



HAL
open science

Action des avalanches sur les ouvrages de génie civil Pratiques et connaissances actuelles, lacunes et enjeux associés

Jean-marc Tacnet, Philippe Berthet-rambaud, Ali Limam, Emmanuel Thibert, Didier Richard, Mohamed Naaim, Pascal Perrotin, Jean Tonello

► **To cite this version:**

Jean-marc Tacnet, Philippe Berthet-rambaud, Ali Limam, Emmanuel Thibert, Didier Richard, et al.. Action des avalanches sur les ouvrages de génie civil Pratiques et connaissances actuelles, lacunes et enjeux associés. [Rapport de recherche] Cemagref; Université de Savoie; Insa Lyon; Tonello I.C. 2010. hal-01809538

HAL Id: hal-01809538

<https://hal.science/hal-01809538v1>

Submitted on 6 Jun 2018

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.



TONELLO
Ingénieurs-Conseils

Action des avalanches sur les ouvrages de génie civil

Pratiques et connaissances actuelles, lacunes et enjeux associés

Version définitive - décembre 2010

Jean-Marc Tacnet (coord.)* , Philippe Berthet-Rambaud (coord.)**, Ali Limam***, Emmanuel Thibert* , Didier Richard* , Mohamed Naaim* , Pascal Perrotin⁺⁺⁺ , Jean Tonello⁺⁺

* Cemagref – unité ETNA (Erosion Torrentielle Neige Avalanches) – 2, rue de la papèterie B.P. 76 38402 SAINT-MARTIN D'HERES Cedex

** ex : Laboratoire Régional des Ponts & Chaussées, CETE, 25 avenue François Mitterrand, Case n°1, 69674 BRON Cedex actuellement : MND Engineering Parc d'Activités ALPESPACE 74, Voie Magellan 73800 SAINTE HELENE DU LAC

*** INSA -Unité de Recherche Génie Civil (URGC) - INSA Lyon – 20, Avenue Albert Einstein – 69621 VILLEURBANNE Cedex

⁺⁺⁺ Polytech'Savoie (LOCIE Laboratoire Optimisation de la Conception et Ingénierie de l'Environnement. Domaine de Savoie Technolac 73376 LE BOURGET DU LAC CEDEX

⁺⁺Ex - Bureau d'études Tonello Ingénieurs Conseils 33, Boulevard Domenget B.P.233 73102 AIX-LES -BAINS

Maîtrise d'ouvrage

Direction Régionale
de l'Environnement, de l'Aménagement et du
Logement Rhône-Alpes
(DREAL, ex-DIREN - Rhône-Alpes)

représentée par Philippe
RAVIOL (ex-chargé de mission
Risques Naturels)



Table des matières

1	Introduction	10
1.1	Problématique générale.....	10
1.2	Quel est l'objectif d'un tel document ?	10
1.3	A qui s'adresse ce document ?	11
1.4	Plan du document	12
2	Du phénomène à la protection : la situation	
actuelle	13
2.1	Les types d'avalanches	13
2.2	Les avalanches et l'occupation humaine : un risque	
augmenté	14
2.2.1	Prévenir le risque : mesures	
	structurelles et non structurelles	15
2.2.2	La défense passive et les ouvrages	
rigides		16
2.2.2.1	Les moyens de protection	16
2.2.2.2	Les ouvrages rigides	16
2.3	Construire paravalanche : état actuel des pratiques et	
enjeux associés.....	17
2.3.1	Ouvrages de protection : conception	
et dimensionnement	17
2.3.1.1	De l'expertise à l'ouvrage : dans les	
faits		17
2.3.1.2	Points clés et incertitudes relatives à	
la conception des ouvrages de protection		18
2.3.1.3	La conception des ouvrages repose	
sur deux volets fonctionnel et structurel.....		20
2.3.2	Bâtiments et enjeux.....	20
3	Des lacunes révélées par deux évènements	
majeurs	21	
3.1	Le choc de l'année 1999	21
3.2	L'avalanche de Montroc - 9 février 1999	23
3.2.1	Description de l'évènement	23

3.2.2	Les enseignements à tirer	24
3.3	L'avalanche de Taconnaz – 11 février 1999	25
3.3.1	L'événement.....	25
3.3.2	L'expertise des dommages structurels	28
3.3.3	Deux scénarios de rupture et ... quelques lacunes structurelles	33
3.4	En résumé... Des lacunes qui peuvent affecter l'efficacité des mesures de prévention	35
4	Une sollicitation avalancheuse mal connue et mal utilisée	36
4.1	Les implications de la (mé)connaissance de la sollicitation avalancheuse.....	36
4.1.1	Du point de vue structurel	36
4.1.2	Du point de vue non structurel	36
4.2	La sollicitation avalancheuse : état des connaissances actuelles et lacunes.....	40
4.2.1.1	Pression dans les avalanches.....	40
4.2.1.1.1	Pression de l'écoulement libre	41
4.2.1.1.2	Pressions sur un obstacle	42
4.2.2	Maximum de pression	43
4.2.3	Répartition spatiale de la sollicitation avalancheuse	43
4.2.4	Evolution temporelle de la sollicitation avalancheuse	45
4.3	Comportement des ouvrages sollicités en dynamique : état des connaissances actuelles.....	46
5	Etape clé n°1 : Améliorer la définition et l'évaluation de la sollicitation avalancheuse	53
5.1	Nécessité et proposition d'approches complémentaires.....	53
5.2	Du point de vue structurel, des travaux en cours	55
5.3	De la sollicitation réelle idéale à des scénarios adaptés	59

5.4	Quels liens avec la délimitation des zones bleues des P.P.R. ?	61
6	Etape clé n°2 : Concevoir et dimensionner les ouvrages avec des outils et des méthodes adaptés	62
6.1	Phases de conception	62
6.1.1	Choisir le matériau : pourquoi le béton armé reste utile (nécessaire) ?	62
6.1.2	Adapter la stratégie et les moyens de calcul	63
6.2	Modéliser les structures : exemple des dents de Taconnaz	65
6.2.1	Le modèle numérique	65
6.2.2	Évaluation de la capacité résistante statique effective	65
6.2.3	Sollicitation dynamique : influence de la vitesse de sollicitation	67
6.2.4	Prise en compte et influence de l'impact d'un bloc rocheux	69
6.2.5	Bilan	69
6.3	Mieux connaître et exploiter les capacités du matériau : exemple des galeries pare-blocs structurellement dissipantes (PSD)	70
6.3.1	Présentation des galeries pare-blocs structurellement dissipantes (PSD)	70
6.3.2	Modèle simplifié de calcul sous effort dynamique	72
6.3.3	Comportement réel d'une structure : l'apport de l'expérimentation	73
6.3.3.1	Test T1 : impact « courant » à 67 kJ	74
6.3.3.2	Test T5 : impact « exceptionnel » sur une zone endommagée	75
6.3.3.3	Comparaison avec le modèle de Tonello	77
6.3.4	Conclusion	77
7	Etape clé n°3 : réaliser des ouvrages résistants	77
7.1	Dispositions constructives particulières pour les ouvrages neufs	77

7.2	Réparations en cas de pathologie	79
7.2.1	Améliorer la stabilité externe	80
7.2.2	Améliorer la stabilité interne	81
8	Perspectives et propositions opérationnelles.....	82
9	Conclusion.....	87
10	Les auteurs	88
11	Bibliographie	90

