



34^{es} Rencontres Universitaires du Génie Civil
Liège, 24-27 mai 2016

RÉPONSES DE STRUCTURES EN BÉTON ARMÉ SOLLICITÉES PAR DES AVALANCHES DE NEIGE

REINFORCED CONCRETE STRUCTURES REACTIONS WHEN IMPACTED BY SNOW AVALANCHES

I. OUSSET¹, D. BERTRAND², E. THIBERT¹, M. NAAÏM¹

¹Université Grenoble Alpes, Irstea, UR ETGR, mail : isabelle.ousset@irstea.fr

²Université Lyon, INSA-Lyon, SMS-ID, F-69621, France, mail : david.bertrand@insa-lyon.fr

1. INTRODUCTION

Bien que le risque avalanche soit parmi les catastrophes naturelles les moins meurtrières au niveau mondial, il n'en reste pas moins l'un des principaux risques naturels en montagne avec les crues torrentielles et les chutes de blocs. À l'échelle du pays, environ 600 communes sur 36 000 (soit un peu moins de 2%) sont concernées par les avalanches de neige, principalement dans les Alpes et les Pyrénées [NAA 15] et on dénombre chaque année en moyenne 30 décès et 37 blessés liés pour 95% à la pratique des activités de loisirs [JAR 11]. Certains hivers meurtriers sont restés plus particulièrement dans la mémoire collective. C'est le cas de l'avalanche de Val d'Isère du 10 février 1970 qui a complètement détruit le chalet de l'UC-PA et fait 39 morts. Cet événement a initié au niveau national une véritable politique de prévention du risque avalanche. En février 1999, à Montroc, près de Chamonix, 12 morts (parmi une centaine en Europe) ont été recensés et 14 chalets ont été détruits et 6 autres endommagés (la photographie de l'un d'entre eux est reproduite en Figure 1). D'un point de vue économique, les pertes engendrées par les avalanches peuvent se révéler importantes. Durant les événements avalancheux de 1999 par exemple, [AMM 00] ont estimé à 400 millions d'euros les dégâts matériels dus aux avalanches en Suisse et à 1

billion d'euros les dégâts observés dans toutes les Alpes. Plus récemment, les événements avalancheux de décembre 2008 qui se sont produits dans le sud des Alpes Françaises (Queyras et Mercantour) ont causé la fermeture de plusieurs routes de montagne et isolé des stations de sports d'hiver telles qu'Isola 2000 (massif du Mercantour).



Figure 1. Chalet détruit à Montroc, en Haute-Savoie, en février 1999 (Source : C. Ancy)



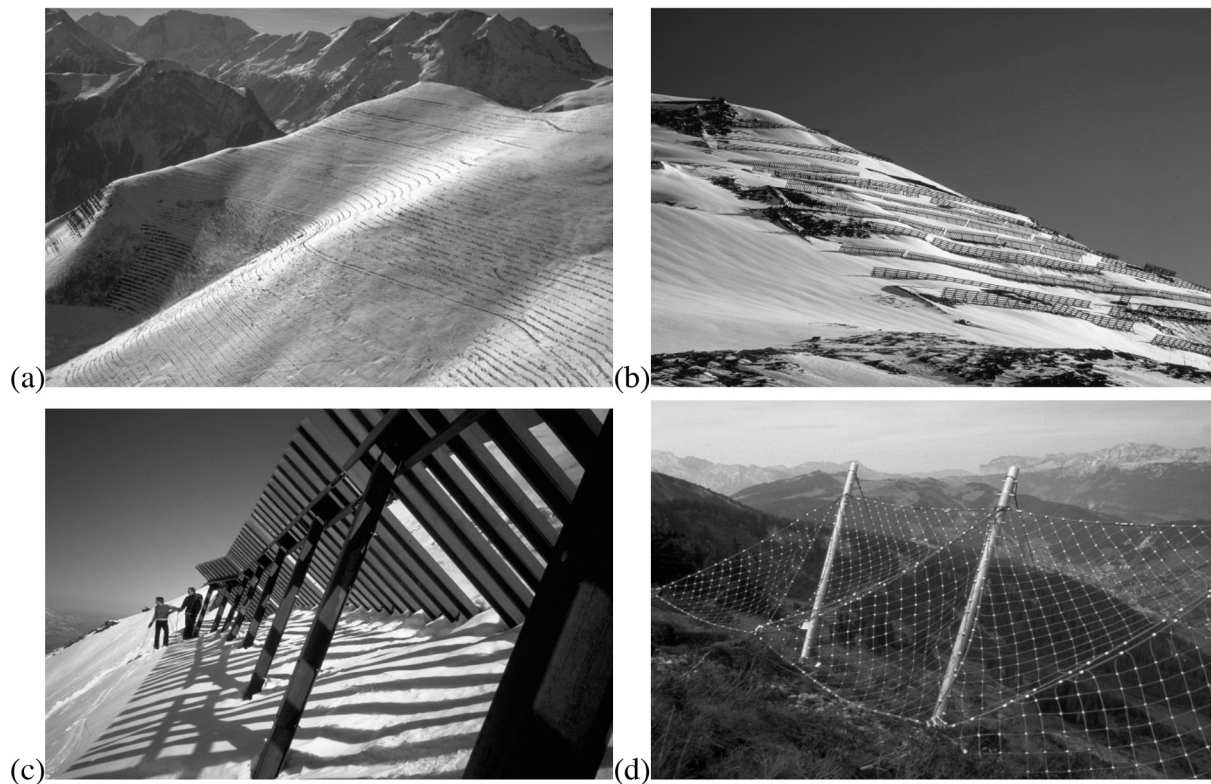


Figure 2. Exemples d'ouvrages de protection actifs : (a) versant équipé de petites banquettes paravalanches avec reboisement à l'Alpe d'Huez (Source : D. Badre), (b) claies en Suisse (Source : F. Valla - Irstea), (c) râteliers à Méribel (Source : F. Rapin - Irstea) et (d) filet paravalanche à Innsbruck (Source : F. Valla - Irstea)

De façon à réduire ce risque, les moyens de prévention tels que les Plans de Prévention des Risques qui interdisent les nouvelles constructions dans les zones d'aléa fort sont privilégiés. Néanmoins, dans certains cas comme celui de constructions existantes (habitations ou installations de stations de sports d'hiver) ou de voiries, il est inévitable d'avoir recours à des ouvrages de protection pour se mettre à l'abri des avalanches. Deux types d'ouvrages sont alors distingués : les ouvrages actifs (Figure 2), implantés dans la zone de départ, dont l'objectif est d'empêcher que l'aléa puisse s'initialiser et se développer, et les ouvrages passifs (Figure 3), implantés en zone d'écoulement ou d'arrêt du phénomène, qui permettent de protéger directement les enjeux menacés et leur proximité. Les techniques employées en protection active reposent sur l'utilisation de divers systèmes de maintien du manteau neigeux : modification de la rugosité du sol (banquettes), plantation (reboisement), fixation et soutien du manteau neigeux (râteliers, claies, filets) ou utilisation de l'action du vent (barrières à neige). Les ouvrages passifs sont généralement distingués en fonction de leur action sur l'écoulement avalancheux. On recense ainsi trois types d'ouvrages : les ouvrages de déviation (galeries, étraves, digues défectrices), les ouvrages de freinage (tas freineurs) et les ouvrages d'arrêt/rétention (murs et digues frontales).

Alors que les ouvrages de protection active subissent des efforts permanents statiques dus à la poussée du manteau neigeux, les ouvrages de protection passive subissent des efforts liés aux écoulements des avalanches qui sont plus difficiles à appréhender. En l'absence de connaissances suffisantes sur l'effet dynamique des avalanches sur le comportement de structures de génie civil en Béton Armé (BA), ces dernières

sont encore pour la plupart dimensionnées suivant une approche statique avec introduction palliative de coefficients de sécurité [GIV 04]. Le chargement issu d'une avalanche étant un champ de pression évoluant au cours du temps, on peut cependant s'attendre à des réponses structurales différentes suivant la vitesse de chargement ou plus généralement suivant les caractéristiques temporelles/fréquentielles du signal. Durant les quelques dernières décennies, les projets de recherche développés en Europe (tels que les projets européens SATSIE, IRASMOS, PRANE, OPALE et DYNAVAL) ont essentiellement eu pour objectif d'améliorer la compréhension des phénomènes d'avalanches et la description du chargement avalancheux en interaction avec des structures. Quelques études réalisées au sein des laboratoires français Irstea, INSA de Lyon et 3SR [BON 03; BER 07; BER 10; DAU 13; FAV 14a; FAV 14b] se sont intéressées au comportement et à la vulnérabilité des structures impactées par les avalanches. Dans le cadre de l'étude de structures complexes en béton armé, [BER 07] et [DAU 13] considèrent que les effets inertiels sont à prendre en compte. Dans le cas de l'étude de fiabilité de murs représentatifs de bâti en BA, [BER 10] et [FAV 14a; FAV 14b] font l'hypothèse que de telles structures réagissent de façon quasi-statique à un champ de pression avalancheux. De plus, la sollicitation par les avalanches demeure encore aujourd'hui un phénomène difficile à quantifier [ANC 15], en particulier par les effets d'interaction écoulement-ouvrage pouvant conduire à des sur-sollicitations [SOV 16]. Il apparaît donc important d'apporter des connaissances complémentaires sur le type de comportement attendu de différentes structures sous l'effet d'une pression d'impact d'avalanche.



