



**HAL**  
open science

## Étude fiabiliste d'une dent défectrice en béton armé sollicitée par une avalanche de neige dense

I. Ousset, D. Bertrand, C. Carvajal, A. Limam, Mohamed Naaïm

### ► To cite this version:

I. Ousset, D. Bertrand, C. Carvajal, A. Limam, Mohamed Naaïm. Étude fiabiliste d'une dent défectrice en béton armé sollicitée par une avalanche de neige dense. 8èmes Journée Fiabilité des Matériaux et des Structures, Apr 2014, Aix-en-Provence, France. hal-01998627

**HAL Id: hal-01998627**

**<https://hal.science/hal-01998627v1>**

Submitted on 29 Jan 2019

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

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

---

# Étude fiabiliste d'une dent défectrice en béton armé sollicitée par une avalanche de neige dense

Isabelle Ousset\* — David Bertrand\*\* — Claudio Carvajal\*\*\* — Ali Limam\*\* — Mohamed Naaïm\*

\*Irstea Grenoble, UR ETNA  
2 rue de la Papeterie - BP 76  
F-38402 St-Martin-d'Hères  
Univ. Grenoble Alpes  
F-38041 Grenoble  
isabelle.ousset@irstea.fr

\*\*INSA Lyon, LGCIE  
20 avenue Albert Einstein  
F-69621 Villeurbanne  
david.bertrand@insa-lyon.fr

\*\*\* Irstea Aix-en-Provence, UR OHAX  
3275 route de Cézanne - CS 40061  
F-13182 Aix-en-Provence

---

**RÉSUMÉ.** Cet article propose l'évaluation de la fiabilité d'une structure de protection sous sollicitation avalancheuse (avalanche de neige dense) à l'aide d'un modèle mécano-fiabiliste. Dans un premier temps, des courbes de vulnérabilité précisant l'endommagement et l'atteinte d'états limites en termes mécaniques sont présentées en fonction de l'intensité de l'aléa exprimée sous forme de pression. Ensuite, une modélisation fiabiliste de la structure est utilisée pour fournir des courbes de fragilité représentant la probabilité de défaillance de la structure en fonction d'un niveau de sollicitation pour plusieurs critères de défaillance. La méthode par simulations de Monte-Carlo et la méthode de détermination de densités de probabilité Kernel Smoothing sont utilisées pour propager les incertitudes liées aux caractéristiques des matériaux et évaluer la probabilité de défaillance de la structure.

**ABSTRACT.** This paper proposes the reliability assessment of a protective structure under an avalanche loading (dense snow avalanche) by using a mechanic-reliable model. First, vulnerability curves precise the damage and the obtention of limit states according to the hazard magnitude which corresponds here to a maximal pressure. Then, a reliability approach is performed in order to obtain fragility curves. These latter describe the failure probability of the structure according to a state of loading for many failure criteria. The Monte-Carlo and Kernel Smoothing methods are used to propagate uncertainties on material properties and to assess the failure probability.

**MOTS-CLÉS :** Structure, béton armé, avalanche, fiabilité

**KEYWORDS:** Avalanche defense structure, reinforced concrete, reliability

---

## 1. Nomenclature

$\epsilon_u^s$	déformation ultime de l'acier
$\epsilon_{uc}^c$	déformation ultime du béton en compression
$\epsilon_{ut}^c$	déformation ultime du béton en traction
$\nu^c$	coefficient de Poisson du béton
$\nu^s$	coefficient de Poisson de l'acier
$\rho^c$	masse volumique du béton
$\rho^s$	masse volumique de l'acier
$E_h^s$	module d'écroutissage de l'acier
$E_y^c$	module d'Young du béton
$E_y^s$	module d'Young de l'acier
$f_c^c$	contrainte limite du béton en compression
$f_t^c$	contrainte limite du béton en traction
$f_u^s$	contrainte limite ultime de l'acier
$f_y^s$	contrainte limite élastique de l'acier
$f_{cc}^c$	contrainte limite du béton en bi-compression