AVERTISSEMENT

Les idées développées dans ce rapport sont celles des auteurs et pas nécessairement celles des institutions et organismes auxquels ils appartiennent

Figures

Figure 1 : Dépôts d'avalanches de neige humide (Cemagref).....	13
Figure 2 : Avalanche aérosol, versant nord du K2 en Himalaya (Cemagref, P. Beghin).....	14
Figure 3 : La place des mesures structurelles et non structurelles dans le processus de prévention des risques naturels (Tacnet, Burnet 2005).....	15
Figure 4 : La démarche de conception théorique d'un ouvrage de protection ou d'une structure exposée à une avalanche	18
Figure 5 : Deux modes de rupture possibles d'un ouvrage : notion de défauts de stabilité externe et interne	19
Figure 6 : Volets fonctionnel et structurel de la conception d'un ouvrage de protection.....	20
Figure 7 : Victimes des avalanches dans les pays de l'arc alpin entre 1997 et 2002 et bilan de la crue avalancheuse de février 1999 en Europe (EEA, 2003).....	22
Figure 8 : Maison balayée à Montroc – P. B-R	25
Figure 9 : Mur en béton globalement intègre mais basculé et déplacé faute d'appuis suffisants (défaut de stabilité externe).....	25
Figure 10 : Le dispositif de Taconnaz sous l'assaut des avalanches (Cemagref).....	26
Figure 11 : Géométrie et profil de la pression normale de dimensionnement	28
Figure 12 : Numérotation des dents défectives de Taconnaz.....	28
Figure 13 : Dent amont (9) et son coin arraché, vue latérale et aval (PBR)	29
Figure 14 : Béton d'enrobage arraché et armatures peignées (PBR) dent n°9	29
Figure 15 : Coins arrachés, des dents n°9 (a) et n°11 (b) (PBR) et fossé créé à l'amont par le recul de la dent n°11 (c) (F. Rapin).....	30
Figure 16 : Vue amont des dents n°9 (a) et n°11 (b) (F. Rapin Cemagref)	31
Figure 17 : Empreinte d'armature et granulats rompus dans les zones de fracture, prélèvement de béton.....	32
Figure 18 : Bloc de rocher de plusieurs m ³ transporté par l'avalanche et situé juste à l'aval de la dent n°9	33
Figure 19 : Destructures dues à l'avalanche du 5 avril 2006.....	34
Figure 20 : Méthodologie de raisonnement pour la détermination du niveau d'aléa (puis du risque) (Tacnet et al., 2005)	38
Figure 21 : Détermination de l'intensité de l'aléa – écart entre un cheminement théorique et une approche opérationnelle (Tacnet et al., 2005)	39
Figure 22 : La problématique du concepteur d'ouvrages : Les éléments caractéristiques de la sollicitation dynamique	40
Figure 23 : Schéma récapitulatif : détail de la structure verticale d'un écoulement avalancheux et ordre de grandeur des pressions correspondantes (N et M de 1 à 10)	44
Figure 24 : Enregistrement temporel type de la pression générée par une avalanche (Schaerer et Salway, 1980).....	45
Figure 25 : Echelles d'approche du phénomène.....	55
Figure 26 : Principe expérimental général.....	56
Figure 27 : Structure plaque en position basse sur le site du Lautaret. Les numéros indiquent la localisation des mesures de déformation de l'ouvrage.....	57

Figure 28 : Zone morte d'accumulation sur la plaque	58
Figure 29 : Sollicitation avalancheuse correspondent à l'avalanche du 15 février 2007 sur le site du Lautaret obtenue par analyse inverse des déformations ponctuelles de la structure (pression mesurée) et calculées (approche hydrodynamique). D'après Thibert et al., 2008 (avec modifications)	58
Figure 30 : Proposition d'un profil temporel type de pression	60
Figure 31 : Répartition et diffusion des efforts sur un bâtiment (Rapin 2000) repris dans le guide PPR avalanches (MEDAD, 2005).....	61
Figure 32 : Les ouvrages (fins) en béton armé peuvent avoir des spécificités fonctionnelles originales : un rôle de déviation et une réduction de section plus faible	63
Figure 33 : Adaptation et préconisations de stratégie de calcul et de modes de réalisation dans le cas d'ouvrages soumis à des impacts d'avalanche.....	64
Figure 34 : Maillage tridimensionnel de la dent.....	65
Figure 35 : Armatures ayant atteint 90% de leur limite élastique pour la dent sans appui soumise à une pression statique uniforme de 190 kPa.....	66
Figure 36 : Endommagement de traction en face amont de la dent n°11 appuyée sur son massif et sous une pression statique uniforme de 330 kPa.	66
Figure 37 : Profil temporel type d'application de la pression avalancheuse	67
Figure 38 : Contrainte maximale dans les armatures en fonction du temps de montée t_0 au palier de 190 kPa	67
Figure 39 : Déplacement en tête de mur sous chargement cyclique (cycle montée+palier+décharge de 0.5s)	68
Figure 40 : Déplacement en tête de mur sous chargement cyclique (montée en pression inférieure à la valeur d'initiation de la rupture et décharge brutale) et endommagement en pied aval de mur au bout de 2 cycles.	69
Figure 41 : Bloc transporté par une avalanche sur le site de Tacconnaz et exemple d'impact.....	69
Figure 42 : pare-blocs de conception classique (Val d'Arly - Savoie).....	70
Figure 43 : Pare-blocs Structurellement Dissipant (PSD) des Essariaux (Val d'Arly - Savoie)	71
Figure 44: modèle simplifié (développé par Jean Tonello)	72
Figure 45 : vue générale de la dalle d'essai.....	74
Figure 46 : coupe dans le sens transversal de la dalle d'essai.....	74
Figure 47 : Déformations permanentes dues à la non re-fermeture des fissures.....	75
Figure 48 : déformations maximales d'une armature inférieure (dans le sens transversal) au niveau de la zone d'impact pour le test T1 (Delhomme,2005)	75
Figure 49 : distribution des moments fléchissant le long d'une poutre lors d'un impact.....	76
Figure 50 : signaux des jauges de déformation et du capteur LVDT I sous le point d'impact – Test T5 (Delhomme,2005).....	76
Figure 51 : Préconisations de répartition et de taux de ferrailage adaptés au cas des ouvrages soumis à impact	78
Figure 52 : exemple de recommandations de dispositions constructives pour la semelle d'un ouvrage en béton armé	79
Figure 53 : Exemple de dispositions constructives de ferrailage d'un voile en béton armé adapté au contexte de sollicitation dynamique	79
Figure 54 : les étapes incontournables d'une analyse de pathologies d'ouvrages existants	80
Figure 55 : amélioration de la résistance au glissement et répartition des contraintes en fondation ...	81

Figure 56 : Amélioration de la stabilité externe par lest des fondations (avantages et limites)	81
Figure 57 : Renforcement global d'une structure par augmentation de la résistance à la flexion et à l'effort tranchant.....	82
Figure 58 : Renforcement de la résistance à l'effort tranchant	82

Tableaux

Tableau 1 : Identification des échantillons d'armatures prélevés sur les dents n°9 et n°11 de Taconnaz	32
Tableau 2 : Résultats des tests de traction d'armatures prélevées sur les dents n°9 et n°11 de Taconnaz (Re : résistance à 0.2% d'allongement – limite élastique, Rm : résistance à la rupture, Agt : allongement à la rupture	32
Tableau 3 : essais T1 et T5.....	73
Tableau 4 : caractéristiques dynamiques du béton et des armatures	75
Tableau 5 : déplacements maximaux de la dalle donnés avec le modèle développé et avec le modèle de Tonello.....	77

Résumé

La protection contre les avalanches est un enjeu important pour la sécurité des infrastructures, des bâtiments et des personnes en zone de montagne. Si les effets destructeurs des avalanches sont bien connus, la quantification des actions qu'elles exercent sur une structure de génie civil reste par contre très imparfaite.