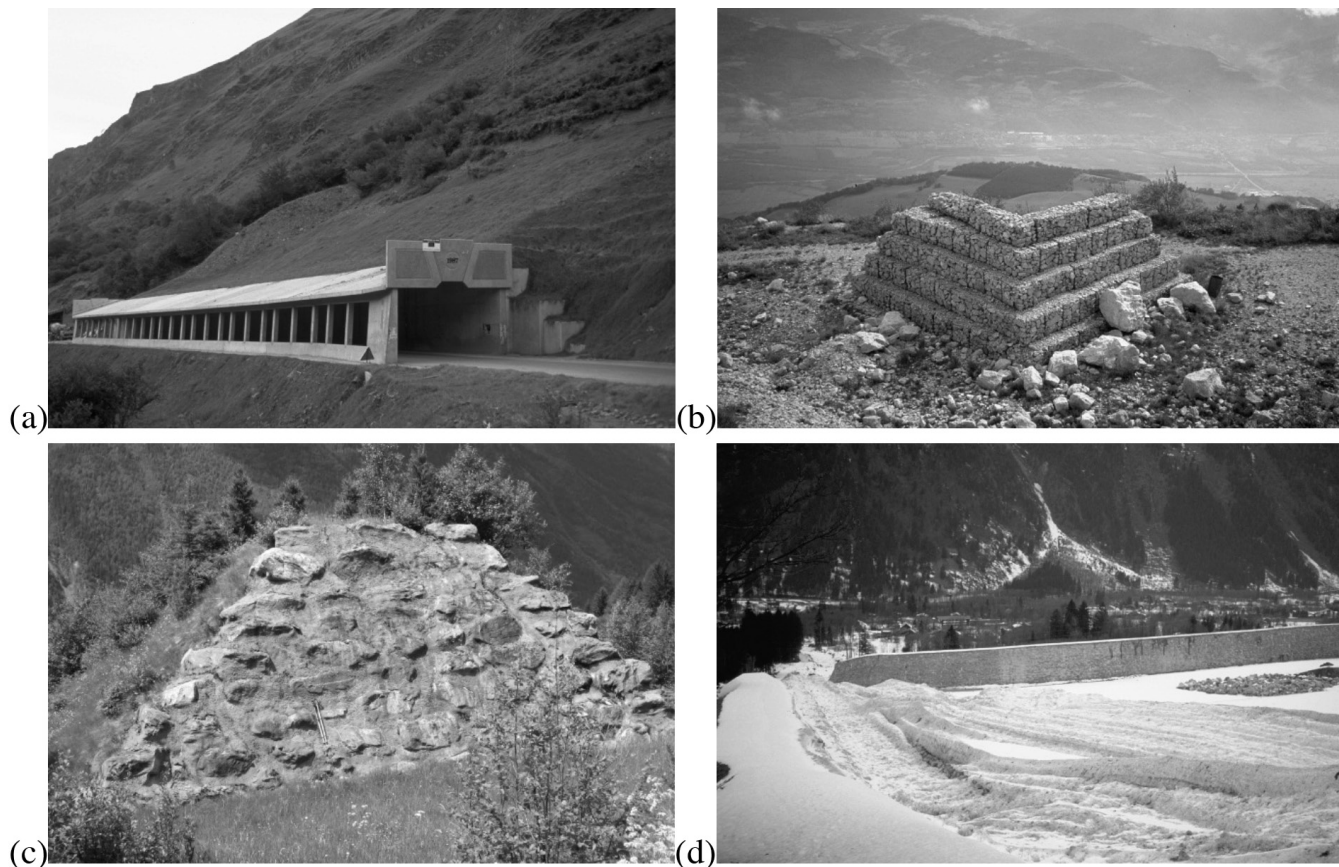


Figure 3. Exemples d'ouvrages passifs : (a) route protégée par un tunnel galerie à Montgenèvre en Italie (Source : F. Valla - Irstea), (b) étrave en gabion à Saint-Hilaire-du-Touvet (Source : F. Rapin - Irstea), (c) tas freineur en terre avec face exposée en enrochements (Source : F. Valla - Irstea) et (d) digue d'arrêt (Source : F. Rapin - Irstea) présents sur le site de Taconnaz, en Haute-Savoie

Cet article s'intéresse ainsi à l'étude, par la modélisation numérique, du comportement mécanique de structures de génie civil en BA soumises à des avalanches de neige et à l'amélioration des approches de dimensionnement associées. L'objectif est plus précisément de spécifier la nature de la réponse de la structure c'est-à-dire définir dans quelles conditions cette réponse peut être considérée comme quasi-statique ou dynamique.

Un mur BA en forme de L représentatif d'une structure de protection paravalanche [OUS 15b] et une structure de type poteaux-poutres à 3 étages de type bâti [TAT 12] ont été étudiés à l'aide de modèles numériques selon la méthode des éléments finis dans lesquels est introduit un signal de pression de type triangle isocèle. La nature de la réponse de ces structures dépend bien entendu de leurs fréquences propres qui se déduisent en élastique par une analyse modale. Une approche plus approfondie est ici proposée qui permet entre autres de prendre en compte les non-linéarités des matériaux constituant la structure. Le régime de la réponse de la structure est exploré à l'aide d'une approche pression-impulsion plus souvent utilisée dans le cadre des structures soumises à une explosion [PAR 10]. Cette approche consiste à construire un diagramme pression-impulsion et plus exactement à tracer, pour différents iso-dommages correspondant ici à une valeur de déplacement de la structure, des courbes représentant la pression conduisant au critère de comportement retenu en fonction de l'impulsion du signal de pression d'avalanche.

2. MÉTHODES

2.1. Structures étudiées

2.1.1. Structure de protection de type mur en L

La structure de protection étudiée est constituée d'un voile de hauteur 9,60 m, de largeur 14,80 m et d'épaisseur 1,50 m et d'une semelle de longueur 9,00 m et d'épaisseur 1,50 m (Figure 4.c). Elle est renforcée par des armatures de diamètres compris entre 14 et 32 mm et espacées en moyenne de 0,15 m dans le sens de la largeur. Elle représente de façon simplifiée une des dents déflectrices (Figure 4.a) du dispositif situé dans le couloir de Taconnaz (vallée de Chamonix), dont l'objectif est de permettre l'étalement d'un écoulement d'avalanche de neige avant son ralentissement par des tas freineurs et son arrêt final en amont d'une digue frontale. Deux de ces dents ont été fortement endommagées lors d'une avalanche survenue en 1999 (Figure 4.b) et la question se pose de savoir si la rupture constatée est liée – ou pas – à un comportement dynamique de la structure sous sollicitation avalanchueuse.

Dans la mesure où l'essai expérimental réalisé sur un modèle réduit en 2005 a montré dans le sens de la largeur (suivant z) une symétrie de comportement de la structure [OUS 15a], celle-ci est modélisée en 2D sous Cast3M à l'aide d'éléments finis de type quadrilatères à 4 nœuds (QUA4) de 18 cm de côté pour le béton et linéaires à 2 nœuds (SEG2) pour



