

Programme de recherche financé par le Conseil Général de l'Isère

**Effet de cumul de l'endommagement de structures en béton armé
soumises à des chutes répétitives de blocs rocheux**

Coordonnateur : Laurent Daudeville^{1,5}

Philippe Berthet-Rambaud^{1,2,3,5}, Jacky Mazars^{1,5}
Pascal Perrotin^{4,5}, Michel Mommessin^{4,5}, Jean-Pierre Mougin^{4,5}

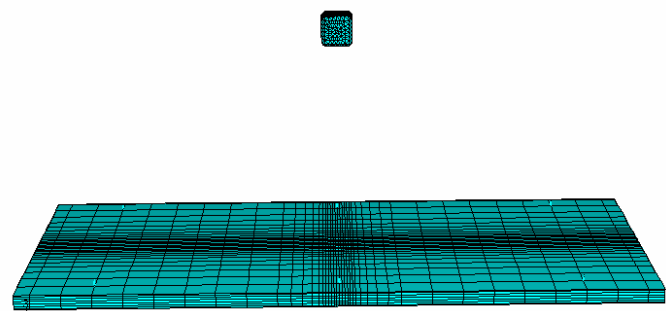
1 : 3S, UJF/INPG/CNRS, Grenoble

2 : CETE-LRPC Lyon

3 : Cemagref Grenoble

4 : LOCIE, Université de Chambéry

5 : RNVO - Structure Fédérative de Recherche



SOMMAIRE

A	Introduction	2
B	La campagne expérimentale réalisée sur dalle pare-blocs	4
1.	Introduction	4
2.	Expérimentations.....	5
a.	Dimensionnement simplifié de la maquette	6
b.	Les 3 essais réalisés.....	7
C	Le modèle aux Eléments Finis	9
1.	Modèle de comportement du béton.....	9
2.	Discrétisation.....	11
3.	Validation du modèle	12
D	Analyse d'une série de 5 impacts.....	13
1.	Analyse des flèches maximales atteintes en intrados.....	14
2.	Analyse des variables d'endommagement	17
a.	Endommagement de traction en intrados autour de la zone d'impact	17
E	Conclusion.....	20
F	Références	21

A Introduction

La structure fédérative RNVO (Risques Naturels et Vulnérabilité des Ouvrages) a permis à plusieurs équipes travaillant dans le champ des ouvrages de protection vis-à-vis des risques naturels de travailler en commun sur un nouveau concept de dalle pare-blocs structurellement dissipante.

Il s'agit d'une part du LOCIE (Laboratoire Optimisation de la Conception et Ingénierie de l'Environnement) dont la collaboration avec le bureau d'études Tonello IC a permis la réalisation de plusieurs campagnes expérimentales de chutes de blocs sur dalle en béton armé ainsi que la proposition d'une méthode simplifiée de dimensionnement de telles dalles.

D'autre part le laboratoire 3S (Sols Solides Structures) entreprend depuis deux ans des recherches sur la modélisation aux Eléments Finis et aux Eléments Discrets d'ouvrages en

béton soumis à des sollicitations extrêmes (séismes, impacts, fortes pressions) avec la prise en compte du comportement non linéaire des matériaux dans un contexte dynamique.

L'étude financée par le Conseil Général de l'Isère et intitulée «Effet de cumul de l'endommagement de structures en béton armé soumises à des chutes répétitives de blocs rocheux » est une valorisation des résultats obtenus et des moyens développés dans le cadre des activités précédemment citées. En effet, le travail de thèse de Philippe Berthet-Rambaud a permis de montrer que l'on disposait d'un outil de modélisation avancée permettant de prédire la réponse, et notamment les endommagements, d'ouvrages en béton armé de type dalle ou mur soumis à des sollicitations dynamiques sévères [1] [2] [3] [4]. Pour le cas spécifique des chutes de blocs rocheux, les études précédentes n'ont concerné que la chute d'un bloc unique or il a été constaté que les ouvrages de protection sont régulièrement soumis à des impacts de niveaux d'énergie plus bas que ceux pour lesquels il sont censés résister.

Le projet vise donc à évaluer l'effet de cumul de l'endommagement de dalles en béton armé soumises à des répétitions d'impacts de blocs rocheux. L'étude sera fondée sur les choix suivants :

- analyse de la dalle béton armé étudiée expérimentalement dans [5],
- 5 blocs rocheux impactant la dalle à un niveau d'énergie moindre que ceux étudiés dans [5] mais à un niveau néanmoins suffisant pour mettre en œuvre des phénomènes de dissipation au sein des matériaux (endommagement, plasticité...),
- analyse de l'endommagement à partir de différents critères (variable locale, flèche maximale) et évolution de ces variables au cours des chocs successifs.

B La campagne expérimentale réalisée sur dalle pare-blocs

1. Introduction

La protection vis-à-vis des chutes de blocs et rochers est un problème important, notamment pour assurer la sécurité des infrastructures routières dans les zones de montagnes. Parmi les différentes stratégies mises en place, il faut principalement différencier les ouvrages souples (type filets) et les ouvrages rigides (type galeries ou casquettes).

Parmi ces derniers, la conception conventionnelle (Fig. 1) consiste en une galerie en béton armé recouverte d'un matériau (grave, terres...) dont la fonction consiste à dissiper l'énergie du choc. Le dimensionnement de ces ouvrages conçus de façon conventionnelle ne pose pas de problème particulier car les efforts à prendre en compte sont statiques, il s'agit de ceux dus au poids très important du matériau de couverture. Sur le plan économique, ce mode de conception peut s'avérer problématique car l'ouvrage de protection (béton armé + matériau dissipant) est massif et très lourd et doit être construit dans une zone escarpée où les fondations sont difficiles à réaliser.

