comportement après réparation qu'avant.

Du point de vue du développement de méthodes de calcul et de dimensionnement, il apparaît que la dalle est endommagée selon deux modes principaux : par poinçonnement durant la phase de contact, puis par flexion jusqu'à l'apparition de déformations plastiques. Une analyse détaillée du poinçonnement et des phénomènes de percussion montre que la charge correspondante peut être évaluée expérimentalement à partir des variations de la quantité de mouvement du bloc et du temps de contact. Cette charge de percussion a été comparée à la charge ultime de poinçonnement calculée à l'aide du modèle de Ménétrety ou de l'Eurocode 2 pour le dimensionnement au poinçonnement.

En parallèle, l'approche numérique démontre les possibilités du couple « éléments finis-modèle d'endommagement » selon un schéma d'intégration en temps explicite pour aborder des simulations complexes appliquées au domaine des chutes de blocs sur ouvrages en béton armé : les outils utilisés fournissent une modélisation tout à fait correcte des principaux phénomènes en jeu pour représenter l'évolution de la dalle pendant et après l'impact, y compris pour les chocs en rive ou sur la dalle réparée. À ce titre, un calcul uniquement élastique sous-évaluerait la flèche maximale d'environ 60 %, confirmant aussi la nécessité d'utiliser des modèles de comportement représentatifs et adaptés.

Il s'agit maintenant d'exploiter ces différents moyens de manière coordonnée pour progresser dans l'étude du problème des impacts sur dalle PSD. En particulier, le modèle numérique doit permettre d'affiner l'analyse de la percussion présentée ici et d'apporter des informations intéressantes sur le plan énergétique. L'analyse de la compaction dans la zone d'impact reste également à entreprendre. À terme, ces bases expérimentale et numérique doivent converger pour conduire à la mise au point de règles de conception et de dimensionnement performantes utilisables par les bureaux d'études.

### REMERCIEMENTS

*Les auteurs souhaitent remercier l'entreprise Léon Grosse pour son aide dans la réalisation de la dalle d'essai, la DDE 73, le Laboratoire régional des ponts et chaussées (LRPC) de Lyon pour sa coopération lors de la mise en place des jauges de déformations, ainsi que le SETRA pour son aide financière. L'ensemble de cette étude a été réalisé dans le cadre du Groupement d'intérêt scientifique « Vulnérabilité des ouvrages aux risques » (VOR).*

### RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- 1 *Programme INTERREG II-C « Falaises », Prévention des mouvements de versants et des instabilités de falaises, rapport final, 2001, 239 p.*
- 2 *Parades contre les instabilités rocheuses : chutes de pierres, chutes de blocs, éboulements, guide technique, guide LCPC, 2001, 143 p.*
- 3 **TONELLO J.**, *Couverture pare-blocs structurellement dissipante*, Label IVOR 01.1, Mission Génie Civil, ministère de l'Équipement, 2001, France.
- 4 **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.
- 5 **PERROTIN P.**, **MOMMESSIN M.**, **MOUGIN J.-P.**, **TONELLO J.**, Étude expérimentale du comportement d'une dalle pare-bloc, *Revue Française de Génie Civil*, vol. 6, 2002.
- 6 **DELHOMME F.**, **AGBOUSSOU A.**, **MOMMESSIN M.**, **MOUGIN J.-P.**, **PERROTIN P.**, Behaviour study of a rock-shed slab, *Proceedings of the 1<sup>st</sup> International Conference on Response of Structure under Extreme Loading*, Toronto, Canada, 2003.
- 7 **PERROTIN P.**, **DELHOMME F.**, **MOMMESSIN M.**, **MOUGIN J.-P.**, Behaviour of an impacted reinforced