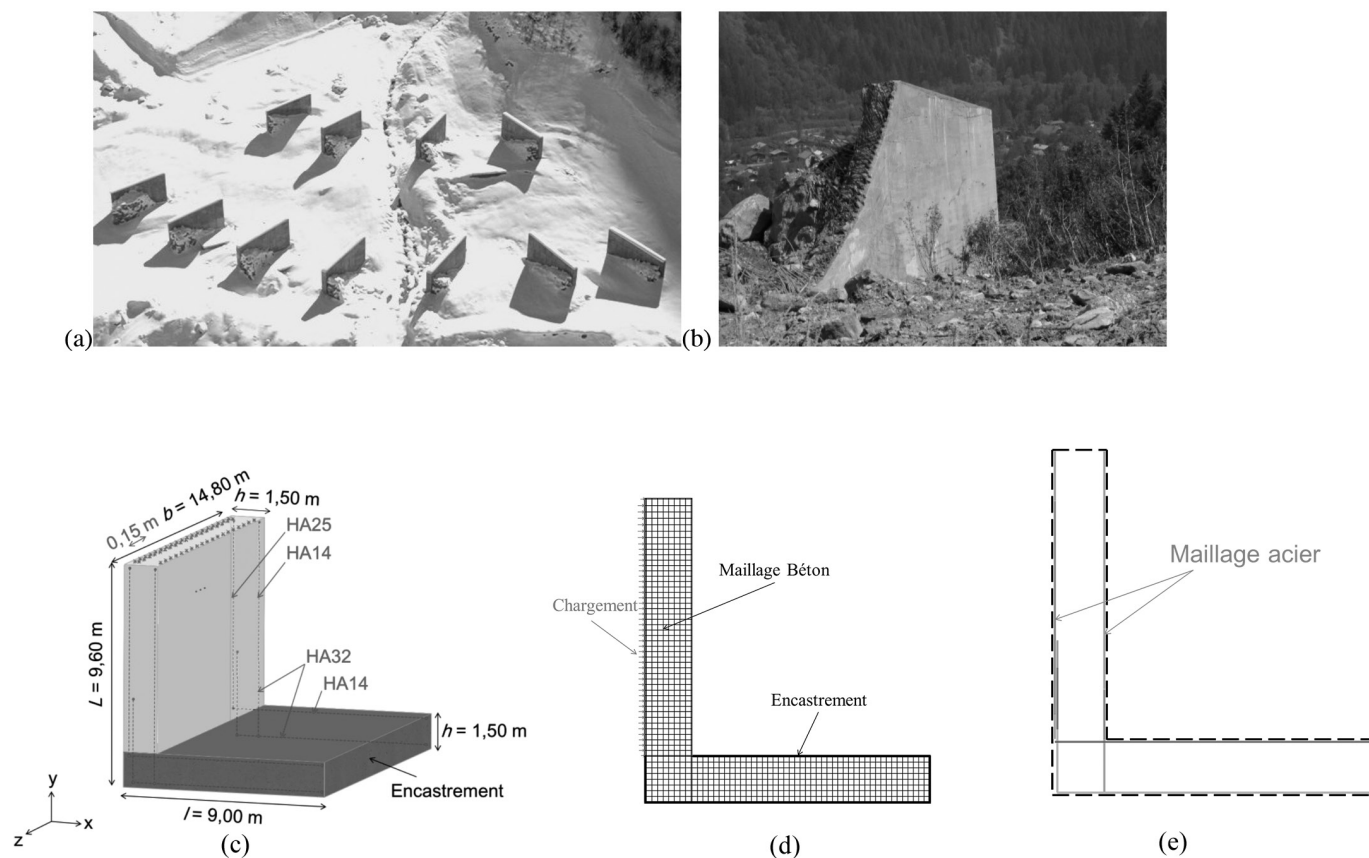


Figure 4. (a) Dents deflectrices de Taconnaz (Photo F. Valla – Irstea) avant endommagement en 1991, (b) Dent endommagée en 1999 (Photo RTM74), (c) Structure simplifiée étudiée et (d et e) Modèle éléments finis [Maillage du béton en (d) et maillage de l'acier en (e)]

l'acier (Figure 4.d). D'autres types d'éléments finis (QUA8 et SEG3) et une densité plus importante d'éléments ont été testés sans conduire pour autant à de meilleurs résultats [OUS 15b]. Plusieurs conditions aux limites (semelle encastree et semelle enfouie dans un sol élastique de modules d'Young variables) ont été analysées [OUS 15a]. Les résultats obtenus ont montré que dans tous les cas le mode de rupture n'est pas modifié et que la redistribution des contraintes apparaît plus tôt en termes de déplacement dans le cas d'un encastrement total. La semelle sera donc considérée comme totalement encastree dans notre étude. Différentes lois de comportement du béton ont été testées de façon à caler au mieux le modèle

sur les résultats de l'essai réalisé sur le modèle réduit [OUS 15a]. Les lois de comportement du béton et de l'acier retenues sont au final de type élasto-plastiques avec écrouissage négatif dans le cas du béton et positif dans le cas de l'acier [OUS 15a, OUS 15b].

2.1.2. Structure de type poteaux-poutres

La structure poteaux-poutres, par ailleurs déjà étudiée dans le cadre de sollicitations sismiques par [TAT 11; TAT 12], est un portique constitué d'une baie d'une largeur de 4 m et d'une hauteur de 2,75 m et de deux étages d'une hauteur de 3 m (Figure 5).

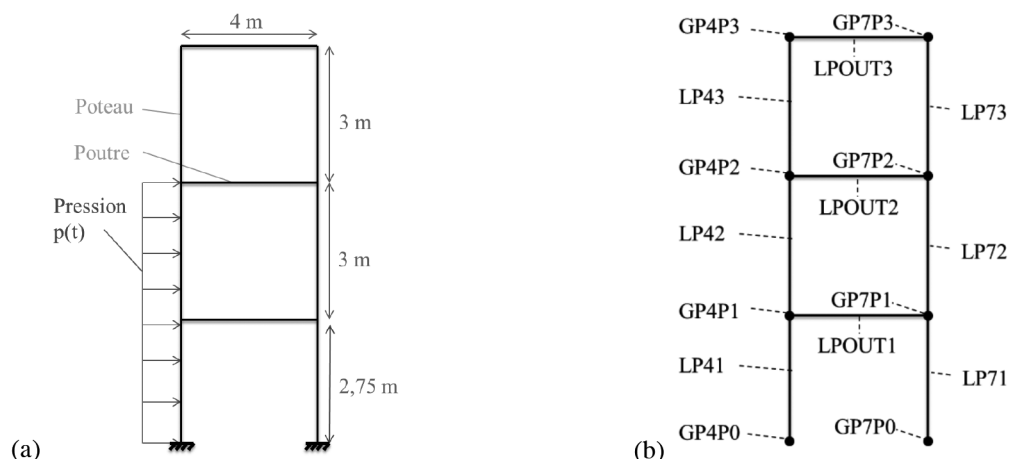


Figure 5. Structure poteaux-poutres considérée : (a) dimensions et (b) modèle numérique [TAT 11]



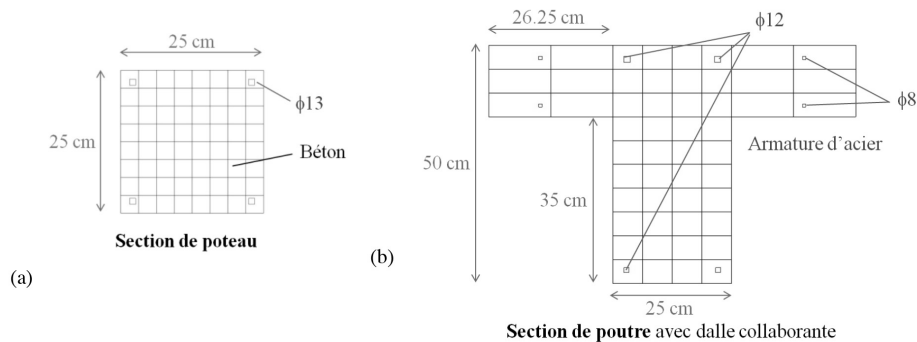


Figure 6. Sections de la structure poteaux-poutres : (a) pour les poteaux et (b) pour les poutres [TAT 11]

Les colonnes ont toutes la même section 25 cm x 25 cm et sont renforcées par des armatures de diamètre 13 mm (Figure 6.a). Les planchers contribuent à la rigidité des poteaux par le biais de la section de poutre présentée à la Figure 6.b. La hauteur de ces poutres est de 50 cm dont 15 cm correspondent à l'épaisseur de la dalle. Des armatures longitudinales de diamètre 8 et 12 mm assurent le renforcement respectivement des ailes et de la partie centrale de la poutre. Les poteaux, encastrés en pied, et les poutres sont modélisés à l'aide d'éléments finis multi-fibres avec une cinématique de type Timoshenko. Les comportements des fibres de béton et d'acier sont décrits à l'aide respectivement des lois de Hognestad (Béton_Uni dans Cast3M) et Menegotto-Pinto (Acier_Uni dans Cast3M) ([TAT 11]).

2.2. Chargement

Un chargement lié à une avalanche de neige est un champ de pression qui évolue au cours du temps. Le profil de pression retenu ici est un signal synthétique de type triangle isocèle caractérisé par une pression au pic et un temps de montée en charge, tels que spécifiés à la figure 7. Ce signal peut également être caractérisé par une impulsion qui correspond à la quantité de mouvement transférée par la force appliquée sur la structure à savoir :

$$I = \int_0^{2t_m} F_{ext}(t)dt = S \int_0^{2t_m} P(t)dt \quad (1)$$

où S représente la surface d'application de la sollicitation (surface considérée comme constante dans cette étude) et désigne l'évolution temporelle de la pression de chargement. On a

donc :

$$\frac{I}{S} = \frac{1}{2} P_{max} t_{chgt} = P_{max} t_m \quad (2)$$

Afin de ne pas complexifier le modèle mécanique et augmenter les temps de calcul, la variation spatiale de la sollicitation n'a pas été prise en compte dans la présente étude, l'objectif étant surtout d'analyser l'effet des variations temporelles de la sollicitation sur le comportement de la structure. Le champ de pression appliqué est ainsi considéré comme homogène sur l'ensemble de la structure et appliqué sur la hauteur totale non encastrée de l'ouvrage (Figure 4d) dans le cas de la structure de protection et sur les deux premiers étages (Figure 5a) dans le cas de la structure de type poteaux-poutres. Le champ de pression retenu est issu d'une moyenne des différents champs de pression ayant pu être observés pour différentes natures d'avalanches. En effet, comme le montre la Figure 8, alors que pour une avalanche de neige sèche (température sous le