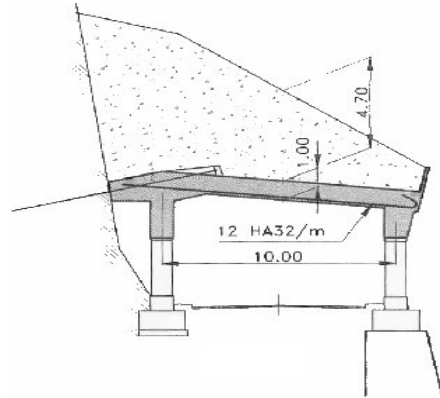


Fig. 1 : Galerie de protection routière conventionnelle

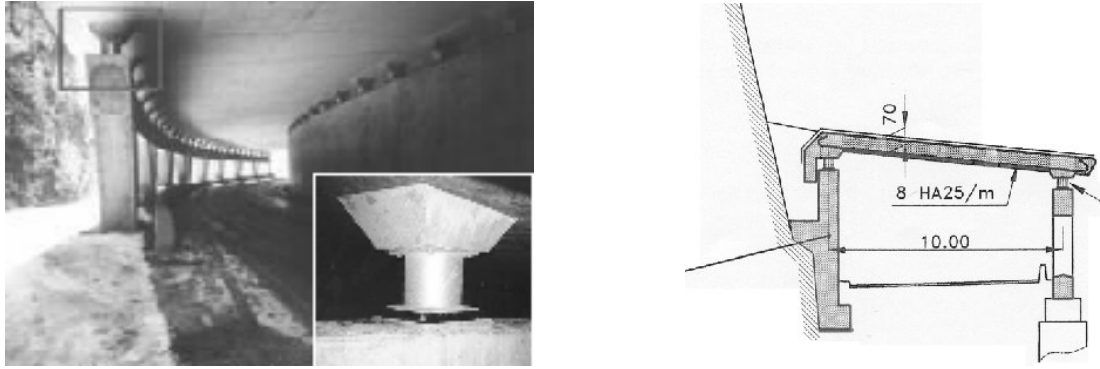


Fig. 2 : Galerie Pare-bloc Structurellement Dissipante – Les Essariaux - Savoie

Le bureau d'études Tonello IE a proposé un nouveau type d'ouvrage rigide de protection [6] reposant sur l'idée de dommage acceptable au sein de la structure et la nécessité éventuelle de réparation de l'ouvrage en cours de vie.

Il s'agit de galeries pare-blocs structurellement dissipantes (PSD) : ces ouvrages horizontaux ou inclinés sont directement impactés par le bloc et sont donc sollicités de façon dynamique. L'énergie cinétique du bloc rocheux est dissipée au sein de la dalle (fissuration du béton, plasticité des armatures) et au sein d'appuis « fusibles » en acier dont le remplacement ne pose pas de problème particulier. Un premier exemple de réalisation est montré (Fig. 2).

En raison du caractère novateur de ce type de réalisation, une campagne expérimentale de validation de la conception a été menée par le LOCIE (ESIGEC) sur une maquette à l'échelle 1/3 (Fig. 3).

2. Expérimentations

Des essais ont été menés sur dalle horizontale et inclinée, nous ne traiterons par la suite que des essais sur maquette horizontale.

La dalle a les dimensions suivantes : 12 m x 4,80 m x 0,28 m. Elle est réalisée en béton B30 et comporte des armatures en HA fe E 500 de forte densité (4,3 tonnes pour 16 m³ de béton). elle repose sur deux lignes constituées de 11 appuis fusibles (tubes d'acier de hauteur 70 mm et d'épaisseur 2,9 mm) espacés de 1,14 m.

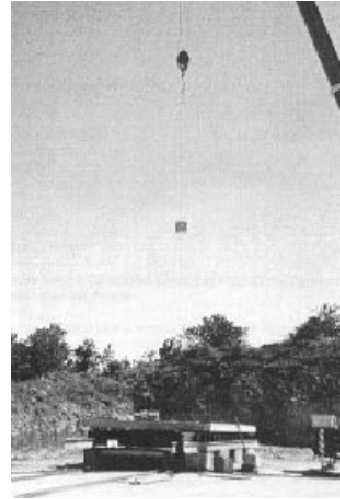


Fig. 3 : Essais de chutes de blocs menés sur dalle PSD à échelle 1/3

a. Dimensionnement simplifié de la maquette

La maquette a été dimensionnée en utilisant une méthode simplifiée basée sur les principes de conservation de la quantité de mouvement et de l'énergie. La masse de la dalle est remplacée par une masse équivalente M^* (Fig. 4) :

$$M^* = \int \frac{y_i^2}{y_0^2} dm \quad (1)$$

y_0 est la flèche maximale et y_i est le déplacement d'une partie élémentaire de la dalle. M^* peut être calculée en considérant que la dalle se déformera selon son premier mode de vibration (flexion) ou par la méthode des éléments finis.

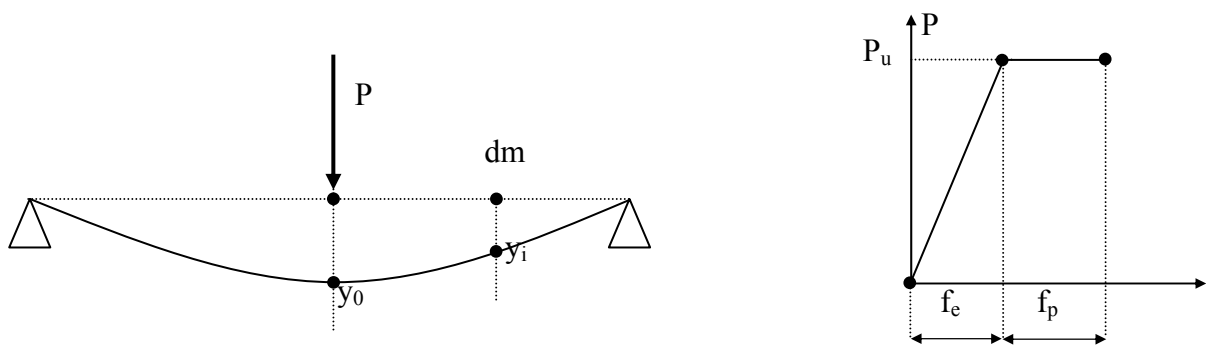


Fig. 4 : Modèle simplifié de comportement de la dalle

En supposant que le choc est « mou », c'est à dire qu'il n'y a ni rebond, ni perforation de la dalle par le projectile, un bilan énergétique conduit à l'équation :