- concrete slab : percussion and punching analysis, *Eighth International Conference on Structures Under Shock and Impact*, Grèce, **2004**.
- 8 MIYAMOTO A., KING M. W., FUJII M., Integrated analytical procedure for concrete slabs under impact loads, *Journal of Structure Engineering*, vol. **120**, **1994**, pp. 1685-1702.
  - 9 SHIRAI T., KAMBAYASHI A., OHONO T., TANIGUSHI 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.
  - 10 HUGHES B. P., AL-DAFIRY H., Impact energy absorption at contact zone and supports of reinforced plain and fibrous concrete beams, *Construction and Building Materials*, vol. **9**, **1995**, pp. 239-244.
  - 11 DINIC G., PERRY S. H., Shear plug formation in concrete slabs subjected to hard impact, *Engineering Fracture Mechanics*, vol. **35**, **1990**, pp. 343-350.
  - 12 BURLION N., PIJAUDIER-CABOT G., DAHAN N., Experimental analysis of compaction of concrete and mortar, *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, vol. **25**, **2001**, pp. 1467-1486.
  - 13 HERTZ H., *On the contact of elastic solids*, Miscellaneous Papers, London, Macmillan, chapter 5, **1896**, pp. 146-183.
  - 14 GOLSMITH W., *Impact*. Arnold Publication, London, **1960**.
  - 15 CEB-FIP. *Punching of structural concrete slabs*, Technical report, Bulletin 12, **2001**.
  - 16 THEODORAKOPOULOS D.D., SWAMY R.N., Ultimate punching shear strength analysis of slab-column connections, *Cement & Concrete Composites*, vol. **24**, **2002**, pp. 509-521.
  - 17 MENETREY P., Synthesis of punching failure in reinforced concrete, *Cement & Concrete Composites*, vol. **24**, **2002**, pp. 497-507.
  - 18 EUROCODE 2, *Design of concrete structures-Part 1.1 : General rules and rules for buildings*, European Standard, April **2003**.
  - 19 FRIED I., *Numerical solution of differential equations*, Academic Press, New York, **1979**.
  - 20 BERTHET-RAMBAUD P., *Structures rigides soumises aux avalanches et chutes de blocs : modélisation du comportement mécanique et caractérisation de l'interaction « phénomène-ouvrage »*, Thèse de l'université Joseph-Fourier, Grenoble, **2004**.
  - 21 PONTIROLI C., *Comportement au souffle des structures en béton armé, analyse expérimentale et modélisation*, Thèse de l'ENS Cachan, **1995**.
  - 22 MAZARS J., COLOMBO A., KOTRONIS P., ILE N., CASAUX G., RAGUENEAU F., FISHINGER M., MARIUSIC D., Numerical modelling for earthquake engineering : the case of lightly RC structural walls, *Proceedings of EURO-C 2003, Computational modelling of concrete structures*, St Johann im Pongau, Austria, **2003**.
  - 23 MAZARS J., *Application de la mécanique de l'endommagement au comportement non linéaire et à la rupture du béton*, Thèse de doctorat d'état, université Paris-VI, Paris, France, **1984**.
  - 24 LEMAITRE J., CHABOCHE J.-L., *Mécanique des matériaux solides*, Dunod, **1985**, 544 p.
  - 25 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.
  - 26 TOUTLEMONDE F., *Résistance au choc des structures en béton, du comportement du matériau au calcul des ouvrages*, Thèse de doctorat de l'ENPC, **1994**.
  - 27 ELICES M., PLANAS J., Fracture Mechanics Parameters of Concrete, an overview, *Advn Cem Bas Mat*, vol. **4**, **1996**, pp. 116-127.
  - 28 BISCHOFF P.H., PERRY S.H., Compressive behaviour of concrete at high strain rates, *Materials and structures*, vol. **24**, **1991**, pp. 425-450.
  - 29 MALVAR L.J., CRAWFORD J.-E., Dynamic increase factors for concrete, *28<sup>th</sup> DDESB Seminar*, Orlando (USA), août **1998**.
  - 30 HILLERBORG A., MODEER M., PETERSON 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**, **1976**, pp. 773-782.
  - 31 PRAT M., BISCH P., MILLIARD A., MESTAT P., PIJAUDIER-CABOT G., *Calcul des ouvrages généraux de construction*, Ed. Hermes, **1997**.
  - 32 BERTHET-RAMBAUD P., TIMSAH Y., DAUDEVILLE L., MAZARS J., Structural Modelling of reinforced concrete slabs subjected to falling rock impacts, *Proceedings of EURO-C 2003, Computational modelling of concrete structures*, St Johann im Pongau, Austria, **2003**.
  - 33 BERTHET-RAMBAUD P., COLOMBO A., MAZARS J., *Simulation numérique des essais de la galerie PSD à dalle inclinée – rapport final*, Rapport d'étude financé par le SETRA, laboratoire 3S, **2003**, 61 p.