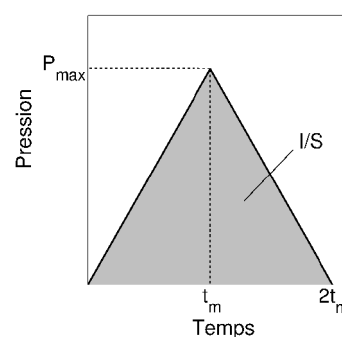


Figure 7. Signal avalancheux retenu dans cette étude

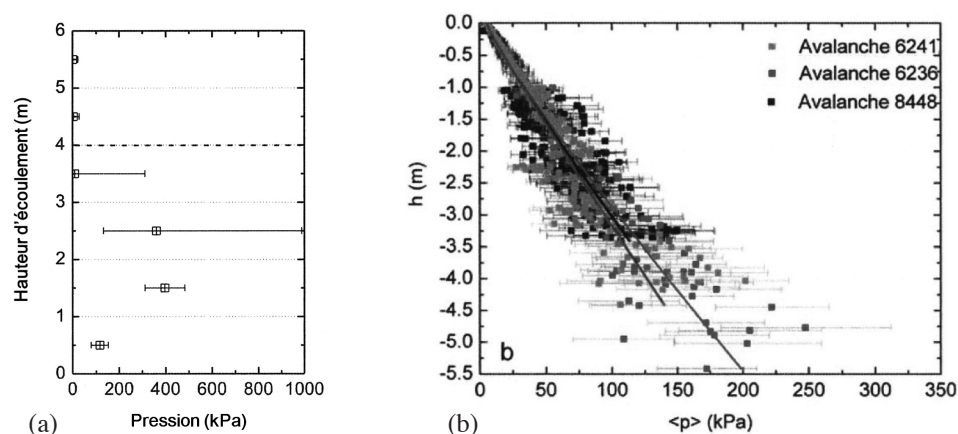


Figure 8. Profil de pression spatiale d'une avalanche réelle (a) de neige sèche [SOV08] et (b) de neige humide [SOV10]





point de fusion) la pression maximale est observée dans la partie haute de l'écoulement (Figure 8a), c'est à la base que la pression est maximale pour une avalanche de neige humide (comportant de l'eau liquide) (Figure 8b).

2.3. Analyse paramétrique

Dans un premier temps, une analyse paramétrique portant sur le signal de pression a été réalisée en faisant varier d'une part le temps de montée en charge et d'autre part la pression au pic P_{max} . Les courbes de réponse Force-Déplacement et Déplacement en fonction du temps sont analysées de façon à tirer des conclusions en ce qui concerne le mode de réponse structurale à savoir quasi-statique, dynamique ou impulsif. De façon à représenter sur un même graphe les zones de transition entre ces différentes natures de comportement en fonction de la sollicitation, les aires des courbes de réponse de la structure en termes de déplacement temporel sont comparées entre elles. Pour rendre possible une telle comparaison, ces courbes sont tout d'abord rendues adimensionnelles selon le temps, en divisant ce dernier par t_m . Les aires situées en dessous des nouvelles courbes obtenues sont ensuite calculées suivant l'Equation 3 et comparées à une aire de référence obtenue pour $t_m = 5$ s et correspondant à un cas quasi-statique.

$$A^i = \int_0^{2t_m} \frac{u^i(t)}{t_m^i} dt \quad (3)$$

où A^i est l'aire, en valeur absolue, en dessous de la courbe Déplacement temporel normalisée selon le temps, le déplacement temporel en tête de voile lorsque la structure est sollicitée par le i ème signal de chargement, dont le temps de montée en charge est .

2.4. Diagramme Pression-Impulsion : Principe et construction

Dans le domaine de l'explosion, de nombreuses études [LI 02; FAL 07; MA 07; KRA 08; SHI 08; COL 12; NAS 13] ont été réalisées afin de préciser le type de comportement attendu de différentes structures. Toutes établissent des diagrammes pression-impulsion permettant de visualiser, sur un même graphique, le comportement de la structure suivant différents cas de charge [PAR 10]. Un tel diagramme représente la pression conduisant à un même niveau de dommage de la structure, pour différentes impulsions. Il est proposé d'appliquer cette méthode éprouvée aux structures soumises à des sollicitations avalanches.

Ces diagrammes font ressortir trois modes de réponse de la structure suivant le chargement appliqué [PAR 10] :

- mode impulsif, pour lequel la réponse de la structure ne dépend que de la durée du signal et pas de la pression ;
- mode quasi-statique, pour lequel seule intervient la pression ;
- mode dynamique, qui est un mode intermédiaire où la pression et la durée du signal ont ensemble une influence sur la réponse de la structure.

Les diagrammes pression-impulsion sont construits en fixant une durée de signal (soit, dans le cas présent, en fixant) et en recherchant, par itérations successives, la pression maximale

conduisant au niveau de dommage fixé. Une automatisation de la construction de ces diagrammes est proposée dans cette étude, basée sur les principes suivants :

- discrétisation temporelle :

Afin d'assurer une bonne convergence de l'approche par éléments finis, le pas de temps de calcul Δt_{FEM} est adapté à la vitesse de sollicitation et calculé de manière à conserver un incrément de pression ΔP_{FEM} constant pour toutes les simulations soit :

$$\Delta t_{FEM} = \Delta P_{FEM} \frac{t_m}{P_{max}} \text{ avec } \Delta P_{FEM} = cte \quad (4)$$

- critère d'atteinte du dommage :

Le critère d'arrêt associé à l'atteinte du dommage fixé D_{dom} est défini de la manière suivante :

$$\frac{D_{dom} - D_{max}^i}{D_{dom}} \leq 1 \% \quad (5)$$

où représente le déplacement maximal atteint lors de la simulation de l'itération i .

Compte-tenu de la nature non linéaire de l'algorithme de calcul aux éléments finis, des précautions doivent être prises de façon à assurer la convergence de la procédure vers ce critère d'arrêt (Equation 5). Dans un cas linéaire, la proportionnalité entre déplacement et pression serait assurée et l'évolution de la pression maximale appliquée de façon à converger vers l'iso-dommage retenu pourrait être calculée selon l'Equation 6 :

$$P_{max}^{i+1} = P_{max}^i \left(1 + \frac{D_{dom} - D_{max}^i}{D_{dom}} \right) \quad (6)$$

où P_{max}^{i+1} et P_{max}^i sont les pressions maximales appliquées à l'ouvrage respectivement aux itérations $i+1$ et i .

L'algorithme de calcul retenu pour modéliser le comportement de la structure étant dans le cas présent non linéaire, la convergence vers le niveau de dommage recherché D_{dom} est plus complexe à obtenir. L'idée retenue est dans ce cas de contraindre P_{max}^i à évoluer dans un intervalle de pression qui encadre la pression produisant D_{dom} : $D_{dom} : D_{dom} : [P_{max}^{minCV} P_{max}^{maxCV}]$. Ces bornes sont actualisées à chaque fin d'itération i selon les formules conditionnelles 7.

$$\begin{aligned} \text{si } D_{max}^i > D_{dom}, P_{max}^{maxCV} &= P_{max}^i \\ \text{et si } D_{max}^i < D_{dom}, P_{max}^{minCV} &= P_{max}^i \end{aligned} \quad (7)$$

P_{max}^{i+1} est ensuite dans un premier temps pris égal à la valeur donnée par l'équation 6. Puis, si $P_{max}^{i+1} \notin [P_{max}^{minCV} P_{max}^{maxCV}]$, cette valeur est corrigée selon les formules 8.

$$\begin{aligned} \text{si } P_{max}^{i+1} > P_{max}^{maxCV}, P_{max}^{i+1} &= P_{max}^{i+1} - \frac{1}{2} (P_{max}^{maxCV} - P_{max}^i) \\ \text{et si } P_{max}^{i+1} < P_{max}^{minCV}, P_{max}^{i+1} &= P_{max}^{i+1} + \frac{1}{2} (P_{max}^i - P_{max}^{minCV}) \end{aligned} \quad (8)$$

La procédure d'itérations successives décrite ci-dessus pour converger vers le niveau de dommage retenu et obtenir la pression au pic conduisant à cet iso-dommage est illustrée à la Figure 9 pour différentes durées de signaux précisées à la Figure 9a.



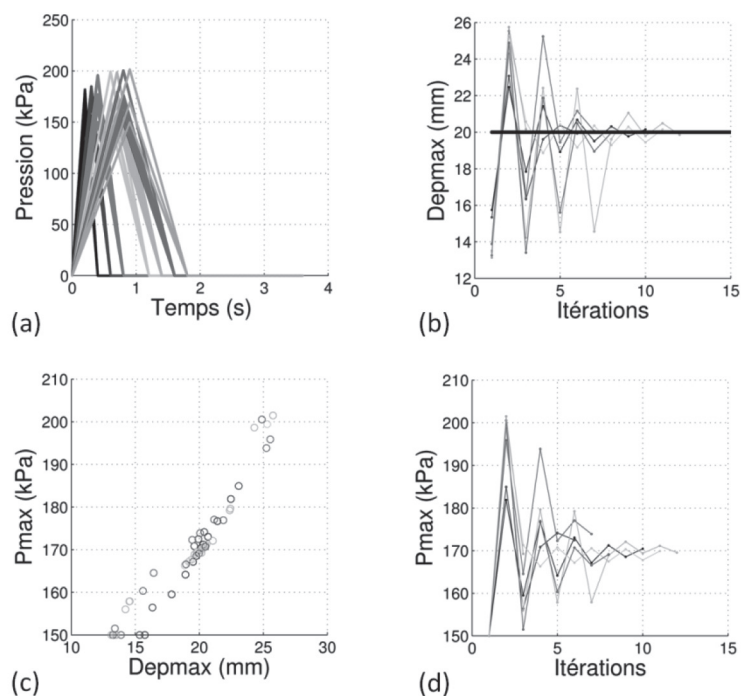


Figure 9. Résultats obtenus au cours de l'algorithme de construction d'un diagramme Pression-Impulsion : convergence en b) et c) vers l'iso-dommage et en c) et d) vers la pression au pic conduisant à cet endommagement, pour plusieurs signaux avalancheux, caractérisés par un temps de montée en charge, présentés en a)

Les différents couples (pression, impulsion) obtenus conduisant à un même dommage permettent ensuite de tracer un diagramme pression-impulsion représentatif du comportement de la structure.