$$E \frac{m}{M^*+m} = P_u (0.5f_e+f_p) \quad (2)$$

m et E sont respectivement la masse et l'énergie cinétique du bloc. Le terme de droite représente l'énergie dissipée dans la dalle, P_u est la force due à l'impact, f_e et f_p représentent respectivement les flèches élastiques et plastique ultime en supposant un comportement élasto-plastique sans écrouissage de la dalle. L'épaisseur de la maquette ainsi que ses armatures ont été calculées à partir de la force statique P_u et vis-à-vis d'états limites de service ou ultime.

b. Les 3 essais réalisés

Une grue a été utilisée pour les lâchers de blocs permettant une hauteur de chute maximale de 30 m (24,3 m/s). Les essais sont réalisés avec des blocs cubiques de béton armé (le comportement du béton est considéré représentatif de celui d'une roche) de 450 kg dont les arêtes ont été « coupées ». 3 lâchers de blocs ont été réalisés :

- Impact 1 : au centre, hauteur de chute $H = 15$ m

L'impact 1 correspond à $0,9 P_u$ (Fig. 4). Conformément au modèle simplifié, il peut conduire à de l'endommagement dans le béton (non représentatif) mais pas à de la plasticité d'armature et de manière générale à des déformations irréversibles.

- Impact 2 : au centre, hauteur de chute $H = 30$ m

L'impact 2 correspond à une énergie suffisante pour atteindre P_u et avoir des déformations irréversibles dans le béton armé (Fig. 4).

- Impact 3 : en rive, hauteur de chute $H = 30$ m

L'impact 3 correspond à une énergie suffisante pour atteindre P_u et avoir des déformations irréversibles dans les appuis fusibles.

Dans la suite de ce rapport, nous allons valider un modèle aux éléments finis permettant de décrire l'endommagement du béton et de prédire de façon précise la réponse d'un ouvrage

soumis à un impact. Ce modèle sera validé par la comparaison des flèches calculées et observées relatives aux trois essais précédents.

Ensuite, ce modèle sera utilisé pour étudier les évolutions de différentes variables définies pour décrire la dégradation de la dalle (endommagement, flèche maximale) soumise à des chocs répétés.

C Le modèle aux Eléments Finis

Une prédiction réaliste de la réponse d'une structure en béton armé impactée par un bloc rocheux requiert une analyse tridimensionnelle, par exemple à l'aide de la méthode des Eléments Finis (EF), et en régime dynamique transitoire. Le code EF Abaqus a été utilisé dans sa version effectuant une intégration explicite des équations du mouvement. Abaqus a l'avantage d'offrir la possibilité de gérer des entités différentes en contact possible. Ainsi, la simulation de l'impact pourra être menée de façon similaire à celle de l'essai et non pas par l'intermédiaire d'une condition limite équivalente à l'action de l'impacteur.

1. Modèle de comportement du béton

Une prédiction réaliste de la réponse d'une structure en béton armé impactée par un bloc rocheux requiert également l'utilisation de lois de comportement décrivant de façon précise les phénomènes non linéaires de dégradation des matériaux sous chargement dynamique. Pour le béton, le modèle de comportement doit prendre en compte la diminution de raideur due à la micro-fissuration, la restauration de raideur due aux phénomènes de refermeture de fissure et les déformations irréversibles dues à la micro-fissuration.

La loi de comportement PRM (Pontiroli-Rouquand-Mazars) [7] [8] utilisée dans cette étude numérique est basée sur un modèle d'endommagement scalaire (isotrope) à une variable D .

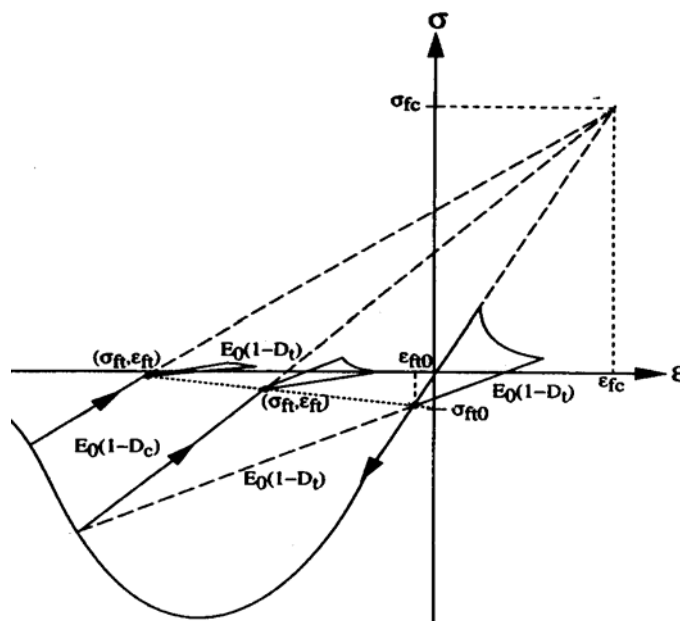


Fig. 5 : Réponse du modèle sous chargement alterné unidimensionnel

La relation de comportement unidimensionnelle est la suivante (Fig. 5) :

$$(\sigma - \sigma_{ft}) = E_0(1-D)(\varepsilon - \varepsilon_{ft}) \quad (3)$$

E_0 est le module d'Young, σ_{ft} est la contrainte de refermeture de fissure et ε_{ft} est la déformation irréversible correspondant à σ_{ft} . Une expression similaire est utilisée de façon tensorielle pour décrire les états de chargement tridimensionnels.