Ce document propose tout d'abord une synthèse accessible des principes relatifs au comportement de structures sollicitées de manière dynamique. Des travaux basés sur l'analyse du comportement réel de structures impactées par des avalanches sont présentés. Ils correspondent à deux volets méthodologiques : l'analyse en retour de pathologies observées servant de base à une modélisation numérique et l'expérimentation in situ sur des ouvrages-captifs exposés aux avalanches. Cette approche est originale et complémentaire par rapport à la majorité des travaux plus classiques visant à estimer des niveaux de pression dans le cadre de la mécanique des fluides. La connaissance de la pression exercée par l'avalanche peut être insuffisante pour décrire et prendre en compte l'action dynamique d'une avalanche et pour expliquer les pathologies observées et concevoir des structures résistantes.

Dans un second temps, les méthodes de conception actuelle sont discutées notamment au travers des limites d'un dimensionnement basé sur une hypothèse d'actions statiques et ce malgré le choix de niveau de pression correspondant à un contexte dynamique. En termes de réalisation, des dispositions constructives simples et des solutions technologiques plus innovantes existent pour concevoir des ouvrages de protection résistants ou réduire la vulnérabilité d'enjeux exposés. Les principes de la démarche d'ingénierie sont décrits.

Les conséquences et applications potentielles de ces travaux sont discutées. Elles concernent à la fois les mesures de prévention structurelle basées sur la construction d'ouvrages mais aussi les mesures dites non structurelles telles que le contrôle de l'aménagement par le biais du zonage. Enfin, des propositions et des perspectives opérationnelles sont proposées pour permettre d'améliorer la prise en compte des actions dynamiques sur les ouvrages et la gestion des retours d'expérience associés aux cas de défaillance et d'endommagement observés.

Mots clés : risques naturels, avalanche, impact, génie civil, chargement dynamique, prévention

Remerciements

Les auteurs tiennent à remercier le SIVOM de la Haute-Vallée de l'Arve et particulièrement, M. Pierre PORTIER ainsi que les représentants de la commune de Chamonix en la personne de M. Bonino pour leur soutien lors du montage du projet scientifique PRANE.

1 INTRODUCTION

1.1 Problématique générale

Si les phénomènes liés aux manifestations de la nature ont toujours engendré fascination et parfois même terreur chez l'homme, ce dernier a rapidement appris à les apprivoiser ou le cas échéant à composer avec. Aux connaissances d'abord limitées et même à l'intuition empirique, le XX^{ème} siècle a ensuite apporté une consistance plus scientifique, notamment basée sur les avancées en mécanique et dans le domaine des géosciences. En premier lieu, notamment dans le cas des avalanches, ces développements se sont ainsi focalisés sur le phénomène lui-même, de son initiation à son arrêt en passant par sa propagation pour mieux en comprendre le fonctionnement intrinsèque. Or, si cela permet notamment d'apporter des éléments à la question de l'occurrence spatiale et temporelle de l'aléa, ces connaissances ont laissé presque sans réponse le second grand problème lié à la gestion des risques naturels : quid de l'interaction du phénomène avec les enjeux de notre société ? Cette question rejoint celles sur la notion de vulnérabilité et ses multiples composantes notamment économiques, humaines, sociales (Penel et Marco, 1991) (Manche 2000). L'aspect envisagé dans ce document concerne exclusivement la vulnérabilité dite « structurelle » dont on verra qu'elle est un maillon cruciale de la protection : quel est le niveau potentiel de dommages d'un enjeu, structure physique type ouvrages, bâtiments..., impacté par une avalanche ? Dans ce cadre, la détermination des efforts exercés par une avalanche et la connaissance du comportement mécanique sont essentielles, aussi bien pour la conception de mesures structurelles telles que des ouvrages de protection que pour les mesures non structurelles telles que le zonage, touchant ainsi deux des principaux volets de la prévention.

Dans tous les cas, à la fois pour les ouvrages existants et pour les ouvrages projetés, personne ne peut prétendre que la sécurité est complètement menacée dans les pratiques actuelles : d'une part et malgré leurs lacunes dans la démarche globale, les règlements de calcul intègrent différents coefficients de sécurité en général suffisants pour s'octroyer une marge minimum. D'autre part, la définition de l'événement de référence par les experts intègre souvent de manière implicite un facteur d'incertitude. Bref et dans la majorité des cas, la fonction première des ouvrages de protection n'est pas remise en doute. Au contraire, les bilans menés quant à l'efficacité globale des moyens de protection montrent même de sérieux progrès lors des dernières décennies (Jamieson et Stethem 2002) (ANENA 2001).

Pour autant, il existe aujourd'hui des pistes de progrès importants qu'il s'agit d'aborder ici notamment sous l'angle du génie-civil.

1.2 Quel est l'objectif d'un tel document ?

Des travaux financés notamment dans le cadre du projet PRANE (ouvrages de Protection soumis à l'Action de la Neige ; Berthet-Rambaud et al., 2004) du Réseau Génie Civil et Urbain (RGCU) ont amélioré la connaissance de l'interaction entre un phénomène gravitaire rapide tel qu'une avalanche et des structures rigides. Quelques années après le démarrage de ces travaux, les différents partenaires du projet font le constat que les travaux et les résultats de recherche obtenus et publiés dans des revues scientifiques ne permettent pas de répondre directement aux besoins des maîtres d'ouvrages, ni de faire comprendre facilement les problématiques et enjeux associés au comportement d'ouvrages soumis à des sollicitations dynamiques.

Est-ce qu'un ouvrage en béton armé présente un intérêt pour se protéger contre une avalanche ? Est-ce que les matériaux se comportent tous de la même façon en cas de chocs ? Comment se calcule un ouvrage soumis à un impact ? Est-ce qu'on sait les réaliser ? Autant de questions auxquelles cette synthèse essaie d'apporter quelques éléments de réponse.

Pour y parvenir, un groupe d'ingénieurs et de chercheurs ayant participé au projet a accepté de rédiger un document qui n'a pas vocation à être une publication scientifique innovante. En essayant d'être pédagogique pour les non-spécialistes de génie civil, son objectif est de dresser un panorama (non exhaustif) de la connaissance et de placer ces résultats dans une perspective de gestion et de protection vis à vis des risques naturels. Au delà des simples résultats, les auteurs ont aussi souhaité évoquer les implications et améliorations possibles envisagées. Cette action souligne l'intérêt pour la mise en place d'une démarche de prévention intégrée. La connaissance des efforts exercés sur les ouvrages, éléments essentiels de la protection, a en effet des conséquences indirectes mais essentielles sur la prise en compte des risques dans l'aménagement. Le lecteur ne trouvera pas ici de méthodes de dimensionnement, ni de doctrine établie en la matière mais plutôt une série d'analyses et de propositions à intégrer dans des travaux plus spécifiques sur l'analyse de la vulnérabilité, les documents de zonage etc...