## 2. Introduction

Du fait du développement de l'urbanisme dans des zones exposées aux avalanches, les décideurs sont parfois amenés à mettre en place des ouvrages de protection paravalanches. Lors d'évènements extrêmes, il arrive malheureusement que de tels ouvrages soient détruits ou partiellement endommagés. Ce fut notamment le cas en 1999, ainsi qu'en 2006, dans la vallée de Chamonix. L'avalanche de Taconnaz a détruit une grande partie du dispositif de protection en place destiné à protéger un nombre important d'habitations du hameau de Taconnaz. Des dents déflectrices en béton armé, dont l'objectif était d'étaler les avalanches en amont de tas freineurs et d'une digue d'arrêt, ont ainsi été fortement endommagés (Berthet-Rimbaud et al., 2007). De façon à gérer au mieux le risque, généralement décrit comme une combinaison de l'aléa et de la vulnérabilité, à l'aval de tels ouvrages de protection, il est alors nécessaire d'évaluer la sécurité de ces ouvrages et de connaître précisément leur degré de fiabilité. Il est donc proposé ici une étude de fiabilité à l'aide d'un modèle mécano-fiabiliste en considérant un mur en forme de L en béton armé sollicité par une avalanche de neige dense. Cette structure représente de façon simplifiée une des dents déflectrices du dispositif paravalanche situé dans le couloir de Taconnaz. Tout d'abord, un modèle numérique déterministe a été développé pour simuler la réponse mécanique de la structure et évaluer son endommagement sous sollicitation avalancheuse. La méthode des éléments finis est utilisée avec l'aide du code de calculs Cast3M. Ce modèle permet l'évaluation de grandeurs non seulement globales telles que le déplacement de tout ou partie de la structure sous l'influence du chargement appliqué mais aussi de grandeurs locales telles que les contraintes ou déformations. Le modèle a été calé à partir des résultats d'un essai pushover réalisé en laboratoire sur un modèle réduit (échelle 1/6<sup>ème</sup>). Un signal de type avalancheux a ensuite été introduit dans le modèle

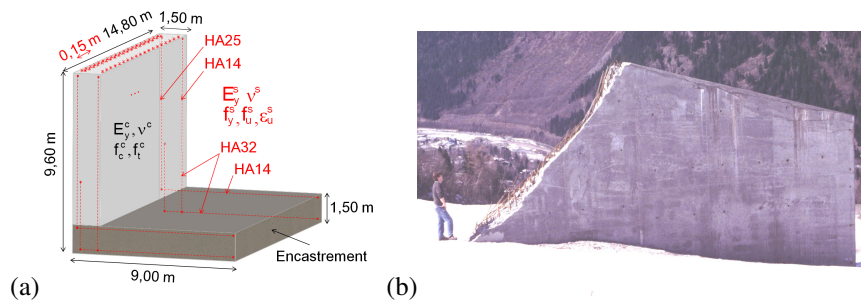
en vue d'étudier la réponse mécanique de la structure réelle. L'étude a montré que la réponse de la structure dans ce cas précis est quasi-statique (Ousset et al., 2013a,b). Dans la présente étude, des courbes de vulnérabilité décrivant l'évolution d'un indice de dommages en fonction de l'aléa avalancheux sont proposées pour différents degrés d'endommagement. Dans la mesure où l'objectif final est d'estimer la fiabilité de la structure sous sollicitation avalancheuse, un modèle probabiliste est ensuite proposé et des courbes de fragilité sont déterminées à l'aide d'un couplage des deux modèles mécanique et probabiliste. La méthode par simulations de Monte-Carlo est dans ce cas utilisée, ainsi que la méthode Kernel Smoothing. D'autres méthodes (Monte-Carlo améliorées ou méta-modèles) seront par la suite investiguées.

### 3. Méthodes

#### 3.1. Modèle déterministe

##### 3.1.1. Structure étudiée

La structure étudiée est un mur en L, constitué d'un voile et d'une semelle, de hauteur 9,60 m, longueur 14,80 m, largeur 9,00 m et épaisseur 1,50 m, comme présenté à la Figure 1a. 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 longueur.



**Figure 1.** Structure étudiée: (a) Structure modélisée (b) Dent de Taconnaz réelle partiellement détruite en 1999 (Photo F. Rapin - Irstea)

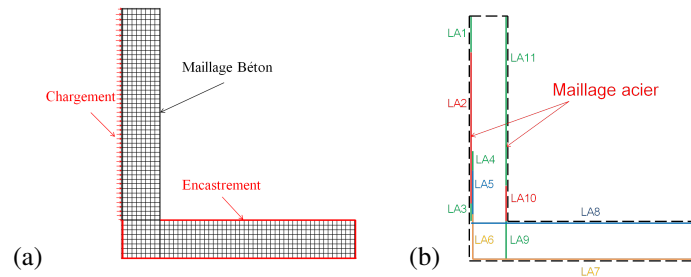
Cette structure est représentative des dents déflectrices (Figure 1b) du dispositif paravalanche situé dans le couloir avalancheux de Taconnaz, qui ont été endommagées lors des événements de 1999 et 2006 et dont l'objectif est de permettre l'étalement d'un écoulement avalancheux avant son ralentissement par des tas freineurs et son arrêt final en amont d'une digue frontale.

3.1.2. *Modèle éléments finis*

Pour investiguer la réponse mécanique de la structure étudiée, une modélisation bidimensionnelle aux éléments finis est menée à l'aide du code de calcul Cast3M (Millard, 1993).

## – Maillage

Le béton est modélisé à l'aide d'éléments QUA4 (quadrilatère à 4 noeuds) et les armatures à l'aide d'éléments SEG2 (éléments linéiques à 2 noeuds). Le maillage retenu pour le modèle numérique est présenté à la Figure 2.