D intègre les endommagements dus à la compression et à la tension; sa valeur varie entre 0 (matériau sain) à 1 (apparition d'une macro-fissure). La variation de D est supposée gouvernée par la déformation équivalente $\tilde{\varepsilon}$ [9] [10] :

$$\tilde{\varepsilon} = \sqrt{\sum_{i=1,3} \langle \varepsilon_i \rangle_+^2} \quad (4)$$

$\langle \cdot \rangle_+$ désigne la partie positive et ε_i ($i=1,2,3$) sont les déformations principales. La variable d'endommagement D est calculée par l'intermédiaire des indicateurs d'endommagement en traction (D_t) et en compression (D_c) :

$$D = \alpha_t^\beta D_t + (1 - \alpha_t)^\beta D_c \quad (5)$$

α_t et β sont des paramètres du matériau. La loi d'évolution de l'endommagement est :

$$D_\alpha = 1 - (1 - A_\alpha) \frac{\varepsilon_0}{\tilde{\varepsilon}} - A_\alpha e^{-B_\alpha(\tilde{\varepsilon} - \varepsilon_0)} \quad \text{avec } \alpha = c, t \quad (6)$$

σ_{ft} et ε_{ft} sont calculés avec :

$$\sigma_{ft} = E_0(1 - D_c)(\varepsilon_{ft} - \varepsilon_{fc}) + E_0 \varepsilon_{fc} \quad \text{et} \quad \varepsilon_{ft} = \varepsilon_{ft0}(1 - D_c) - \frac{D_c}{1 - D_c} \varepsilon_{fc} \quad (7)$$

σ_{fc} et ε_{fc} sont des paramètres du matériau. La déformation seuil d'endommagement ε_0 dépend de la vitesse de déformation dans le but de modéliser l'effet de la vitesse de chargement.

La version tridimensionnelle de ce modèle de comportement du béton a été implantée dans le code EF Abaqus par l'intermédiaire d'un sous-programme utilisateur en fortran.

Les armatures en acier sont considérées élasto-plastiques avec écrouissage. Les paramètres du modèle ont été identifiés à partir des caractéristiques mécaniques des matériaux (cf. B.2.).

La méthode de régularisation de Hillerborg *et al.* [11] a été utilisée dans le but de s'affranchir d'une éventuelle dépendance des résultats à la discrétisation en raison du caractère adoucissant du comportement du matériau béton.

2. Discrétisation

La dalle et le bloc ont été modélisés avec des éléments de volume (Fig. 6-8). Les armatures sont modélisées avec l'option « rebar » de Abaqus qui consiste à superposer des rigidités d'éléments de type « barre » à la raideur globale, il n'y a pas de nœuds associés aux éléments d'armature. Les appuis fusibles en acier ont été modélisés par des ressorts non linéaires dont le comportement élasto-plastique avec écrouissage est calculé à partir de la connaissance du comportement de l'acier et de la section du tube.

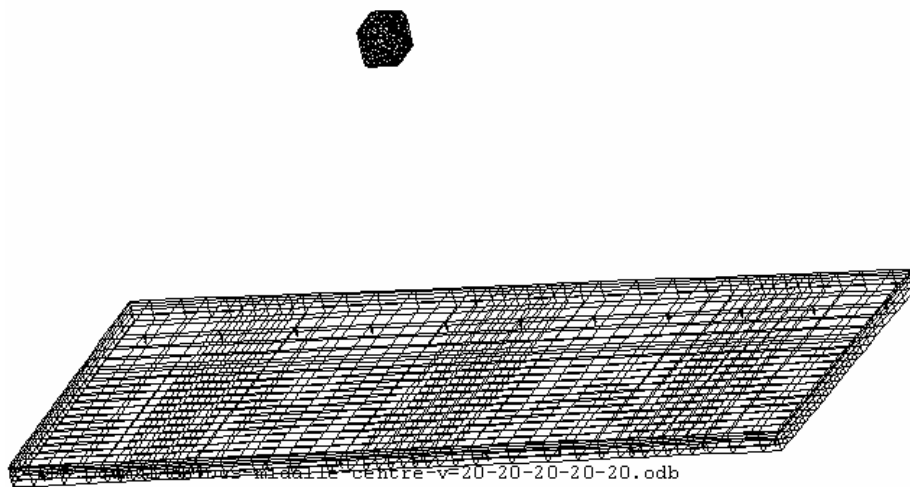


Fig. 6 : Vue en perspective du maillage de la dalle et d'un bloc – on peut voir les appuis