Sous la coordination de Jean-Marc Tacnet¹ et Philippe Berthet-Rambaud², ce document associe MM. Ali Limam³ (en particulier pour le § 4.3), Pascal Perrotin⁴, Jean Tonello⁵ (en particulier pour le § 6.3), Mohamed Naaim⁶ et Emmanuel Thibert⁷ (en particulier sur le § 4.2).

Ce travail n'aurait pas pu être réalisé sans le soutien la DIREN Rhône-Alpes, en la personne de Philippe Raviol (assurant la fonction de chargé de mission risques naturels au démarrage du projet). Les enjeux associés à la démarche et l'intérêt potentiel pour l'amélioration des mesures de prévention ont notamment motivé son soutien à la démarche.

1.3 A qui s'adresse ce document ?

Divers travaux scientifiques récents ont permis de progresser sur la connaissance du comportement dynamique des ouvrages soumis à des impacts, notamment avalancheux, mais la mise en œuvre et le transfert des connaissances dans un contexte d'ingénierie et de gestion des risques reste perfectible. Si bon nombre de questions restent ouvertes, ce rapport propose donc une synthèse accessible des principes relatifs au comportement de structures sollicitées de manière dynamique par les phénomènes gravitaires rapides en montagne dans l'état actuel des connaissances.

Ce document peut intéresser à la fois les spécialistes de l'étude du déclenchement des phénomènes ayant à concevoir des ouvrages de protection d'un point de vue fonctionnel mais aussi aux gestionnaires du risque ayant à choisir des stratégies de protection :

- les experts « fonctionnels », sont en effet amenés à définir les conditions et hypothèses de chargement des ouvrages. Le point essentiel abordé ici concerne la nécessité de différencier les différents concepts de pression issus soit de l'étude des écoulements, soit du comportement d'ouvrages réels. Des exemples illustrent de façon simple les limites de méthodes classiques ;

¹ Ingénieur/chercheur (*Cemagref* de Grenoble, unité de recherche Erosion Torrentielle Neige et Avalanches)

² Docteur-ingénieur (Société MND Engineering ex Cete Lyon)

³ Professeur (INSA Lyon, Unité de recherche en génie civil)

⁴ Maître de conférences (ESIGEC, Laboratoire LOCIE)

⁵ Ingénieur-consultant (ex Directeur de Tonello IC)

⁶ Docteur-Ingénieur (*Cemagref* de Grenoble, unité de recherche Erosion Torrentielle Neige et Avalanches)

⁷ Docteur-Ingénieur (*Cemagref* de Grenoble, unité de recherche Erosion Torrentielle Neige et Avalanches)

- les gestionnaires du risque (administrations, responsables techniques et représentants des collectivités locales) y trouveront une description des modes d'action des sollicitations dynamiques, des effets sur les enjeux et des pistes de réflexions pour améliorer la prise en compte de ces particularités dans le cadre des mesures de gestion.

1.4 Plan du document

L'avancement de la recherche sur les thématiques, jusqu'alors peu abordées, de l'interaction ouvrages-avalanches permet aujourd'hui de dégager de nouvelles tendances. Les résultats scientifiques obtenus et sur lesquels s'appuient notre propos, ne constituent aujourd'hui qu'une étape. Ils permettent cependant déjà de faire un état de l'art initial, d'identifier la nature des problèmes posés et surtout déjà d'identifier les limites de certaines pratiques actuelles dans le domaine général de la protection.

L'objectif de ce document est donc multiple pour :

- Rappeler la nature et les effets des actions dynamiques sur les ouvrages ;
- Rappeler les pratiques actuelles en matière de conception d'ouvrages ;
- Présenter des résultats scientifiques récents obtenus dans le domaine de la sollicitation avalancheuse ;
- Analyser les conséquences des écarts constatés ;
- Proposer des pistes d'amélioration et de solutions techniques.

Dans un premier temps, les phases et critères essentiels de la conception d'ouvrages de protection sont rappelées en distinguant les aspects liés à la conception fonctionnelle et structurelle de ce type d'ouvrage.

Dans un second temps, de manière générale, ce document décrit comment les phénomènes naturels gravitaires rapides agissent de façon dynamique sur des structures. Les effets de ce type de sollicitation et les scénarios de comportement des matériaux sont connus sur la base de travaux réalisés dans d'autres contextes que les risques naturels. Leur exploitation et une analyse en retour d'ouvrages endommagés permettent de mettre en évidence la réalité de la sollicitation dynamique dans un contexte de risques naturels. Les paramètres définissant la sollicitation dynamique d'un ouvrage puis les aspects spécifiques du dimensionnement d'ouvrages soumis à de tels efforts sont décrits. Les exemples concernent essentiellement le cas des avalanches et des chutes de blocs mais les méthodologies décrites ci-dessus se veulent génériques et peuvent être appliquées à d'autres phénomènes. Elles correspondent à deux problématiques essentielles de sollicitation réparties et de sollicitations ponctuelles de type impact.

Pour finir, on ne peut que constater que la connaissance des mécanismes d'action réels et la caractérisation des efforts restent incomplètes. Des pistes de réflexion sont proposées tant au niveau des méthodes de calcul que de l'intégration des principes correspondants pour le zonage. D'un point de vue pratique, il existe cependant des méthodes de calcul et des choix constructifs qui ont montré leur efficacité pour améliorer le comportement d'ouvrages soumis à des sollicitations dynamiques. Quelques propositions sont avancées pour combler les lacunes des méthodes de conception et de calcul actuelles (basées sur des approches statiques telles que prévues par les règlements). Comment peut-on concevoir, construire mais aussi éventuellement réparer des structures rigides ? Comment l'amélioration de la connaissance du comportement structurel des ouvrages contribue-t-il à la définition de mesures non structurelles ?

2 DU PHENOMENE A LA PROTECTION : LA SITUATION ACTUELLE⁸

2.1 Les types d'avalanches

Du point de vue étymologique, le terme "avalanche" semble provenir du verbe latin *labi* qui signifie glisser (Ancey, 1996) et que l'on retrouve fréquemment dans la toponymie locale : Les Lanches, le Lavancher... Pourtant, donner une définition et des caractéristiques précises du phénomène n'est pas forcément évident tant il est multiforme, avec des échelles de temps et d'espace très variables.

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

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

Il est également possible de classer les avalanches par rapport au type d'écoulement et d'un point de vue dynamique :

- *Avalanche de neige dense ou avalanche coulante* : ce sont des écoulements de neige coulant le long du sol en suivant le relief avec une vitesse relativement faible (inférieure à 30m/s) et une densité importante (supérieure à 150 kg/m³). L'échelle de hauteur d'écoulement est le mètre. Sous nos climats tempérés, c'est le cas classique de l'avalanche de neige humide au printemps. Par son inertie, elle peut provoquer des dégâts importants.



Figure 1 : Dépôts d'avalanches de neige humide (Cemagref)

⁸ Chapitre rédigé par Jean-Marc Tacnet et Philippe Berthet-Rambaud

- *Avalanche aérosol ou avalanche de neige poudreuse* : il s'agit d'écoulements formés au départ de neige fraîche, légère et à faible cohésion, accumulée sur de fortes pentes ($>30^\circ$). L'écoulement est rapide (jusqu'à 100 m/s) sous la forme d'un nuage qui résulte d'un mélange d'air et de particules de neige. Cet aérosol est composé de grandes bouffées turbulentes accompagnées d'une onde de pression (souffle) dont la trajectoire n'est pas entièrement déterminée par le relief. L'échelle de hauteur est ici de l'ordre de la dizaine de mètres (voire centaine pour les plus importantes). Là aussi, les surpressions développées peuvent être importantes et provoquer des dégâts considérables.