3. RÉSULTATS

3.1. Etude paramétrique

3.1.1. Influence de t_m

Comme le montre la Figure 10, la nature de la réponse structurale est différente selon le temps de montée en charge de

la sollicitation. En effet, pour un temps de montée de 5 s, la courbe Pression-Déplacement représentant la réponse de l'ouvrage (courbe bleue foncée) suit le même gradient que celui de la courbe *pushover* (courbe rouge) : la réponse est dans ce cas quasi-statique. *A contrario*, dans le cas de sollicitations plus rapides (courbes verte, cyan et magenta), la courbe réponse s'écarte de la courbe *pushover* et la réaction maximale de la structure devient inférieure à la pression maximale exercée sur l'ouvrage ; la réponse est dans ce cas dynamique (courbes verte et cyan) voire impulsionnelle (courbe magenta).

Dans le cas d'une pression au pic de la sollicitation de 200 kPa conduisant à une fissuration du béton, pour approximativement 5 s (temps pour lequel on observe un décalage de l'ordre de 10 % en termes de réaction de la structure entre la

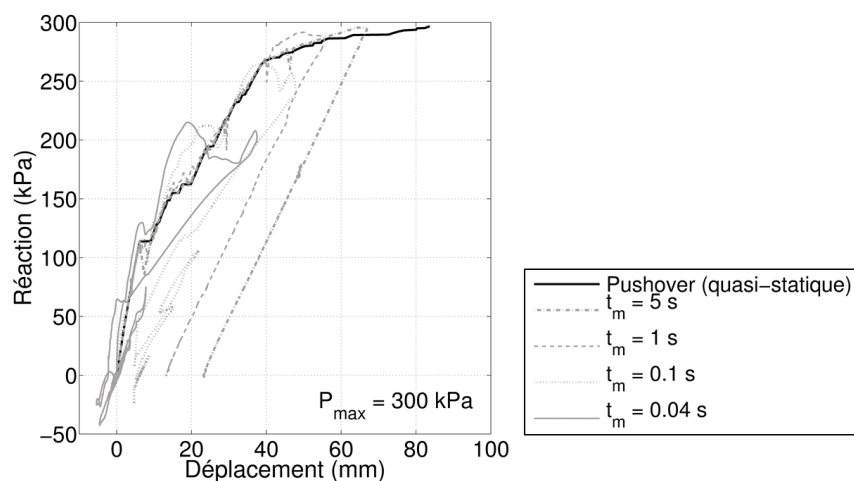


Figure 10. Influence du temps de mise en charge sur la réponse de la structure pour un signal avec une pression au pic égale à 300 kPa



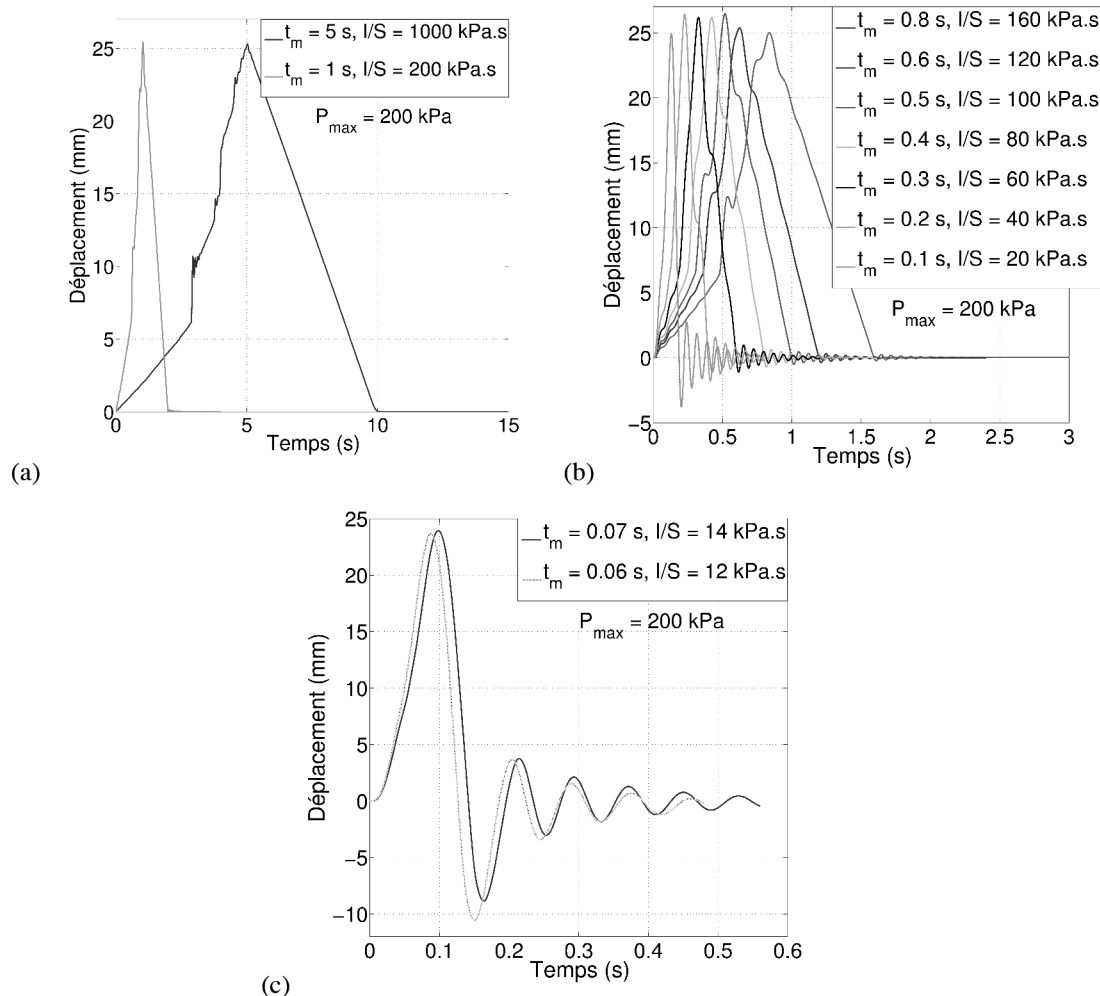


Figure 11. Influence du temps de mise en charge sur la réponse de la structure : réponse quasi-statique en (a), dynamique en (b) et impulsionnelle en (c) pour un signal triangulaire de pression au pic égale à 200 kPa

courbe de réponse à un chargement triangulaire et la courbe rouge correspondant à un chargement *pushover*), soit pour une impulsion $IS > 200 \text{ kPa.s}$, le comportement de la structure est quasi-statique. La réponse temporelle de la structure, représentée à la Figure 11a, a la même forme que celle du chargement imposé (soit de la forme ici d'un triangle isocèle). Quand est plus petit que le temps caractéristique correspondant à l'inverse de la première fréquence propre de la structure, soit ici s , soit pour $IS < 15 \text{ kPa.s}$, le comportement de la structure développe une réponse impulsionnelle avec des oscillations régulières autour d'un déplacement résiduel, ici nul du fait d'un comportement élastique des armatures (Figure 11c). Entre les deux zones, le comportement de la structure est une combinaison des deux, conduisant à une réponse dynamique (Figure 11b).

3.1.2. Influence de P_{max}

L'influence de la pression au pic sur la réponse structurale a également été étudiée. Comme le montrent les Figure 12, la nature de la réponse de la structure semble moins dépendre de la pression au pic de la sollicitation que du temps de chargement. En effet, dans le cas d'une montée en charge de 5 s conduisant

à une réponse quasi-statique de la structure (Figure 12a), les courbes obtenues d'une part avec un chargement *pushover* et d'autre part avec un chargement avalancheux se superposent : la réponse de la structure reste quasi-statique quelle que soit la pression maximale appliquée. De même, pour des temps de montée de 0,2 s (Figure 12b) et 0,05 s (Figure 12c), quelle que soit la pression appliquée, la réponse de celle-ci est dans tous les cas dynamique ou impulsionnelle. La nature de la réponse dépend en fait du taux de chargement et donc de l'impulsion.

3.1.3. Courbes Différences d'aire

La Figure 13, établie selon la méthode décrite dans la partie 2.3, présente la différence, en pourcentage, des aires des courbes Déplacement temporel, normalisées selon , par rapport à l'aire obtenue pour un cas quasi-statique, en fonction d'une part du temps de chargement (Figure 13a) et d'autre part de l'impulsion (Figure 13b). La transition entre les réponses quasi-statique et dynamique, considérée dès lors que la différence d'aire dépasse un pourcentage de 1 %, est obtenue pour un temps de mise en charge autour de 0,9-1 s et une impulsion autour de 180-200 kPa.s , correspondant aux valeurs mises en exergue lors de l'analyse paramétrique précédente.