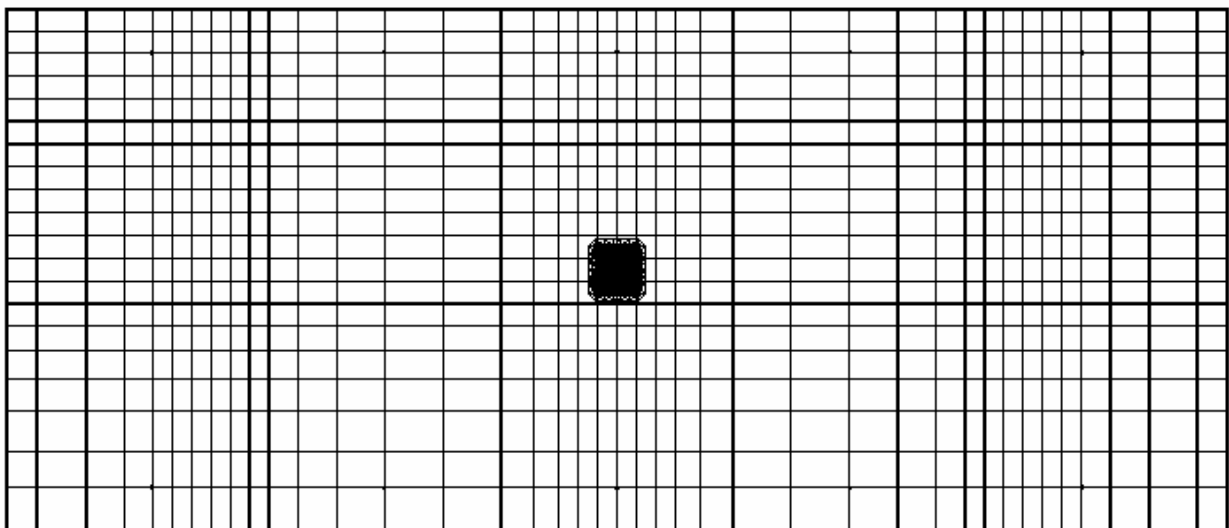


Fig. 7 : Vue de dessus de la dalle et du bloc

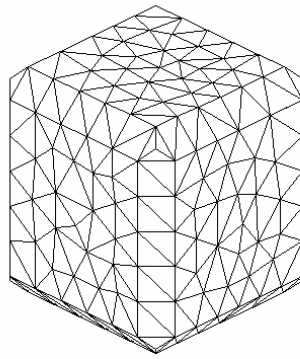


Fig. 8 : Détail d'un bloc

3. Validation du modèle

La validation du modèle repose sur la simulation des trois expérimentations décrites en B.2.b. Les informations disponibles à partir de l'expérimentation sont peu nombreuses, elles concernent essentiellement le déplacement en divers points de l'intrados de la dalle. Nous validerons la simulation par comparaison des flèches maximales obtenues sous le point d'impact.

Test et point d'impact	Déplacement mesuré	Déplacement calculé
Impact 1 : H=15 m – au centre	14.5 mm	15.2 mm
Impact 2 : H=30 m – au centre	23.0 mm	22.2 mm
Impact 3 : H=30 m – sur appui	21.5 mm	21.2 mm

Remarques :

- La simulation de la réponse de la dalle (impact 2) effectuée avec la prise en compte de comportements élastiques linéaires pour les matériaux de la dalle et du bloc conduit à une flèche calculée égale à 60% de celle mesurée.
- La simulation de la réponse de la dalle (impact 2) effectuée avec la prise en compte de l'endommagement du bloc ou en modélisant ce dernier comme étant élastique linéaire conduit à des résultats très peu différents.

En conclusion de ce chapitre nous pouvons donc affirmer que, compte-tenu des nombreux phénomènes non linéaires mis en jeu (endommagement du béton, plasticité des armatures,

plasticité des appuis fusibles), nous estimons que ces phénomènes sont correctement décrits par le modèle proposé qui a permis une prédiction satisfaisante de la flèche (maximum 5% d'écart avec la mesure).

D Analyse d'une série de 5 impacts

L'objet de cette étude est l'analyse de l'influence de chocs répétés sur la dalle. un premier résultat peut être obtenu des analyses précédentes : les trois impacts étaient distants d'au moins 4 m. Nous n'avons constaté numériquement quasiment aucun chevauchement des zones endommagées pour ces trois impacts.

Pour la suite de cette étude, nous étudierons numériquement, sans comparaison expérimentale, l'impact au centre (noté 2), avec une énergie inférieure à celle de l'impact 2.

L'impact 1 correspondait à une force inférieure à P_u , l'impact 2 correspondait à P_u avec une énergie permettant des déformations irréversibles importantes (Fig. 4). Nous nous situons donc entre ces deux niveaux d'énergies. La hauteur de chute choisie est $H=20$ m. Cette hauteur de chute correspond à P_u mais à un niveau d'énergie tel que, conformément au modèle simplifié précédent, il n'y a quasiment pas de déformations irréversibles, nous sommes donc à la limite de l'ELS défini par un comportement réversible. Nous vérifierons dans ce chapitre comment évolue l'endommagement au cours des 5 impacts. N'oublions pas que le modèle de dimensionnement de la poutre est très simplificateur donc la notion d'ELS et d'ELU n'a guère de sens si l'on n'effectue pas une analyse rigoureuse des états d'endommagement au sein des matériaux.

Le modèle utilisé est le même que précédemment. Il y a 5166 nœuds dans la dalle, les éléments sont des C3D8R (cubes à 8 nœuds et à intégration réduite à un point de Gauss). Chaque bloc est maillé avec 398 nœuds, les éléments sont des C3D4 (tétraèdres à base triangulaire) (Fig. 6-8).

Dans un premier temps la dalle est soumise à la pesanteur pendant 0,15 s (afin qu'elle prenne sa position d'équilibre). Il y a ensuite 5 blocs impactant la dalle toutes les 1s. Ce cas n'est pas réaliste pour les raisons suivantes :

- les 4 blocs sont identiques,
- les 4 blocs impactent au même point,
- l'intervalle entre les impacts est court.

Néanmoins, nous avons souhaité examiner cette configuration parce que :

- la hauteur de chute de 20 m correspond à peu près à la limite de comportement réversible selon le modèle simplifié, donc un seul impact devrait peu endommager la dalle,
- le modèle simplifié ne prend pas en compte l'histoire du chargement, cette étude a pour objet principal de voir si l'on peut ne considérer qu'un impact unique dans le dimensionnement de l'ouvrage,
- l'intervalle de temps entre les impacts a peu d'importance tant qu'il n'y a pas d'interaction entre les blocs. C'est pour cela que des conditions de contact n'ont pas été mises entre les blocs, ceux-ci « ne se voient pas »,
- le cas de plusieurs blocs impactant la dalle au même point est évidemment un cas rare que l'on étudie car il correspond à un cas critique.

1. Analyse des flèches maximales atteintes en intrados

Le centre de l'intrados de la dalle est à la verticale de la trajectoire du centre des blocs. Il est situé entre les nœuds 4777 et 4818. Ces deux points de l'intrados subissent les déplacements verticaux les plus importants au sein de la dalle, ils seront particulièrement examinés. La distance entre ces deux points, du même élément, est de 21 cm. On peut remarquer dès à présent une difficulté de cette analyse car l'élément fini le plus sollicité a une dimension (21 cm) grande devant les dimensions caractéristiques des phénomènes mis en jeu dans la zone d'impact.