Figure 2 : Avalanche aérosol, versant nord du K2 en Himalaya (Cemagref, P. Beghin)

En fait, un aérosol pur est assez rare et on observe en général des *avalanches mixtes* possédant les deux caractéristiques, à savoir une couche en écoulement dense surmontée d'un aérosol.

2.2 Les avalanches et l'occupation humaine : un risque augmenté

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

Ce développement, d'abord localisé autour des principaux axes de communication et de sites remarquables, s'est ensuite étendu aux vallées puis aux alpages et aux sommets. Après les premiers jeux olympiques d'hiver à Chamonix en 1924, l'industrie du ski et des sports d'hiver se développe également, d'abord dans quelques villages puis directement dans des stations créées de plus en plus haut et dont l'unique vocation est celle des loisirs.

En parallèle, la position des massifs montagneux, souvent aux frontières des nations, ainsi que l'augmentation des échanges internationaux par rail et route y induisent la présence d'axes de communication de première importance, empruntés par des milliers de wagons ou camions chaque jour de l'année et par des centaines de milliers d'automobilistes lors des grandes migrations des vacances. Typiquement, cette évolution a conduit à une présence plus étendue des enjeux jusqu'à des zones de plus en plus reculées.

De fait, l'homme est venu à la rencontre de la montagne et s'est donc retrouvé plus régulièrement confronté aux manifestations naturelles qui peuvent s'y produire. Ces phénomènes et en particulier les phénomènes gravitaires rapides telles que les avalanches ne sont pas nouveaux : désormais, ils ne menacent plus seulement quelques "monchus" à dos de mulets mais des milliers d'usagers des routes ou du rail, des centaines d'occupants de résidences de vacances ou risquent de paralyser tout un massif et d'isoler une haute vallée.

Là où nos anciens avaient appris progressivement les limites du danger et se contentaient modestement de ne pas s'aventurer, une population qui n'a pas autant la conscience du risque, est désormais installée à l'année, même au pire des conditions naturelles. Cette occupation (ou le maintien des axes de communication) semble devoir être assurée presque à tout prix au regard des enjeux concernés et subit une pression foncière de plus en plus forte. Cette notion nouvelle justifie ainsi tous les efforts qui sont faits désormais pour protéger biens, activités et personnes notamment par rapport à l'évaluation de ces vies ou infrastructures et au coût d'indisponibilité économique correspondant.

2.2.1 Prévenir le risque : mesures structurelles et non structurelles

De manière classique, le risque est défini comme la combinaison d'une part de l'aléa, occurrence d'un évènement associé à un phénomène naturel, caractérisée par son intensité et sa fréquence, et de la vulnérabilité décrivant les dommages causés aux enjeux exposés. La prévention des risques vise à réduire le risque en agissant soit sur l'aléa par le biais d'ouvrages de protection, soit sur la vulnérabilité en limitant l'exposition des enjeux ou en limitant les dommages potentiels.

D'un point de vue théorique, on peut ainsi distinguer, en matière de mesures structurelles, la protection passive et la protection active qu'il faut également croiser avec un caractère temporaire ou permanent :

- La défense active vise à maîtriser ou modifier les conditions de départ du phénomène ;
- La défense passive vise à en maîtriser ou modifier l'écoulement ou la propagation ;
- La défense permanente met en œuvre des techniques opérationnelles sans intervention humaine ;
- La défense temporaire met en œuvre des techniques nécessitant une gestion « temps réel » : l'observation préalable des conditions qui implique éventuellement une prise de décision humaine. Elle tend à protéger lors de conditions particulières ou exceptionnelles.

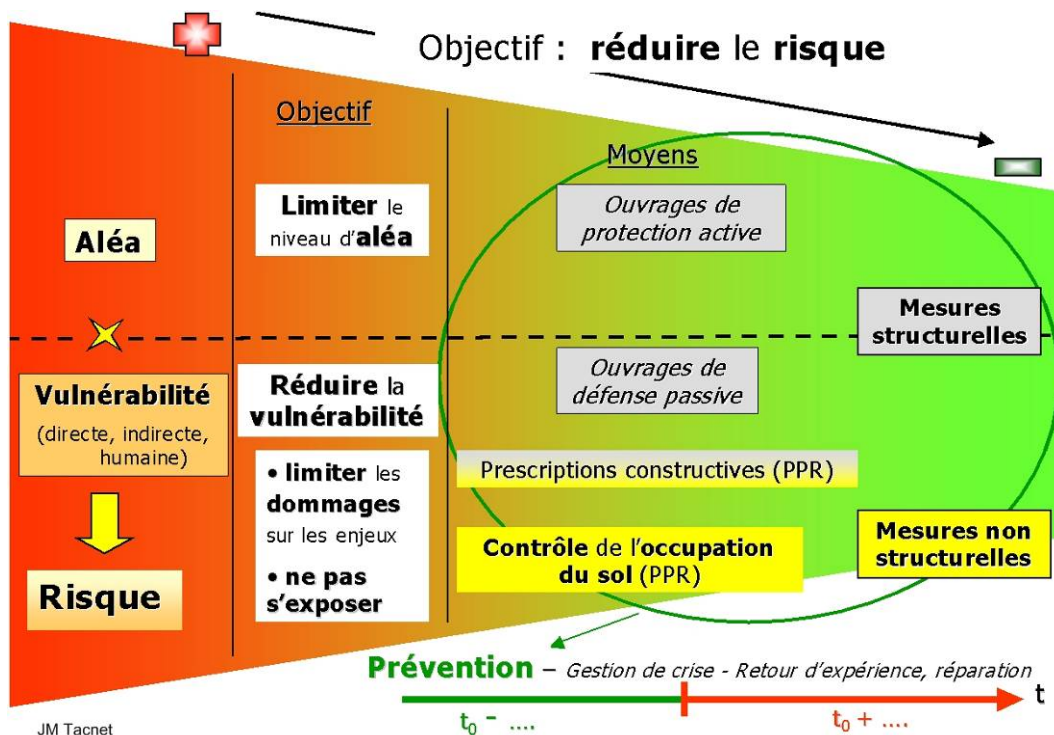


Figure 3 : La place des mesures structurelles et non structurelles dans le processus de prévention des risques naturels (Tacnet, Burnet 2005)

Les impacts mécaniques dus aux phénomènes gravitaires rapides en montagne (crues torrentielles, avalanches, chutes de blocs) peuvent concerner deux types de structures de génie civil dont les fonctions, gammes et objectifs de résistance sont très différents :

- les ouvrages les plus exposés sont les ouvrages qui ont une fonction de protection passive qui visent à arrêter les masses en mouvement (neige et/ou blocs) ou modifier leur trajectoire avant qu'elles n'atteignent les infrastructures qui seraient menacées en leur absence. Implantés en amont des enjeux à protéger dans des zones d'écoulement ou d'arrêt du phénomène, ces ouvrages sont soumis à des niveaux de sollicitations très élevés ;
- en marge de ces structures conçues pour être exposées directement aux phénomènes et résister aux efforts appliqués, certaines infrastructures peuvent également être soumises à des sollicitations dynamiques sans que ceci corresponde à leur fonction initiale. C'est le cas notamment de certains bâtiments situés dans des zones dites d'aléa « fort à moyen ».