**Figure 2.** Maillage de la structure : (a) béton, (b) acier et Conditions aux limites (a)

Pour le béton, chaque élément mesure approximativement 18 cm par 18 cm ce qui conduit à un maillage constitué de 57 éléments dans le sens de la hauteur (dont 10 pour la semelle et 3 de 3 cm de hauteur modélisant l'enrobage et l'espacement entre armatures) et 56 éléments dans le sens de la largeur (dont 11 pour l'épaisseur du voile et 4 de 3 cm de large). Au final, 1077 éléments constituent le maillage du béton.

Dénomination	Abscisse	Ordonnée	Type	Nombre	Surface en m <sup>2</sup>	Densité en m <sup>2</sup> /m
LA1	0,03	de 8,16 à 9,57	HA25	98	$4,8106.10^{-2}$	$3,2504.10^{-3}$
LA2	0,03	de 2,16 à 8,16	HA25	196	$9,6211.10^{-2}$	$6,5008.10^{-3}$
LA3	0,03	de 1,50 à 2,16	HA25	98	$4,8106.10^{-2}$	$3,2504.10^{-3}$
LA4	0,06	de 3,55 à 4,26	HA32	100	$8,0425.10^{-2}$	$5,4341.10^{-3}$
LA5	0,06	de 1,82 à 3,55	HA32	200	$1,60850.10^{-1}$	$1,08682.10^{-2}$
LA6	0,06	de 0,03 à 1,82	HA32	300	$2,41274.10^{-1}$	$1,63023.10^{-2}$
LA7	de 0,06 à 8,97	0,03	HA32	300	$2,41274.10^{-1}$	$1,63023.10^{-2}$
LA8	de 0,03 à 8,97	1,47	HA14	76	$1,1699.10^{-2}$	$0,7905.10^{-3}$
LA9	1,47	de 0,03 à 1,50	HA14	98	$1,5086.10^{-2}$	$1,0193.10^{-3}$
LA10	1,47	de 1,50 à 2,88	HA14	196	$3,0172.10^{-2}$	$2,0386.10^{-3}$
LA11	1,47	de 2,88 à 9,57	HA14	98	$1,5086.10^{-2}$	$1,0193.10^{-3}$

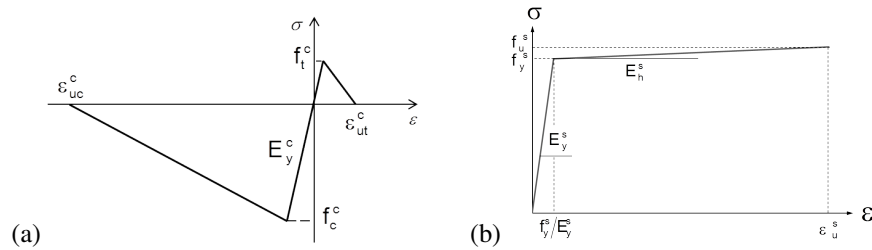
**Tableau 1.** Propriétés géométriques des armatures de la structure

En ce qui concerne l'acier, de façon à prendre en compte la répartition spatiale des armatures en 3D, la densité totale réelle d'armatures est conservée en introduisant dans le modèle pour chaque armature une section d'armature égale à la section réelle de chaque armature multipliée par le nombre d'armatures identiques présentes dans le sens de la longueur et divisée par cette longueur. Les dimensions réelles des armatures et les densités introduites dans le modèle sont présentées au tableau 1.

La structure est par ailleurs totalement encadrée au niveau de la semelle comme illustré à la Figure 2a.

– Lois de comportement

Le modèle de comportement retenu pour le béton est la loi béton en contraintes planes proposée par le CEA, dont le comportement uniaxial est présenté à la Figure 3a. Il s'agit d'un modèle purement élasto-plastique développé tout d'abord par (Nahas, 1986) et modifié ensuite par (Leprêtre et al., 1988). La surface limite est décrite par deux critères de plasticité : Rankine pour la fissuration en traction et Drucker-Prager en compression et bi-compression. L'écoulement plastique est associé et la règle d'écrouissage isotrope.



**Figure 3.** (a) *Loi Béton en contraintes planes développée par le CEA (Comportement uniaxial)* et (b) *Loi de comportement de l'acier*

Pour l'acier, une loi élasto-plastique linéaire avec écrouissage a été prise en compte (Figure 3b) et l'hypothèse d'une adhésion parfaite entre l'acier et le béton a été retenue.