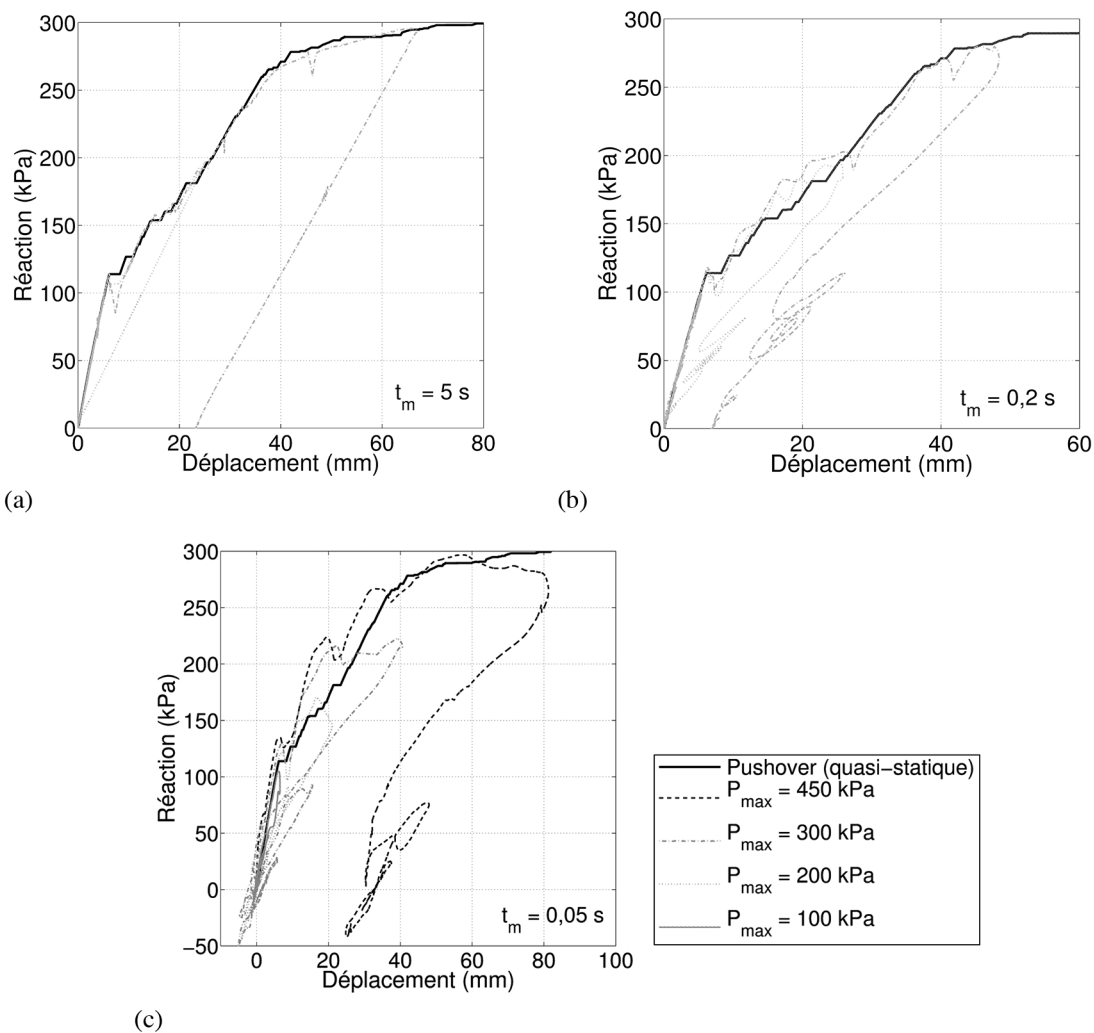


Figure 12. Réponses pression-déplacement de la structure pour des temps de mise en charge de (a) 5, (b) 0,2 et (c) 0,05 s

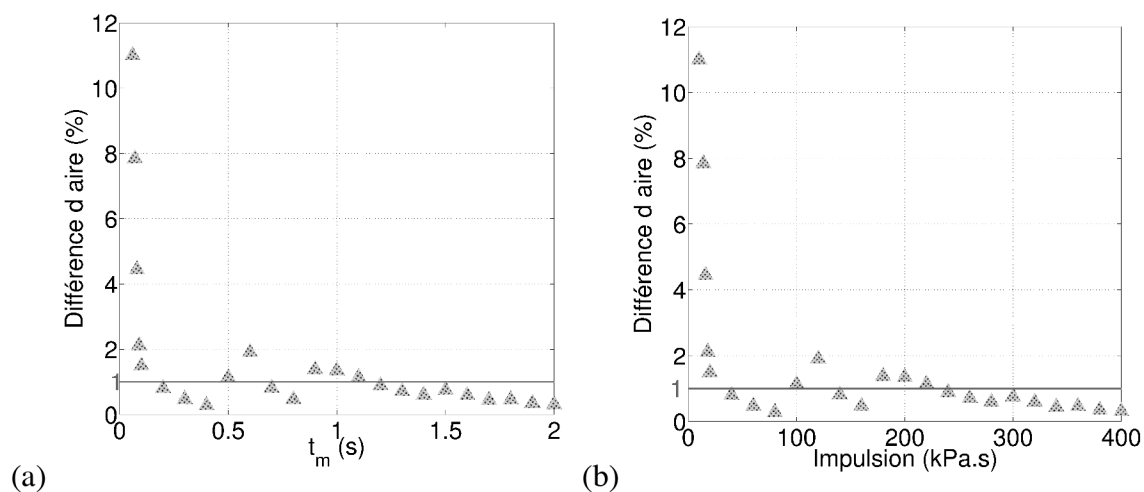


Figure 13. Différence de surface des courbes de déplacement temporel pour un signal de pression au pic $P_{max} = 200$ kPa en fonction (a) du temps de mise en charge et (b) de l'impulsion

3.2. Diagrammes Pression-Impulsion

Dans le cas présent, le niveau de dommage correspond à un déplacement donné de la structure, calculé en tête de voile

pour la structure de protection et au point GP4P2 pour la structure poteaux-poutres (Figure 5.b).

Les Figure 14a et b présentent les diagrammes pression-impulsion obtenus pour des valeurs de déplacement de 5, 10, 15



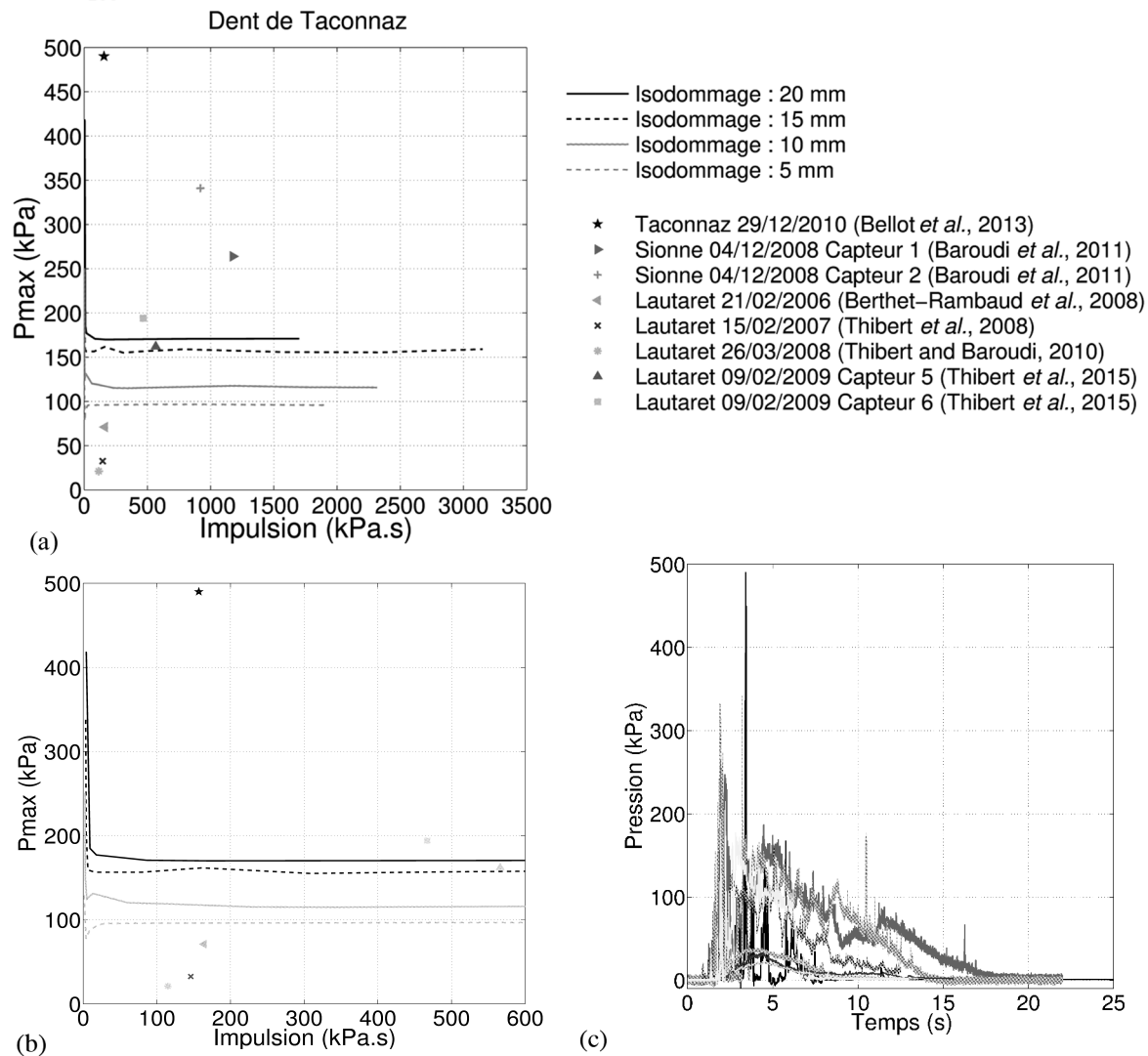


Figure 14. (a) Diagrammes pression-impulsion pour la structure de type mur en L, comparés à des valeurs de pression-impulsion réelles issues de signaux avalancheux mesurés *in-situ*, (b) zoom sur les zones de transition quasi-statique/dynamique/impulsionnel et (c) signaux avalancheux réels utilisés pour calculer les valeurs de pression-impulsion réelles reportées sur les diagrammes

et 20 mm sur lesquels on peut observer les trois types de comportement : quasi-statique (partie horizontale des courbes), impulsionnelle (partie verticale) et dynamique (zone de transition entre les deux parties précédentes). Les zones de transition entre les différentes natures de comportement sont obtenues pour des impulsions similaires à celles observées dans le cadre de l'analyse paramétrique.