Ces deux cas correspondent globalement aux deux principales situations de gestion des risques pour lesquelles l'amélioration de la connaissance de l'impact des phénomènes gravitaires rapides présente un double intérêt :

- dans le cadre de mesures structurelles liées à la mise en place d'ouvrages de protection, il s'agit de décrire les modes d'action et la nature des efforts appliqués pour mieux dimensionner les ouvrages sur le plan structurel ;
- dans le cadre de mesures non structurelles liées par exemple au contrôle de l'occupation du sol où il s'agit de définir des zones d'aléa acceptable et d'y fixer des prescriptions constructives en fonction des niveaux d'efforts appliqués. Ce dernier cadre constitue certainement le contexte le plus délicat à aborder. Dans bien des cas, les zones correspondant à des niveaux d'aléa prédéfinis sont définies sur la base de règles expertes basées sur des niveaux de résistance dont l'origine n'est que rarement explicitée. Sans valeur réglementaire, le présent document se veut un complément informatif des différents guides méthodologiques traitant par exemple de la mise en place de plans de prévention dans les différents contextes de phénomènes gravitaires rapides en montagne.

Ces deux aspects sont décrits dans le paragraphe ci-dessous. Le lien entre les mesures non structurelles et la connaissance des efforts dynamiques, moins intuitif, fait l'objet d'un développement plus poussé.

2.2.2 La défense passive et les ouvrages rigides

2.2.2.1 Les moyens de protection

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

- la déviation avec les galeries de protection, les tournes, les digues, les étraves ;
- le freinage avec des tas ou des obstacles ajourés ;
- l'arrêt et le stockage avec les murs, merlons associées à des ouvrages de stockage ;
- l'adaptation avec le renforcement particulier des enjeux concernés vis-à-vis du phénomène: prescriptions architecturales particulières pour les bâtiments...

La signalisation et les dispositifs d'alerte font également partie de cette défense permanente passive.

2.2.2.2 Les ouvrages rigides

Parmi tous les ouvrages de défense passive, on peut distinguer deux catégories principales ;

- les ouvrages massifs, qui d'une certaine manière reviennent à un modelage topographique optimal du terrain, sont souvent issus d'une approche géotechnique: sous réserve de disposer de l'espace nécessaire, ces ouvrages ne posent pas de réel problème du point de vue de leur dimensionnement et de leur viabilité. En revanche, leur géométrie et leur positionnement ont une importance cruciale pour garantir leur fonctionnement.
- Les ouvrages rigides "fins" du génie-civil. Ces ouvrages sont nécessaires puisque seuls capables de répondre à certaines conditions : fonction particulière (déflexion...), implantation avec manque d'espace. Cette catégorie concerne également l'ensemble des bâtiments potentiellement soumis aux avalanches notamment dans les zones bleues de risque modéré. Les matériaux employés sont majoritairement le béton armé et dans une moindre mesure la maçonnerie, le métal et le bois.

2.3 Construire paravalanche : état actuel des pratiques et enjeux associés

2.3.1 Ouvrages de protection : conception et dimensionnement

2.3.1.1 De l'expertise à l'ouvrage : dans les faits

Dans la majorité des cas, la fonction première des ouvrages de protection n'est pas remise en doute. Au contraire, les bilans menés quant à l'efficacité globale des moyens de protection montrent même de sérieux progrès lors des dernières décennies (Jamieson et Stethem 2002) (ANENA 2001). Les ouvrages de protection contre les avalanches sont globalement conçus et dimensionnés selon une démarche classique, fonctionnelle et structurelle mais qui comporte certaines spécificités liées aux objets concernés mais aussi à leur contexte d'implantation.

Le volet fonctionnel de la conception d'un ouvrage décrit les hypothèses relatives au phénomène et définit les fonctionnalités attendues : arrêt, déviation... en interaction avec ce même phénomène. Le volet structurel vise à dimensionner l'ouvrage de manière à ce qu'il résiste aux efforts appliqués et puisse jouer son rôle fonctionnel.

Ainsi, la démarche repose tout d'abord sur une démarche experte qui commence par qualifier un événement de référence ou de projet (Charlier et Marco, 1995) à partir de considérations "historico-probabilisto-scientifico-techniques" (Interreg IIC, 2001).

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

A partir cette hypothèse et de la densité, ρ , définie également par l'expert, la pression de projet est couramment définie comme un facteur de la pression dynamique de référence (voir définition en 4.2) (Rapin, 2000) $P = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v^2$. Cette pression de projet considérée comme "équivalente" statique permet de dimensionner l'ouvrage de protection. En parallèle, l'expert fournit également les principaux éléments géométriques de la protection : position, angles pour assurer sa fonction... Dans le contexte actuel, le dimensionnement se fait alors de manière systématique selon le règlement (BAEL, Eurocodes) mais potentiellement avec quelques différences quant à la manière de considérer les combinaisons d'actions possibles (Calgaro, 2000).

Finalement, certains recalages mutuels peuvent même avoir lieu pour aboutir au meilleur choix en termes de sécurité, de techniques mais aussi de possibilités financières. Il faut également noter que les valeurs de pression obtenues n'ont jamais réellement été confrontées à des mesures dans la situation particulière de la présence d'un obstacle (Ojeda, 2000).

2.3.1.2 Points clés et incertitudes relatives à la conception des ouvrages de protection

Les ouvrages de protection restent avant tout des ouvrages de génie civil et la démarche de conception est classique. En phase projet, il s'agit donc de :

- Choisir un (des) phénomène(s) de référence ;
- Définir le principe de fonctionnement (résister, absorber...);
- Justifier les équilibres (stabilité externe, stabilité interne);
- Définir les dispositions constructives en gardant à l'esprit la maintenance et l'entretien au cours de la vie de l'ouvrage.

L'enchaînement des étapes de conception peut être schématisé comme ci-dessous :