– Caractéristiques des matériaux

Paramètre	Symbole	Valeurs expérimentales	Moyenne expérimentale	Valeur de calage retenue	Unité
Caractéristiques du béton					
Masse volumique	$\rho^c$	-	-	2500	kg/m <sup>3</sup>
Module d'Young	$E_y^c$	38842 et 38925	38884	38840	MPa
Coefficient de Poisson	$\nu^c$	0,18 et 0,3	0,24	0,2	-
Contrainte limite en compression	$f_c^c$	76 ; 77,4 ; 77,9 et 78,3	77,4	80	MPa
Contrainte limite en traction	$f_t^c$	6,5 et 6,8	6,65	5,5	MPa
Caractéristiques de l'acier					
Masse volumique	$\rho^s$	-	-	7500	kg/m <sup>3</sup>
Module d'Young	$E_y^s$	-	217000	217000	MPa
Coefficient de Poisson	$\nu^s$	-	0,3	0,3	-
Contrainte limite élastique	$f_y^s$	-	575	400	MPa
Contrainte limite ultime	$f_u^s$	-	620	445	MPa
Déformation ultime	$\epsilon_u^s$	-	0,037	0,037	-

**Tableau 2.** *Caractéristiques des matériaux composant la structure*

Le modèle numérique a été calé à partir des résultats d'un test pushover réalisé à l'échelle 1/6<sup>ème</sup> et présenté par (Berthet-Rambaud et al., 2007).

Les caractéristiques du béton retenues sont issues de tests de compression et de fendage réalisés le jour même de l'essai sur six éprouvettes cylindriques de 220 mm de long et 110 mm de diamètre. Des essais de traction ont également été menés afin de déterminer la loi de comportement de l'acier. Les résultats de ces tests sont présentés dans les colonnes 3 et 4 du Tableau 2.

Le calage du modèle numérique a conduit à dégrader certaines caractéristiques du béton et de l'acier par rapport à celles mesurées expérimentalement comme présenté au Tableau 2 Colonne 5. Les valeurs des contraintes limites élastique et ultime de l'acier ont dû être dégradées pour tenir compte du fait que l'hypothèse d'adhérence parfaite conduit à une sous-estimation des contraintes développées dans l'acier. *In fine*, un coefficient d'abattement de la contrainte limite élastique de l'acier est proposé et la contrainte limite ultime calculée en conservant la pente d'écrouissage obtenue expérimentalement (module d'écrouissage  $E_h^s$ ).

### 3.1.3. *Chargement appliqué*

Le chargement appliqué consiste en un champ de pression homogène appliqué sur la face amont du voile et sur toute sa hauteur à partir de la semelle (Figure 2a). Aucune variation spatiale de la sollicitation n'est prise en compte ; la pression est donc supposée constante le long de la direction verticale. Les travaux réalisés antérieurement (Ousset et al., 2013b) ont montré que la réponse de cette structure à une sollicitation avalancheuse de neige dense est quasi-statique. Cela s'explique par le fait que le temps caractéristique de la structure correspondant à l'inverse de la première fréquence propre (obtenu par analyse modale et égal ici à 0,07 s) est inférieur aux temps de chargement des avalanches de neige dense qui ont pu être observés *in-situ* (de l'ordre de quelques secondes). Le chargement pris en compte dans cette étude est donc de type pushover et les calculs sont menés dans des conditions quasi-statiques. Le chargement varie ainsi linéairement de façon croissante de 0 à la pression maximale souhaitée avec un pas de chargement de 350 Pa.

Le poids de la structure (égal à 9310 kN) est également intégré dans le modèle. En effet, même s'il est globalement négligeable comparé à l'effort généré par la plus forte sollicitation avalancheuse prise en compte dans la présente étude (pression de 350 kPa correspondant dans notre cas à un effort de 41960 kN), il ne l'est plus dans le cas de petites avalanches (20 kPa correspondant à un effort de 2400 kN).

## 3.2. *Modèle probabiliste*

### 3.2.1. *Approche probabiliste*

Cette approche doit nous permettre de déterminer la probabilité de défaillance de la structure en fonction de l'intensité de l'aléa soit ici la pression maximale observée au

sein d'une avalanche de neige dense. L'objectif est dans un premier temps de s'assurer de la stabilité de l'ouvrage pour une intensité d'avalanche donnée et de s'assurer ainsi de son bon fonctionnement par rapport à l'objectif auquel il est sensé répondre. Ce calcul de probabilité de défaillance en fonction de l'intensité de l'aléa, qui se traduit par la description de courbes de fragilité, pourra ensuite servir à des calculs de risque à l'aval des ouvrages de protection considérés.

Afin de calculer cette probabilité, la limite entre les deux domaines défaillant et non défaillant est décrite mathématiquement par la fonction de performance  $G(x)$  définie de telle sorte que  $G(x) > 0$  dans le domaine de sûreté et  $G(x) \leq 0$  dans le domaine de défaillance.