Fig. 9 montre l'évolution du déplacement des nœuds 4818 et 4777 juste après le premier impact. C'est le nœud 4818 qui a subi le déplacement le plus important. Le temps $t=0$ correspond au début de la phase d'application de la pesanteur. Le déplacement vertical n'est

donc pas nul juste avant le premier impact. On constate sur cette figure une flèche maximale (comptée positive) à peu près égale à 12,5 mm, des oscillations qui correspondent aux propagations d'ondes dans l'épaisseur de la dalle (un aller d'onde prend 62 microsecondes), puis des oscillations de grande amplitude qui correspondent à la vibration de la dalle selon son premier mode. On constate également des « petits » phénomènes difficiles à analyser mais qui peuvent être dus aux conditions aux limites.

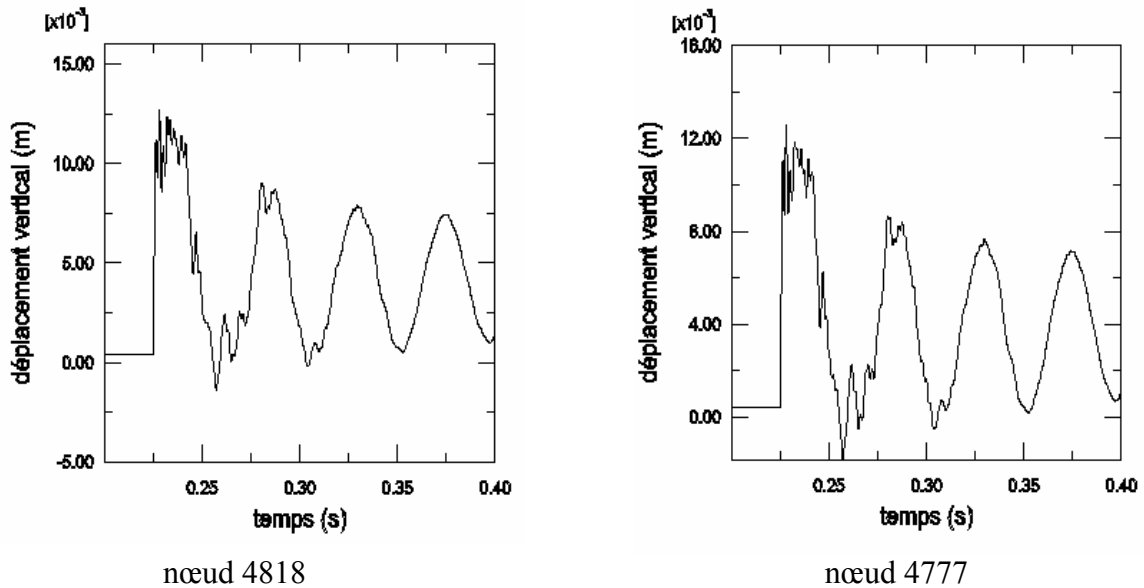


Fig. 9 : Déplacements verticaux des nœuds 4818 et 4777 pendant le premier impact

Fig. 10 montre l'évolution du déplacement du nœud 4818 sur un intervalle de temps beaucoup plus important incluant les 5 impacts (l'analyse est arrêtée juste après le 5^{ème} impact). On constate que dès le premier impact, un déplacement résiduel apparaît (de l'ordre de 3 mm). Des phénomènes non linéaires sont apparus (endommagement du béton, plasticité des armatures). Néanmoins, ce déplacement résiduel reste faible (3 mm) soit à peu près 0,06 % de la portée de la dalle. Conformément au modèle simplifié précédent, ce résultat confirme que nous sommes proches de la limite d'état réversible pour la dalle.

Le résultat important, obtenu en analysant la flèche du point 4818, est que le déplacement maximal augmente au deuxième impact pour atteindre à peu près 15 mm puis se stabilise au cours des impacts suivants. Le déplacement résiduel n'augmente pas non plus. A la vue de ces résultats, on pourrait conclure que nous n'avons pas d'effet de cumul de l'endommagement après le deuxième impact. Continuons néanmoins l'investigation.