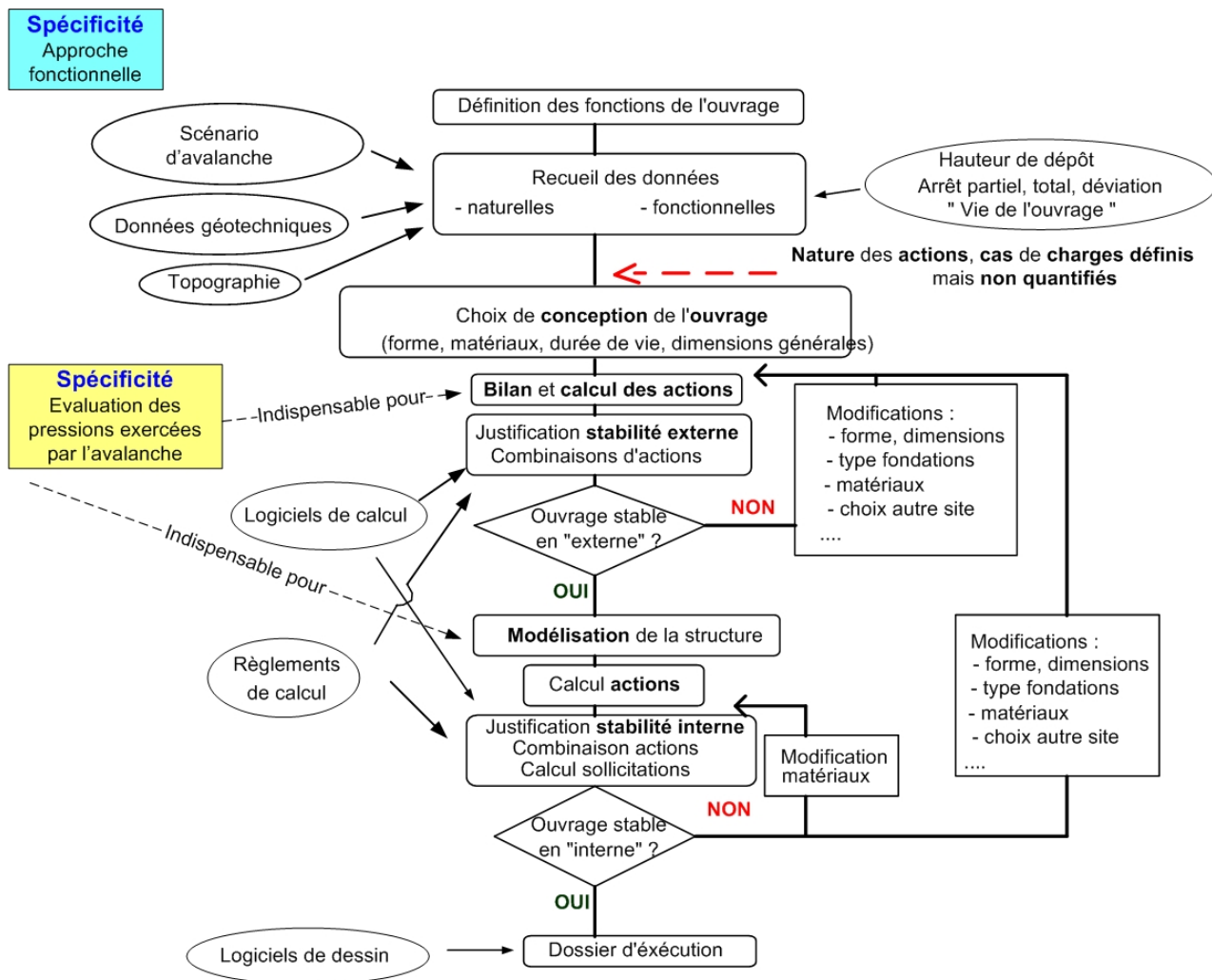


Figure 4 : La démarche de conception théorique d'un ouvrage de protection ou d'une structure exposée à une avalanche

Cette démarche demeure tout à fait classique, ses différentes étapes comprennent cependant différentes incertitudes. Elles s'expriment d'une part au niveau de la qualification des phénomènes de référence servant de base à la qualification des actions puis, d'autre part, au niveau des méthodes de calcul mises en œuvre.

Qualifier et estimer les actions

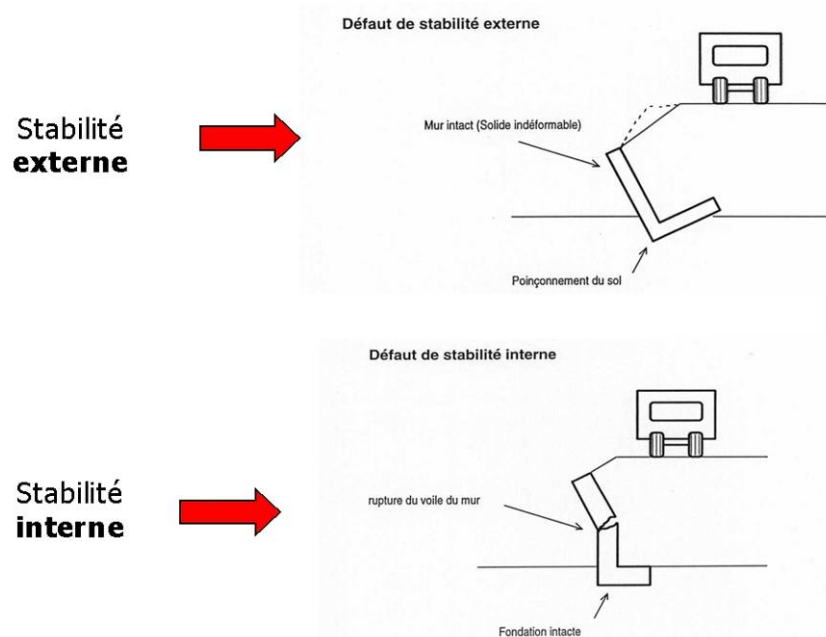
D'une part, le phénomène de référence doit être représentatif et nécessite un travail pointu d'expertise. D'autre part, il s'agit ensuite de correctement traduire le phénomène retenu en l'action correspondante à partir des quelques paramètres exhibés par l'expert (hauteur, densité, vitesse). Or, l'action dépend aussi en théorie de l'ouvrage et de son interaction avec le phénomène.... Sur ce point, nous considérerons ici tous les ouvrages comme suffisamment rigides au sens où leurs déformations (sauf en cas de rupture) restent négligeables par rapport à l'échelle d'interaction avec le phénomène : les conditions géométriques restent constantes au cours de l'interaction.

Utiliser des outils et méthodes de calcul adaptés

La description de l'action dépend du contexte dans lequel elle va être exploitée. Les méthodes et les outils de calcul doivent être adaptés pour exploiter le niveau d'information qui doit être donné à l'action, notamment du point de vue de sa dynamique.

La stabilité de l'ouvrage est ainsi vérifiée d'un point de vue externe et interne :

- l'analyse de la stabilité externe considère l'ouvrage comme monolithique et indéformable. Elle vise à déterminer la résistance des fondations et autres appuis extérieurs sur lequel repose l'ouvrage ;
- l'analyse de la stabilité interne concerne (dans la mesure où l'ouvrage est globalement stable) la vérification de la résistance intrinsèque des matériaux qui composent l'ouvrage.



J.M. Tacnet

Figure 5 : Deux modes de rupture possibles d'un ouvrage : notion de défauts de stabilité externe et interne

Choisir les bonnes dispositions constructives

Elles aussi sont adaptées aux spécificités du phénomène considéré : un mur de protection paravalanche ne peut être simplement conçu comme un mur de soutènement . A ce niveau, il faut aussi garder à l'esprit le fait que ces ouvrages sont souvent dans des situations particulières qui nécessitent d'adapter les techniques employées sans par exemple pouvoir accéder à toutes les possibilités disponibles en génie-civil. Le bétonnage est notamment un des points délicats de ces ouvrages, aussi bien pour l'approvisionnement (disponibilité de constituants sur place, durée de

transport, hélicoptage...) que par rapport à d'autres contraintes notamment climatiques (problème de gel...)

En fait ces lacunes qui ont pu individuellement être constatées sur certains ouvrages montrent aussi que si les phénomènes naturels sont l'affaire de spécialistes, il en est de même pour les ouvrages de génie-civil. Les conditions d'implantation ou le contexte d'exploitation particuliers (par la situation, par le type de phénomène, ...) ne dispensent pas d'une conception rigoureuse et exigeante. Au contraire, un ouvrage de protection (ou assurant cette fonction partiellement) doit être conçu avec les plus grandes exigences en mettant en œuvre les connaissances et avancées récentes en matière de génie-civil. Ceci concerne autant la compréhension et la connaissance des comportements que les qualités de matériau et leur mise en œuvre.