La probabilité de défaillance de la structure, définie ici comme étant la probabilité que la réponse de la structure dépasse une valeur seuil, est obtenue en intégrant sur le domaine de défaillance  $D_f$  la fonction de densité conjointe de probabilité  $f_X(x_1, x_2 \dots x_n)$  des variables aléatoires  $X_i$  :

$$P_f = P[G(x) \leq 0] = \int_{D_f} f_X(x_1, x_2 \dots x_n) dx_1 dx_2 \dots dx_n \quad [1]$$

L'outil retenu pour propager les incertitudes au niveau des variables d'entrée du modèle déterministe et calculer la probabilité de défaillance de la structure est le logiciel Openturns (PhiMeca, 2011) couplé à Cast3M à l'aide d'un wrapper.

### 3.2.2. Critères de défaillance

Deux critères de défaillance sont considérés dans cette étude, correspondant à deux modes de défaillance différents. Il s'agit de critères en résistance liés d'une part au béton (cas d'une rupture de la structure par atteinte de la limite en compression du béton) et d'autre part aux armatures (cas d'une rupture de la structure par plastification et atteinte de la limite ultime des armatures).

Ces critères locaux sont exprimés de la façon suivante :

$$G_1(X) = 0,95 f_c^c - \sigma_{max}^c \quad [2]$$

$$G_2(X) = 0,95 f_u^s - \sigma_{max}^s \quad [3]$$

où  $\sigma_{max}^c$  et  $\sigma_{max}^s$  désignent les valeurs maximales de contrainte observées en un point de Gauss respectivement du béton et de l'acier.

La valeur de 5 % retenue pour éviter la divergence du code aux éléments finis permet de largement exploiter la capacité de la structure. Un coefficient plus important conduirait à considérer la structure défaillante pour une intensité de l'aléa bien plus faible que celle conduisant réellement à la rupture. En effet, dans le cas de la structure nominale, la prise en compte des critères ci-dessus conduit à considérer la structure



défaillante pour une pression de 275 kPa au lieu de 280 kPa ; un coefficient de 10 % conduirait à une pression de défaillance de 220 kPa.

La probabilité de défaillance de la structure est calculée en prenant en compte simultanément, à l'aide du modèle mécanique, les deux critères de défaillance, le domaine de défaillance étant dans ce cas la réunion des deux domaines de défaillance décrits par les équations [2] et [3] :

$$D_f = D_f \{G_1(x) \leq 0\} \cup D_f \{G_2(x) \leq 0\} \quad [4]$$

### 3.2.3. Choix des variables aléatoires

Les incertitudes prises en compte dans la présente étude portent sur les propriétés mécaniques des matériaux. Ne sont pas considérées pour l'instant les incertitudes sur la géométrie de la structure (celle-ci étant relativement bien connue), le chargement et le modèle. En ce qui concerne la variable sollicitation, celle-ci est caractérisée dans le modèle mécanique proposé par deux paramètres : la pression au pic et le temps de chargement. La réponse de la structure étant considérée comme quasi-statique, elle ne dépend pas du paramètre temps et ne varie donc qu'en fonction d'un seul paramètre lié à la sollicitation : la pression au pic. Ce paramètre aurait pu être modélisé par une loi de probabilité déterminée à dire d'expert ou à partir des statistiques. Sachant que cette probabilisation est très délicate, le choix fait dans cet article est d'évaluer une probabilité de défaillance de la structure en fonction de la pression au pic (courbes de fragilité).

Ne sont pas non plus prises en compte les variations spatiales et temporelles des propriétés des matériaux ainsi que les variations spatiales de la la sollicitation, qui impliquent la définition de champs aléatoires.

Les incertitudes sur les caractéristiques matériaux sont de différentes natures. D'une part, les valeurs expérimentales retenues dans la présente étude ont été obtenues à partir d'échantillons prélevés lors de la réalisation d'un modèle réduit de la structure (Berthet-Rambaud et al., 2007) et non de la structure réelle, avec donc des préparations du béton sans doute différentes. D'autre part, de façon plus générale, les incertitudes peuvent être dues au fait que le béton est un matériau hétérogène (le comportement peut donc être différent d'un échantillon à l'autre) ou liées aux erreurs de mesures ou à des effets d'échelle (variations entre les propriétés du béton mesurées au niveau d'une éprouvette et celles réelles de la structure).

#### – Béton

Parmi les paramètres permettant de décrire le modèle de béton retenu, certains (comme  $\rho^c$  et  $\nu^c$ ) ont une faible influence sur la réponse de la structure et sont donc considérés dans la suite comme déterministes. (Mirza et al., 1979) adopte une loi normale pour  $E_y^c$  avec un coefficient de variation de 0,08 à 0,10 et (MacGregor et al., 1983) propose une distribution normale avec un coefficient de variation de 0,18 pour  $f_c^c$ . Quant aux autres paramètres, ils sont dépendants de  $f_c^c$  et  $E_y^c$ . Leurs valeurs sont

calculées dans le modèle probabiliste à l'aide des relations suivantes : la valeur de la limite en traction du béton est estimée selon la formule  $f_t^c = 0,3 f_c^{c\ 2/3}$  préconisée dans l'Eurocode 2 (CEN, 2005) ; la limite en bi-compression du béton est prise égale à  $f_{cc}^c = 1,16 f_c^c$  et les déformations ultimes en compression et en traction sont calculées suivant les formules :  $\epsilon_{uc}^c = 10 f_c^c / E_y^c$  et  $\epsilon_{ut}^c = 3 f_t^c / E_y^c$ .