Sont par ailleurs reportées dans ces figures des valeurs de pression-impulsion issues de divers signaux avalancheux réels mesurés *in situ* ce qui constitue l'intérêt de cette méthode. Ces signaux (Figure 14c) sont issus de trois sites expérimentaux : ceux du Lautaret [THI 15; BER 08; THI 08; THI 10; THI 13], de la Sionne [SOV 13; BAR 11] et de Tacconnaz [BEL 13]. D'après la Figure 14b, on voit que les couples (P_{max} , Impulsion) des avalanches de la Sionne et du Lautaret sont situées dans la zone de comportement quasi-statique de la structure ; le comportement de la structure étudiée serait plutôt de type quasi-statique. Pour l'avalanche de Tacconnaz, il est par contre plus difficile de conclure, le point représentatif du signal avalancheux étant fortement éloigné des courbes iso-dommages obtenues

pour la structure. Ceci est vraisemblablement dû au caractère hétérogène de l'avalanche du 29 décembre 2010 pour laquelle on a pu observer la présence de blocs de glace provenant très probablement du glacier situé en amont. En conclusion, alors que pour des avalanches de neige dense relativement homogènes, le comportement de la structure de protection étudiée est a priori de type quasi-statique, pour des avalanches de neige mixte avec possibilité de blocs au sein même de l'écoulement, il convient de rester prudent sur le type de comportement de la structure à prendre en compte.

Des diagrammes pression-impulsion ont également été établis pour des déplacements de la structure poteaux-poutres de 5, 10 et 15 mm. Les résultats obtenus sont présentés à la Figure 15. La transition entre quasi-statique et dynamique intervient pour ce type de structures pour des impulsions de l'ordre de 20 - 30 kPa.s et des pressions au pic de 4,5 à 7 kPa soit pour des temps de montée de l'ordre de 3 à 6 s. Les deux exemples de signaux avalancheux enregistrés au col du Lautaret montrent que des effets inertiels sont à prendre en compte pour de telles structures susceptibles d'être sollicitées par des avalanches



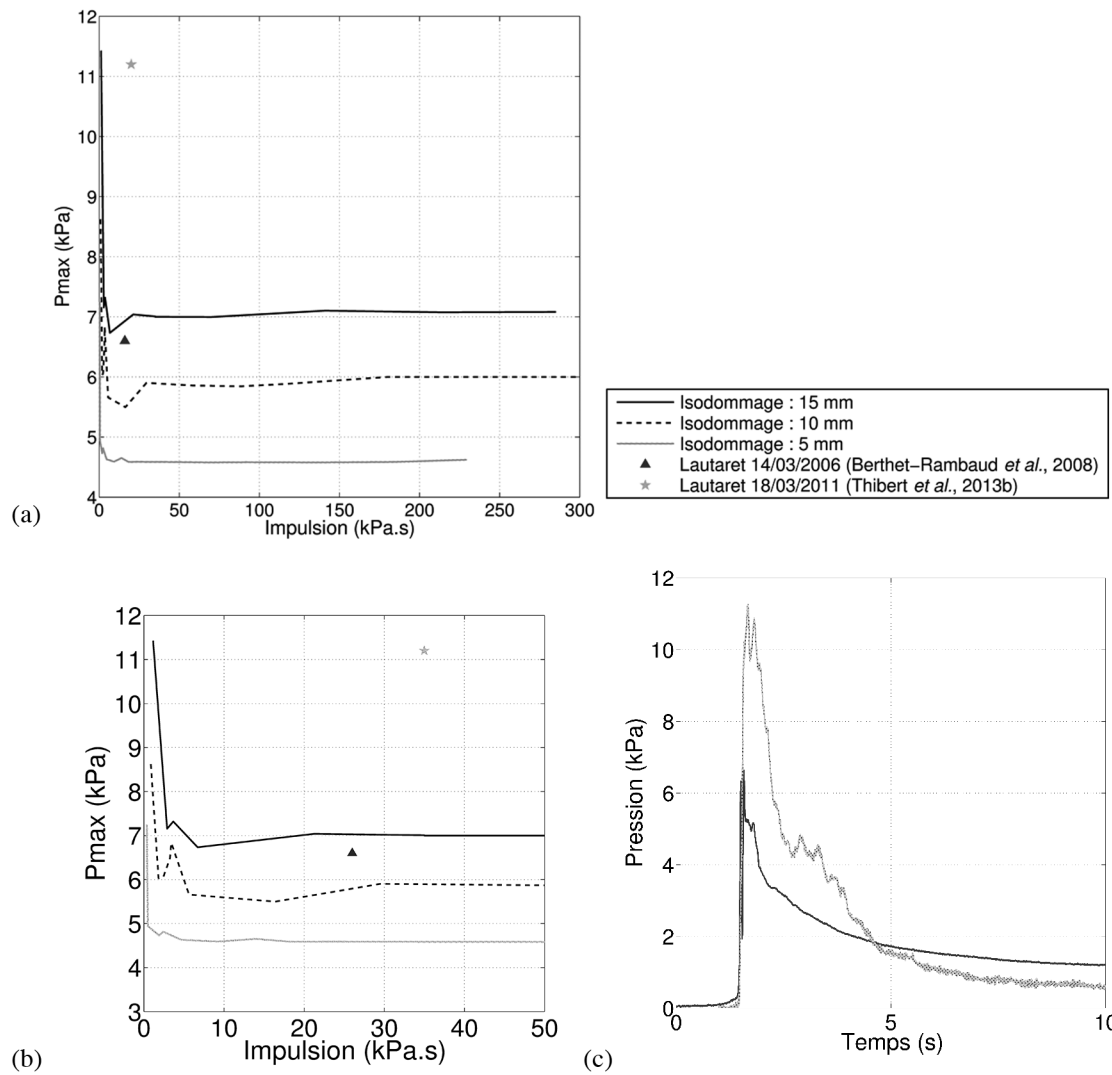


Figure 15. (a) Diagrammes pression-impulsion pour la structure poteaux-poutres à 3 étages, (b) zoom sur les zones de transition quasi-statique/dynamique/impulsionnel et (c) signaux avalanches reportés sur les diagrammes

de neige dense, le temps de montée en charge de telles avalanches de faible ampleur (avec une pression au pic relativement faible) étant généralement de l'ordre de la seconde voire inférieur.

4. CONCLUSION

Le chargement issu d'une avalanche est un champ de pression évoluant au cours du temps. Aussi, afin d'assurer la représentativité d'un calcul de structure sollicitée par ce type d'aléa, il est nécessaire d'identifier au préalable le régime dans lequel va répondre l'ouvrage, à savoir quasi-statique ou dynamique. Une approche diagramme pression-impulsion, couramment employée et éprouvée dans le domaine des structures soumises à des chargements de type explosion, est ici proposée et présente l'avantage de prendre en compte les non linéarités des matériaux. Cette approche consiste à construire un diagramme pression-impulsion pour différents iso-dommages correspondant ici à des valeurs de déplacement de la structure. Elle permet d'identifier trois types de réponses : quasi-statique, dynamique et impulsionnelle. De tels diagrammes ont été réalisés pour une structure

de protection ainsi que pour une structure de type poteaux-poutres à 3 étages. Le report sur ces diagrammes de valeurs de pression et impulsion issues de signaux avalanches réels mesurés permet de conclure que la structure paravalanche étudiée se comporte a priori de façon quasi-statique sous l'effet d'un champ de pression issu d'avalanches de neige dense homogènes (sans présence de blocs de glace ou de pierres) alors que par contre les structures de type poteaux-poutres sont susceptibles de se comporter de façon plus dynamique. Pour des avalanches mixtes avec présence d'hétérogénéités telles que celles observées à Taconnaz, il convient de rester prudent. Un dimensionnement en quasi-statique d'une structure de protection sollicitée par une avalanche de neige dense apparaît donc judicieux. A contrario, si des hétérogénéités de type blocs de glace sont susceptibles d'être rencontrées au sein de l'écoulement avalancheux ou si la structure est une structure souple de type poteaux-poutres par exemple, des effets inertiels doivent être pris en compte dans le dimensionnement des ouvrages. Par la suite, il serait intéressant de compléter ces diagrammes pour d'autres types de dommages et de structures. Un dommage caractérisé par un paramètre local tel que les déformations ou les contraintes permettrait par exemple de préciser au niveau du diagramme



les différentes phases de comportement de la structure (élastique, fissuration du béton et plastification des aciers). Le cas de murs en béton faiblement armés représentatifs de certains bâtis pour lesquels une hypothèse de comportement quasi-statique est actuellement faite pour le calcul de risque [BER 10; FAV 14a; FAV 14b] pourrait aussi faire l'objet d'investigations de type diagramme pression-impulsion. Enfin, il serait important de prendre en compte la distribution spatiale de la pression d'impact des avalanches de neige dense, cette pression pouvant fortement varier suivant la hauteur.