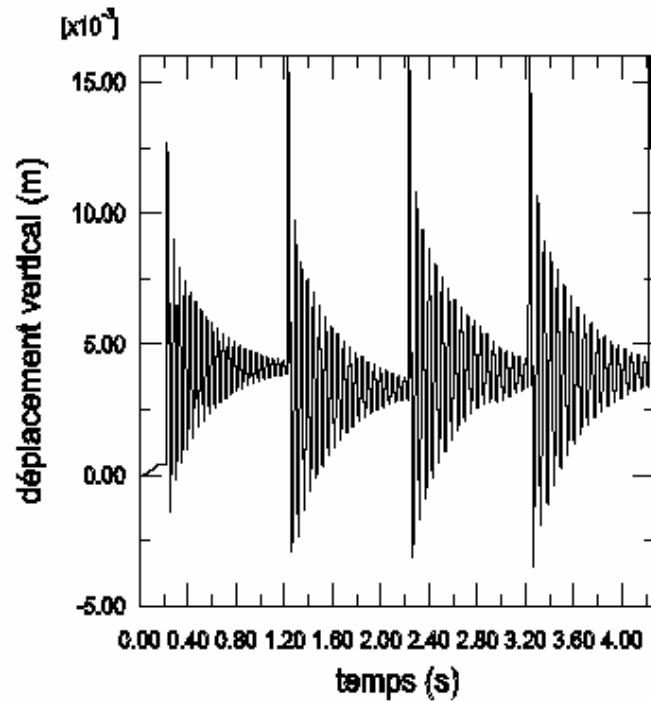


Fig. 10 : Déplacement vertical du nœud 4818 au cours des impacts

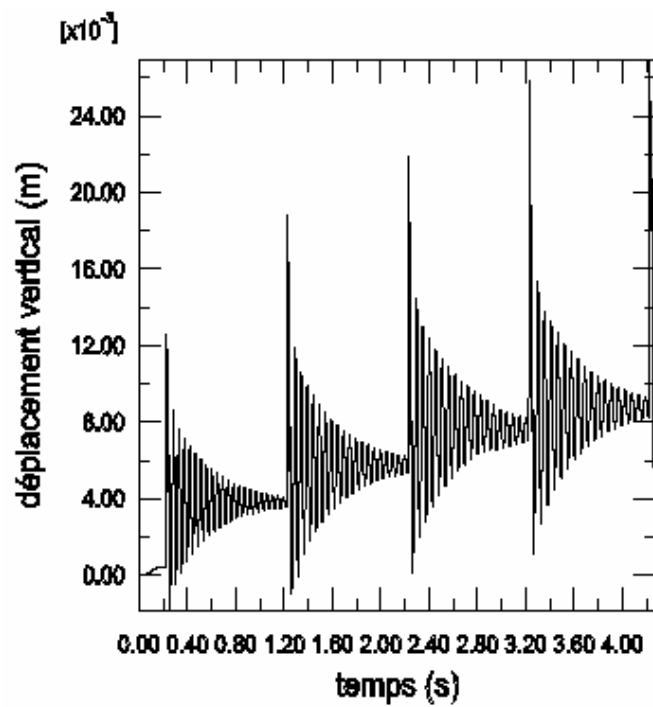


Fig. 11 : Déplacement vertical du nœud 4777 au cours des impacts

Fig. 11 montre l'évolution du déplacement du nœud 4777 sur un intervalle de temps incluant les 5 impacts. Les conclusions sont cette fois ci différentes. La flèche maximale augmente à chaque impact ainsi que le déplacement résiduel

L'analyse de la figure 11 tend à montrer que l'endommagement croit sous l'effet d'impacts répétés à même énergie. La différence de comportement entre les nœuds 4818 et 4777 est vraisemblablement dû à une hétérogénéité locale liée aux armatures qui contribue à localiser l'endommagement en 4777 plus qu'en 4818.

2. Analyse des variables d'endommagement

Dans la suite de l'analyse, nous allons examiner les variables scalaires d'endommagement D_t (en tension) et D_c (en compression) définies en C.1.

Les variables d'endommagement permettent une description correcte du comportement du matériau pour une prédiction réaliste de réponses d'ouvrage (déplacements, réactions aux appuis...). L'interprétation de la signification de ces variables locales n'est pas aisée.

- Que veut dire $D=1$? Il n'y a plus de résistance ? Un béton réduit à l'état de sable par multi-fissuration a une résistance à la pénétration de l'impacteur alors que sa variable d'endommagement a atteint l'unité.
- Que veut dire $D=0,5$, $D=0,8$?.... Ces états d'endommagement sont vite atteints.
- Doit-on étudier $D=\alpha_t^\beta D_t+(1-\alpha_t)^\beta D_c$ ou D_t (contribution de la traction) et D_c (contribution de la compression) séparément ?

Notre expérience nous amène à préconiser d'étudier les variables D_c et D_t séparément. Il est ainsi plus facile d'interpréter leurs significations. Pour l'analyse des zones fortement dégradées, nous préconisons également de n'étudier que les endommagements supérieurs à 0,9. C'est ce qui sera fait par la suite.

a. Endommagement de traction en intrados autour de la zone d'impact

Les figures 12 a-b-c montrent l'état de la variable D_t en intrados à des instants juste après les impacts 1 ($t=0,267$ s), 3 ($t=2,267$ s) et 5 ($t=4,267$ s). D_t est tracé pour des valeurs supérieures à 0,9. Fig. 13 montre l'endommagement de compression D_c en intrados après le dernier impact.

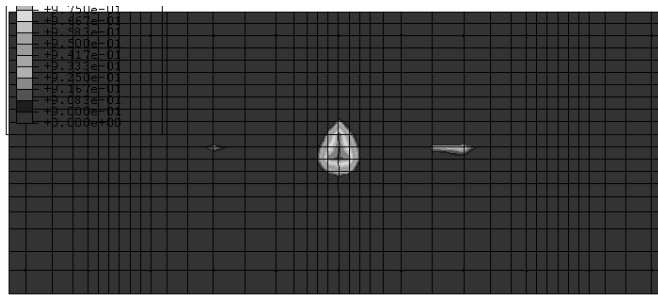


Fig. 12a : D_t après impact 1

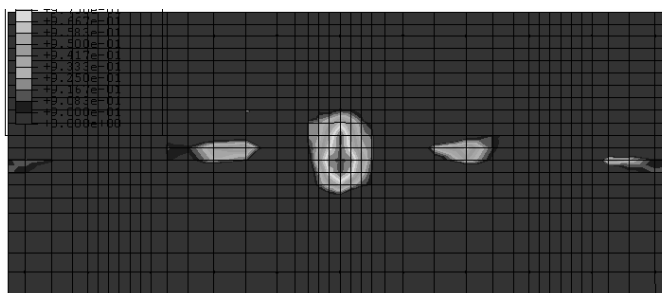


Fig. 12b : D_t après impact 3

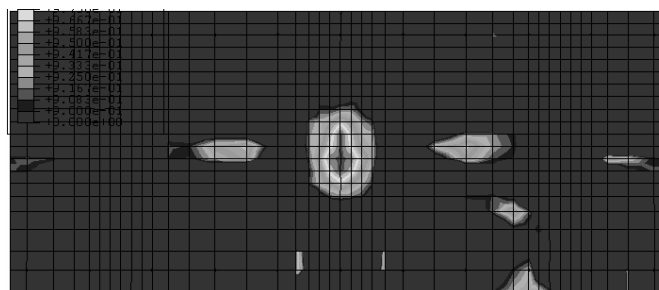


Fig. 12c : D_t après impact 5

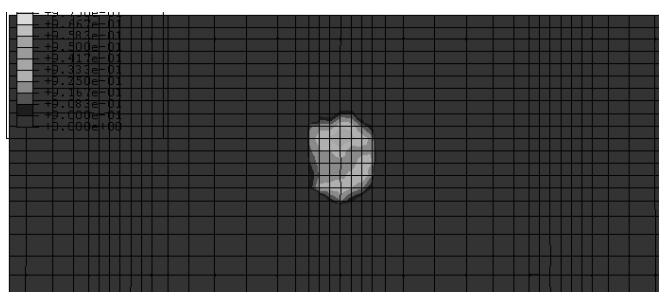


Fig. 13: D_c après impact 5 (D_c maxi = 0,9)