– Acier

Comme pour le béton, la masse volumique et le coefficient de Poisson de l'acier sont ici considérées comme déterministes. D'après (Mirza and MacGregor, 1979), le coefficient de variation du module d'Young de l'acier est très faible (égal à 0,033) ; ce paramètre peut donc aussi être considéré comme déterministe. A contrario, pour la limite plastique de l'acier, (MacGregor et al., 1983) propose un coefficient de variation de 0,08 - 0,11 et plusieurs types de distribution possibles : normale, lognormale ou beta et selon (Siviero and Russo, 1993), le coefficient de variation de  $\epsilon_u^c$  peut être pris égal à 0,05 - 0,10. Connaissant le point de plastification de l'acier (déterminé par  $f_y^s$  et  $E_y^s$ ) et la déformation ultime, la contrainte limite ultime est calculée selon :  $f_u^s = f_y^s + E_h^s (\epsilon_u^s - \frac{f_y^s}{E_y^s})$  avec  $E_h^s$  considéré comme déterministe et égal à 1310 MPa (valeur expérimentale).

Le tableau 3 décrit l'ensemble des variables aléatoires du modèle probabiliste ainsi que leurs lois de distribution, moyenne et coefficient de variation. En définitive, les lois de distribution sont choisies comme préconisées par (JCSS, 2002), les moyennes prises égales aux valeurs expérimentales présentées au tableau 2 colonne 4 et les coefficients de variation retenus sur la base des références bibliographiques citées dans le tableau.

Paramètre	Symbole	Distribution	Moyenne	Coefficient de variation	Référence
Module d'Young du béton	$E_y^c$	Lognormale	38840 MPa	0,10	(Mirza et al., 1979)
Limite en compression du béton	$f_c^c$	Lognormale	80 MPa	0,18	(MacGregor et al., 1983)
Limite élastique de l'acier	$f_y^s$	Normale	575 MPa	0,10	(MacGregor et al., 1983)
Déformation ultime de l'acier	$\epsilon_u^s$	Normale	0,037	0,10	(Siviero and Russo, 1993)

**Tableau 3.** Variables aléatoires considérées et leurs caractéristiques statistiques

### 3.2.4. Méthodes de calcul

Deux méthodes de calcul de la probabilité de défaillance de la structure sont utilisées dans cette étude.

La première est basée sur une analyse de la distribution de sortie du modèle probabiliste. Pour chaque tirage aléatoire est alors calculée la pression maximale conduisant à la défaillance de la structure. A partir du vecteur de pressions ainsi obtenu, la mé-

thode Kernel Smoothing permet d'estimer *in fine* la densité de probabilité ainsi que la fonction de répartition des pressions conduisant à la défaillance, par une technique d'interpolation lisse des histogrammes.

La seconde méthode est basée sur une analyse de probabilité de dépassement de valeurs seuils. Du fait de la nécessité de prendre en compte de façon simultanée deux modes de défaillance, les méthodes de calcul de probabilité de défaillance par approximations (telles que SORM, FORM...) ne sont pas adaptées. C'est la raison pour laquelle la méthode par simulations de Monte-Carlo est dans le cas présent privilégiée pour le calcul de la probabilité de défaillance de la structure.

### 3.3. *Vulnérabilité de la structure*

Deux approches différentes de l'étude de la vulnérabilité de la structure sont proposées ici qui se distinguent par leur caractère dans un cas déterministe et dans l'autre probabiliste.

#### – Courbes de vulnérabilité

Une courbe de vulnérabilité décrit la variation d'un indice de dommage (ID) en fonction de l'intensité de l'aléa de chargement et est établie de façon déterministe (sans prise en compte du caractère aléatoire des caractéristiques matériaux). Une telle courbe est croissante entre 0 (pour une structure non endommagée avec des déformations au sein de la structure élastiques) et 1 (pour une structure considérée comme détruite) et est obtenue en faisant varier la pression maximale appliquée. L'indice de dommage proposé ici est de type global et défini comme étant le rapport entre le déplacement maximal observé pour une intensité d'aléa donnée et le déplacement ultime à la rupture. L'avantage de telles courbes est de pouvoir décrire l'évolution de l'endommagement en fonction de la pression appliquée tout au long du chargement pushover.