5. BIBLIOGRAPHIE

- [AMM 00] AMMANN W., BEBI P., *Der Lawinenwinter 1999, Ereignisanalyse*, WSL Institute for Snow and Avalanche Research SLF, 588 p., 2000.
- [ANC 15] ANCEY C., BAIN V., « Dynamics of glide avalanches and snow gliding », *Reviews of Geophysics*, vol. 53, no 3, p. 745-784, 2015.
- [BAR 11] BAROUDI D., SOVILLA B., THIBERT E., « Effects of flow regime and sensor geometry on snow avalanche impact pressure measurements », *Journal of Glaciology*, vol. 57, no 202, p. 277-288, 2011.
- [BEL 13] BELLOT H., NAAÏM-BOUVET F., CACCAMO P., FAUG T., OUSSET F., « Taconnaz avalanche path: pressure and velocity measurements on breaking mounds », *International Snow Science Workshop, Grenoble - Chamonix Mont-Blanc*, p. 1378-1383, October 7-11 2013.
- [BER 07] BERTHET-RAMBAUD P., LIMAM A., ROENELLE P., RAPIN F., TACNET J.-M., « Avalanche action on rigid structures: Back-analysis of Taconnaz deflective wall's collapse in February 1999 », *Cold Regions Science and Technology*, vol. 47, p. 16-31, 2007.
- [BER 08] BERTHET-RAMBAUD P., LIMAM A., BAROUDI D., THIBERT E., TAILLANDIER J.-M., « Characterization of avalanche loading on impacted structures: a new approach based on inverse analysis », *Journal of Glaciology*, vol. 54, p. 324-332, 2008.
- [BER 10] BERTRAND D., NAAÏM M., BRUN M., « Physical vulnerability of reinforced concrete buildings impacted by snow avalanches », *Natural Hazards and Earth System Sciences*, vol. 10, p. 1531-1545, 2010.
- [BON 03] BONNEVIE C., BERTHET-RAMBAUD P., NICOT F., « Evaluation de la vulnérabilité associée aux bâtiments en maçonnerie soumis à l'action d'une avalanche », *Revue Française de Génie Civil*, vol. 7, p. 1349-1378, 2003.
- [COL 12] COLOMBO M., MARTINELLI P., « Pressure-impulse diagrams for RC and FRC circular plates under blast loads », *European Journal of Environmental and Civil Engineering*, vol. 16(7), p. 837-862, 2012.
- [DAU 13] DAUDON D., BAROTH J., Y. M., PERROTIN P., MOMMESSIN M., « Sensitivity of a reinforced concrete protective gallery under a snow avalanche loading », *Structural Safety*, vol. 441, p. 47-56, 2013.
- [FAL 07] FALLAH A., LOUCA L., « Pressure-impulse diagrams for elastic-plastic-hardening and softening single-degree-of-freedom models subjected to blast loading », *International Journal of Impact Engineering*, vol. 34, no 4, p. 823-842, 2007.
- [FAV 14a] FAVIER P., « Sensitivity of avalanche risk to vulnerability relations », *Cold Regions Science and Technology*, vol. 108, p. 163-177, 2014.
- [FAV 14b] FAVIER P., *Une approche intégrée du risque avalanche : quantification de la vulnérabilité physique et humaine et optimisation des structures de protection*, PhD thesis, Université de Grenoble, 2014.
- [GIV 04] GIVRY M., PERFETINI P., *Construire en montagne : la prise en compte du risque d'avalanche*, Ministère de l'Ecologie et du Développement Durable, www.marc-givry-architecte.org, 2004.
- [JAR 11] JARRY F., « 40 ans d'accidents d'avalanche... 40 ans de prévention », *Neige et Avalanches*, vol. 135, p. 18-22, 2011.
- [KRA 08] KRAUTHAMMER T., ASTARLIOGLU S., BLASKO J., SOH T., NG P., « Pressure-Impulse diagrams for the behavior assessment of structural components », *International Journal of Impact Engineering*, vol. 35(8), p. 771-783, 2008.
- [LI 02] LI Q., MENG H., « Pulse loading shape effects on pressure-impulse diagram of an elastic-plastic, single-degree-of-freedom structural model », *International Journal of Mechanical Sciences*, vol. 44, p. 1985-1998, 2002.
- [MA 07] MA G., SHI H., SHU D., « P-I diagram method for combined failure modes of rigid-plastic beams », *International Journal of Impact Engineering*, vol. 34, no 6, p. 1081-1094, 2007.
- [NAA 15] NAAÏM-BOUVET F., RICHARD D., *Les risques naturels en montagne*, Editions Quae, 2015.
- [NAS 13] NASSR A., RAZAQPUR A., TAIT M., CAMPIDELLI M., FOO S., « Strength and stability of steel beam columns under blast load », *International Journal of Impact Engineering*, vol. 55, p. 34-48, 2013.
- [OUS 15a] OUSSET I., *Contribution à la modélisation par éléments finis des structures en béton armé soumises à des avalanches de neige - Application à la structure de protection de Taconnaz*, PhD thesis, Institut National des Sciences Appliquées, Lyon, 2015, 214 p.
- [OUS 15b] OUSSET I., BERTRAND D., BRUN M., THIBERT E., LIMAM A., NAAÏM M., « Static and dynamic FE analysis of an RC protective structure dedicated to snow avalanche mitigation », *Cold Regions Science and Technology*, vol. 112, p. 95-111, 2015.
- [PAR 10] PARIS L., « Comportement des structures soumises à une explosion », *Techniques de l'ingénieur*, vol. SE5064, p. 1-26, 2010.
- [SHI 08] SHI Y., HAO H., LI Z.-X., « Numerical derivation of pressure-impulse diagrams for prediction of RC column damage to blast loads », *International Journal of Impact Engineering*, vol. 35, no 11, p. 1213-1227, 2008.
- [SOV 08] SOVILLA B., SCHAER M., KERN M., BARTELT P., « Impact pressures and flow regimes in dense snow avalanches observed at the Vallée de la Sionne test site », *Journal of Geophysical Research*, vol. 113, pageF01010, 2008.



- [SOV 10] SOVILLA B., KERN M., SCHAER M., « Slow drag in wet-snow avalanche flow », *Journal of Glaciology*, vol. 56, page 198, 2010.
- [SOV 13] SOVILLA B., MCELWAIN J., STEINKOGLER W., HILLER M., DUFOUR F., SURINACH E., PEREZ GUILLEN C., FISCHER J.-T., THIBERT E., BAROUDI D., « The full-scale avalanche dynamics test site Vallée de la Sionne », *International Snow Science Workshop, Grenoble - Chamonix Mont-Blanc*, p. 1350-1357, October 7-11 2013.
- [SOV 16] SOVILLA B., FAUG T., KÖHLER A., BAROUDI D., FISCHER J.-T., THIBERT E., « Gravitational wet avalanche pressure on pylon-like structures », *Cold Regions Science and Technology*, 2016, doi : 10.1016/j.coldregions.2016.03.002.
- [TAT 11] TATAIE L., *Méthodes simplifiées basées sur une approche quasi-statique pour l'évaluation de la vulnérabilité des ouvrages soumis à des excitations sismiques*, PhD thesis, Institut National des Sciences Appliquées de Lyon, 2011.
- [TAT 12] TATAIE L., BRUN M., REYNOUARD J. M., « Modal pushover procedures for seismic evaluation of reinforced concrete structures: using new nonlinear single degree of freedom systems », *European Journal of Environmental and Civil Engineering*, vol. 16(2), p. 178-203, 2012.
- [THI 08] THIBERT E., BAROUDI D., LIMAM A., BERTHET-RAMBAUD P., « Avalanche impact pressure on an instrumented structure », *Cold Regions Science and Technology*, vol. 54, p. 206-215, 2008.
- [THI 10] THIBERT E., BAROUDI D., « Impact energy of an avalanche on a structure », *Annals of Glaciology*, vol. 51(54), p. 45-54, 2010.
- [THI 13] THIBERT E., FAUG T., BELLOT H., BAROUDI D., « Avalanche impact pressure on a plate-like obstacle », *International Snow Science Workshop, Grenoble - Chamonix Mont-Blanc*, p. 663-670, October 7-11 2013.
- [THI 15] THIBERT E., BELLOT H., RAVANAT X., OUSSET F., PULFER G., NAAIM M., HAGENMULLER P., NAAIMBOUVET F., FAUG T., NISHIMURA K., ITO Y., BAROUDI D., PROKOP A., SCHÖN P., SORUCO A., VINCENT C., LIMAM A., HÉNO R., « The full-scale avalanche test-site at Lautaret Pass (French Alps) », *Cold Regions Science and Technology*, vol. 115, p. 30-41, 2015.