L'analyse des figures 12 confirme la précédente étude des flèches maximales enregistrées en intrados. L'endommagement croît, lentement, à chaque impact à même énergie.

La figure 13 montre que l'endommagement de compression en intrados est relativement limité, ce qui est logique.

La figure 12c montre que la dalle est endommagée sous l'impact mais également en divers points situés en intrados dans le plan médian parallèle aux lignes d'appuis. Là encore ce résultat est logique car la dalle va principalement vibrer selon son premier mode de vibration. Néanmoins, l'endommagement n'est pas uniforme dans ce plan médian, il est maximal sous l'impact. Cette constatation signifie que l'approche simplifiée utilisée pour dimensionner la dalle repose sur une hypothèse (déplacement selon le premier mode de vibration) non vérifiée. Cette méthode simplifiée doit donc être employée avec précautions.

Il est également possible de remarquer sur la figure 12c que le maillage n'est pas symétrique par rapport au plan médian parallèle aux lignes d'appui. Cette non symétrie est justifiée par la volonté de ne pas changer de discrétisation pour étudier les différents impacts en C.3. La conséquence de cette non symétrie est visible. Des endommagements difficilement explicables apparaissent près des appuis d'un côté seulement.

On peut également constater que l'endommagement semble fortement guidé par les orientations du maillage. Là encore les limites de notre discrétisation sont visibles.

E Conclusion

L'objet de cette étude était double :

- montrer que le modèle permettait une prédiction fiable de la réponse d'une dalle en béton armé impactée par un bloc par comparaison avec des résultats expérimentaux,
- étudier l'effet de cumul de l'endommagement pour une série de chocs « modérés ».

Le premier objectif est atteint mais il serait souhaitable de pousser plus loin les comparaisons entre résultats expérimentaux et numériques notamment pour valider les informations obtenues à l'échelle locale (plasticité des armatures, endommagements).

L'analyse des résultats de simulations de la dalle soumise à 5 chocs successifs permet une première conclusion évidente : l'endommagement croît à chaque impact. Ainsi un dimensionnement fondé sur l'occurrence d'un événement unique entre deux éventuelles réparations peut paraître un peu trop optimiste.

Les simulations ont également permis de constater que les endommagements sont plutôt localisés dans la zone d'impact. Ainsi le concepteur de l'ouvrage doit intégrer la probabilité qu'un bloc rocheux impacte la dalle dans le voisinage d'une première zone d'impact. Si cet événement est considéré possible alors le concepteur doit prendre en compte l'effet de cumul de l'endommagement. La méthode simplifiée de dimensionnement évoquée en B.2.a. ne prend en compte qu'un impact unique, cette étude permet donc de suggérer une modification de cette méthode de dimensionnement.

F Références

- [1] MAZARS J., BERTHET-RAMBAUD P., DAUDEVILLE L., NICOT F., Rockfall protection : Impact effects on structures – Analysis and modelling, International Symposium on Rock Engineering for Mountainous Regions Eurock 2002, Madere, Portugal, 2002
- [2] BERTHET-RAMBAUD P., YEHYA T., DAUDEVILLE L., MAZARS J., Structural modelling of reinforced concrete slabs subjected to falling rock impacts, Computational Modelling of Concrete Structures Euro-C 2003, St Johann im Pongau, Austria, 2003
- [3] BERTHET-RAMBAUD P., TIMSAH Y., DAUDEVILLE L., MAZARS J., Finite element modelling of concrete protection structures submitted to rock impacts, ASCE Conference on Engineering Mechanics EM2003, Seattle, USA, 2003
- [4] MAZARS J., BERTHET-RAMBAUD P., DAUDEVILLE L., TACNET J.M., Contribution à la caractérisation des comportements mécaniques des structures soumises à l'action de la neige, Pôle Grenoblois d'études et de recherches pour la prévention des risques naturels, rapport novembre 2002
- [5] PERROTIN P., MOMMESSIN M., MOUGIN J.P., TONELLO J. (2002), Etude expérimentale du comportement d'une dalle pare-bloc, *Revue Française de Génie Civil*, 6 (5) : 723-734
- [6] TONELLO J. (2001), Couverture pare-blocs structurellement dissipante, Label IVOR. Mission GC, METL/DRAST, <http://www.equipement.gouv.fr/recherche/incitatif/ivor>.
- [7] PONTIROLI C. (1995), Comportement au souffle des structures en béton armé, analyse expérimentale et modélisation, Thèse de l'ENS Cachan, Cachan, France.
- [8] ROUQUAND A., PONTIROLI C. (1995), Some considerations on implicit damage models including crack closure effects and anisotropic behaviour, Proc. FRAMCOS-2, Ed. F.H. Wittmann, AEDIFICATIO Publisher, Freiburg, Germany.
- [9] MAZARS J. (1984), 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.
- [10] MAZARS J. (1986), A description of micro- and macro-scale damage of concrete structures", *Engineering Fracture Mechanics*, **25**(5/6): 729-737.
- [11] HILLERBORG A., MODER M. AND PETERSSON P.E. (1976), Analysis of crack formation and growth in concrete by means of fracture mechanics and finite elements, *Cement and Concrete Research*, **6**, 773-782.