#### – Courbes de fragilité

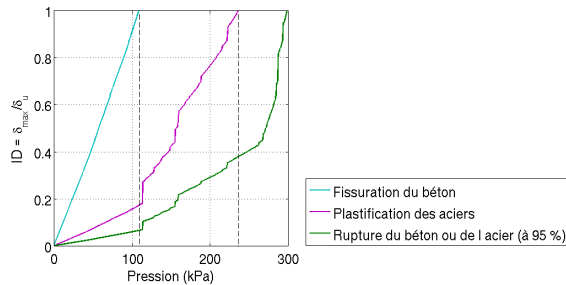
Une courbe de fragilité décrit la probabilité de défaillance de la structure en fonction de l'intensité de l'aléa naturel auquel elle est exposée. Quand la structure n'est pas endommagée, la probabilité de défaillance est égale à 0. La probabilité de défaillance de 1 correspond quant à elle à la ruine de la structure. Une telle courbe est obtenue en faisant varier la valeur de pression maximale et en calculant pour chaque pression donnée, à l'aide du couplage mécano-fiabiliste et en prenant en compte les incertitudes portant sur diverses variables aléatoires, la probabilité de défaillance de la structure.

## 4. Résultats

### 4.1. *Courbes de vulnérabilité*

Plusieurs courbes de vulnérabilité, présentées à la Figure 4, ont été établies à l'aide du modèle mécanique et de simulations pushover pour différents états limites :

- atteinte de la limite élastique du béton ;
- début de plastification des aciers ;
- atteinte de 95 % de la limite en compression du béton ou de la limite ultime de l'acier.

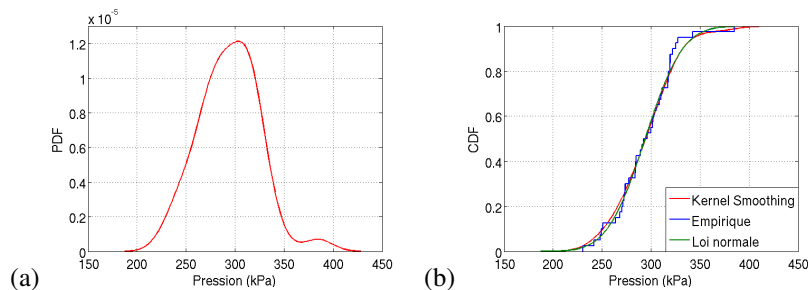


**Figure 4.** Courbes de vulnérabilité obtenues pour différents états limites

## 4.2. Courbes de fragilité

Un calcul aux éléments finis, pour un jeu de variables aléatoires donné, durant entre 15 et 30 minutes selon les valeurs de ces variables, le calcul de probabilité a été mené en ne considérant dans un premier temps que 3 variables aléatoires :  $f_c^c$ ,  $f_y^s$  et  $\epsilon_u^s$  afin de réduire le nombre de simulations et donc les temps de calcul.

### 4.2.1. Méthode Kernel Smoothing



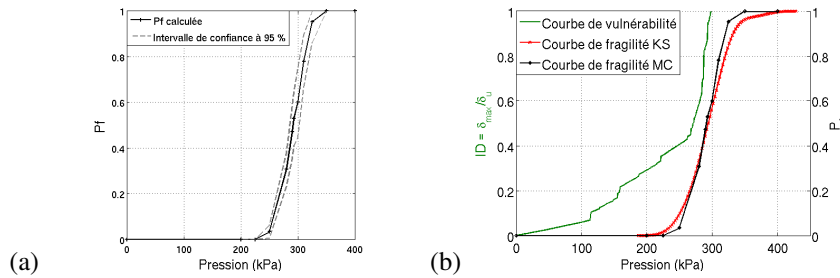
**Figure 5.** (a) Densité de probabilité de défaillance obtenue par la méthode Kernel Smoothing sur la base de 40 calculs aux EF et (b) Fonction de répartition correspondante comparée à celles obtenues empiriquement et par une approximation loi normale

La méthode Kernel Smoothing permet d'obtenir la fonction de distribution des pressions conduisant à la rupture (Figure 5a). La courbe de fragilité présentée à la Figure 5b est ensuite obtenue par intégration de la densité de probabilité. Cette courbe

est comparée aux fonctions de répartition obtenues empiriquement et par approximation selon une loi normale. Les résultats obtenus sont relativement similaires, excepté lorsque la probabilité de défaillance se rapproche de 1. L'écart observé s'explique vraisemblablement par le nombre insuffisant de simulations réalisées, limité à 40 pour des raisons de divergences du code de calculs non encore résolues. Ce nombre sera ultérieurement augmenté de façon à améliorer les queues de distribution.

#### 4.2.2. Méthode Monte-Carlo

Le résultat obtenu par la méthode de dépassement de seuil est présenté à la Figure 6a sous forme de courbe de fragilité. Le nombre de simulations réalisées est cette fois-ci déterminé de façon à obtenir un intervalle de confiance à 95 % satisfaisant.



**Figure 6.** (a) Courbe de fragilité obtenue par la méthode Monte-Carlo à partir de 756 calculs aux EF et (b) Estimation de la vulnérabilité de la structure selon différentes méthodes de calcul

L'ensemble des courbes obtenues présentées en synthèse à la Figure 6b permettent d'approcher la vulnérabilité de la structure suivant la pression avalancheuse appliquée. Alors que la courbe de vulnérabilité permet de suivre l'évolution de l'endommagement de la structure tout au long du chargement appliqué sans prendre en compte les incertitudes portant sur les caractéristiques des matériaux, les courbes de fragilité décrivent uniquement la défaillance finale de la structure en prenant cette fois en compte le caractère aléatoire des propriétés matériaux.

## 5. Conclusion

Dans le but d'étudier le comportement et la stabilité d'une structure de protection paravalanche, une étude fiabiliste est proposée. Un modèle mécanique basé sur la méthode des éléments finis est utilisé pour simuler la réponse mécanique de la structure et évaluer son endommagement sous sollicitation avalancheuse. Un modèle fiabiliste couplé au modèle déterministe permet ensuite le calcul de probabilité de défaillance de la structure en prenant en compte les incertitudes liées aux caractéristiques des matériaux. Des courbes de fragilité sont ainsi établies qui pourront *in fine* être utilisées à des fins d'analyse de risque. Le risque de défaillance de la structure sera dans ce

cas obtenu en croisant d'une part la vulnérabilité de la structure exprimée sous forme de probabilité de défaillance et d'autre part l'intensité de l'aléa exprimée sous forme de fréquence de retour de l'aléa. La prise en compte d'autres sources d'incertitudes comme celles liées par exemple au taux d'acier ou au modèle mécanique mais aussi à la sollicitation (modélisation probabiliste de la pression au pic et prise en compte de la répartition spatiale de la sollicitation et des incertitudes qui lui sont liées) constitue des perspectives à ce travail. D'autres méthodes de calcul de probabilité telles que les méthodes de Monte-Carlo améliorées ou encore les métamodèles (chaos polynomial par exemple) seront testés afin de réduire les temps de calcul de probabilité.

## 6. Bibliographie

- Berthet-Rambaud P., Limam A., Roenelle P., Rapin F., Tacnet J.-M., « Avalanche action on rigid structures: Back-analysis of Tacconnaz deflective wall's collapse in February 1999 », *Cold Regions Science and Technology*, vol. 47, 2007, p. 16-31.
- CEN, *Eurocode 2: Design of concrete structures - Part 1-1: General rules and rules for buildings*, BSI, 2005.
- JCSS, « Probabilistic Model Code - Part III », rapport, 2002, Joint Committee for Structural Safety.
- Leprêtre C., Millard A., Combescure A., Jamet P., « Calcul à la ruine des structures en béton armé - Mise au point d'un modèle béton en contraintes planes », Rapport n° DEMA 88/330, 1988, Commissariat à l'Énergie Atomique, Saclay.
- MacGregor J., Mirza S., Ellingwood B., « Statistical analysis of resistance of reinforced and prestressed concrete members », *ACI Journal*, vol. 80, 1983, p. 167-176.
- Millard A., « CASTEM 2000, Manuel d'utilisation », Rapport n° CEA-LAMBS 93/007, 1993, Commissariat à l'Énergie Atomique, Saclay, [www-cast3m.cea.fr](http://www-cast3m.cea.fr).
- Mirza S., Hatzinikolas M., MacGregor J., « Statistical descriptions of the strength of concrete », *Journal of the Structural Division*, vol. 105, 1979, p. 1021-1037.
- Mirza S., MacGregor J., « Variability of mechanical properties of reinforcing bars », *Journal of the Structural Division*, vol. 105, 1979, p. 921-937.
- Nahas G., « Calcul à la ruine des structures en béton armé », PhD thesis, Université des Sciences Appliquées, Paris VI, 1986.
- Ousset I., Bertrand D., Brun M., Limam A., Naaïm M., « Approche expérimentale et numérique pour l'étude de la vulnérabilité d'une structure en béton armé sollicitée par une avalanche de neige », *Rencontres universitaires de l'Association Universitaire de Génie Civil*, Cachan, France, 29-31 mai 2013.

Ousset I., Bertrand D., Brun M., Limam A., Naaïm M., « Vulnerability of a reinforced concrete wall loaded by a snow avalanche: experimental testing and FEM analysis », *International Snow Science Workshop*, Grenoble-Chamonix Mont-Blanc, France, 7-11 october 2013.

PhiMeca EADS E., « Open TURNS version 0.15 - Reference guide », rapport, 2011, Electricité de France and European Aeronautic Defence and Space.

Siviero E., Russo S., « Ductility requirements for reinforcement steel », *CEB Bulletin d'information n°218 - Lausanne*, vol. 21, 1993.