2.3.1.3 La conception des ouvrages repose sur deux volets fonctionnel et structurel

L'action exercée par une avalanche dépend finalement de l'interaction entre le phénomène (l'écoulement) et l'ouvrage lui-même. L'un et l'autre vont interagir et s'influencer mutuellement par action et réaction complexes dont le résultat est l'action effectivement subie par l'ouvrage. De ce point de vue, l'interaction est alimentée aussi bien à l'amont par le sollicitant qu'à l'aval par le sollicité. De ce point de vue, la recherche d'une convergence entre les approches de type modélisation des écoulements et les approches centrées génie civil est donc d'un intérêt majeur comme l'illustre la figure suivante.

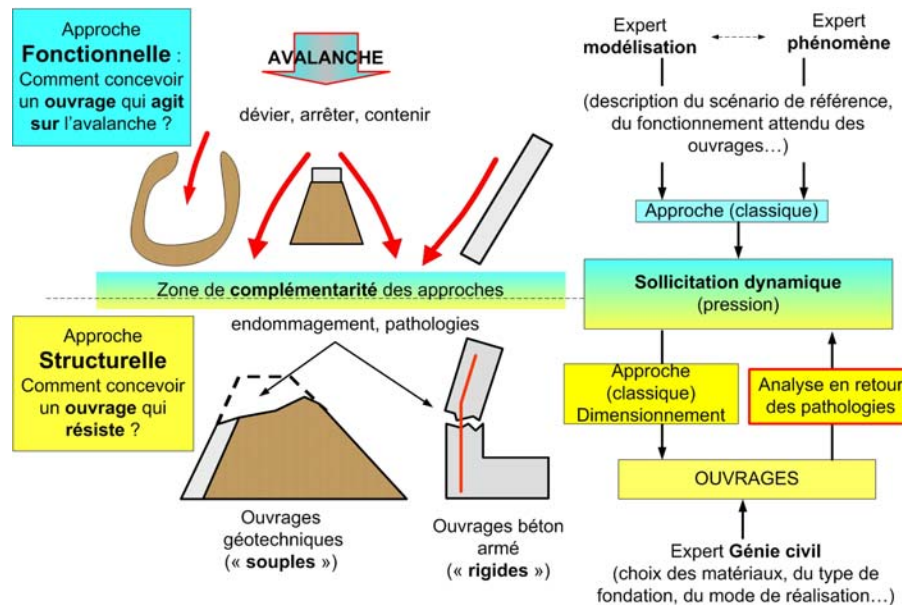


Figure 6 : Volets fonctionnel et structurel de la conception d'un ouvrage de protection

2.3.2 Bâtiments et enjeux

Dans le cas particulier des bâtiments en zone bleue, le fait d'être justement situé dans cette zone particulière "normalise" réglementairement la sollicitation à prendre en compte. Ainsi, la construction est autorisée mais sous certaines conditions : il existe notamment des prescriptions spécifiques applicables à tous les bâtiments et précisées dans le PPR. Ces prescriptions sont d'ordre urbanistique: alignement des constructions dans le sens de l'écoulement ou pour former une étrave, protection des accès et des abords, équipements de protection type paravalanche... ou d'ordre architectural.

Ces prescriptions architecturales, propres à chaque PPR, concernent globalement le renforcement des façades exposées, des toitures, des structures internes ainsi que des mesures diverses. Pour les parties directement exposées, le principe repose en général sur la résistance à un niveau de pression uniforme. En général, ce niveau est compris entre 10 et 30 kPa⁹. De même, des limitations sur les ouvertures peuvent être prescrites tout comme des exigences sur la disposition des façades (notamment pour éviter des effets préjudiciables).

Pour le reste, les prescriptions consistent surtout en principes de bonne construction ou de bonne disposition devant permettre de résister à un risque moyen : usage du béton armé et de dalle de protection, liaisons soignées, accès non exposé directement, distribution judicieuse des pièces... Il ne s'agit que de règles de construction qui à ce titre, ne sont appliquées que sous la responsabilité du pétitionnaire ou du maître d'ouvrage et ne sont pas vérifiées par les services de l'état (au contraire par exemple des règles d'urbanisme). Elles posent aussi le problème des bâtiments existants avec une difficulté évidente d'application. Par ailleurs, ces prescriptions font peu référence à des notions de mécanique des structures ou de résistance des matériaux (avec par exemple des exigences d'épaisseur et de ferrailage).

Le choix de valeurs limites de pression admissible a forcément un caractère arbitraire. Il établit implicitement une correspondance entre un niveau d'aléa et un niveau de pression. Sur ces bases certes contestables, une seconde difficulté provient de la variation dans l'espace de cette pression induisant autant d'incertitude sur les limites entre zones blanches, bleues et rouges.

Des ouvrages comme le guide « construire en montagne – la prise en compte du risque d'avalanche (MEDD 2004) » apportent un éclairage qualitatif intéressant mais il nous semble manquer une base quantitative précise quant à la résistance nécessaire à un bâtiment en zone bleue, en particulier par rapport à des caractéristiques mécaniques réalistes de la sollicitation. Les paragraphes ci-dessous illustrent les spécificités du comportement de structures impactées par des phénomènes dynamiques.

3 DES LACUNES REVELEES PAR DEUX EVENEMENTS MAJEURS

3.1 Le choc de l'année 1999

Connues et décrites par les chroniqueurs dès l'Antiquité, les avalanches représentent un phénomène naturel finalement moyennement meurtrier et destructeur en comparaison d'autres phénomènes de grande ampleur comme les séismes, les tsunamis. A l'échelle du globe, la moyenne annuelle est de 500 victimes (Dauphiné, 2003).

Conséquence de la présence de neige sur une pente, les avalanches font surtout leurs victimes dans les rangs des alpinistes ou des skieurs et plus largement des pratiquants de la montagne. Entre 1972 et 2001, on dénombre ainsi en France 1206 accidents ayant fait 905 morts soit une moyenne annuelle de 40 accidents et 30 décès d'après l'Association Nationale pour l'Étude de la Neige et des Avalanches (ANENA, 2001). Les pratiquants de la montagne en représentent près de 94% des victimes alors que pour ce qui nous intéresse, une moyenne de deux décès par an est à déplorer concernant les victimes dans des habitations ou sur les routes. Pourtant il existe toujours un risque non nul d'accidents de masse et des catastrophes proches de nous sont aussi là pour le rappeler :

En 1970, le chalet de l'UCPA à Val d'Isère est touché : on dénombre 39 morts. Suite à cette tragédie, des moyens supplémentaires seront apportés à la recherche avec notamment la naissance

⁹ 10 kPa représentent environ 1t/m²

de la division nivologie du Cemagref, la création de l'ANENA et du CEN (Centre d'Etudes de la Neige de Météo-France).

Surtout, en février 1999, une crue avalancheuse fait plus de soixante victimes dans les Alpes du nord en Europe : Montroc près de Chamonix (19 chalets détruits, 12 morts), Evolène en Suisse (9 chalets ensevelis, 12 morts), Galtür et Valzur en Autriche (38 morts).

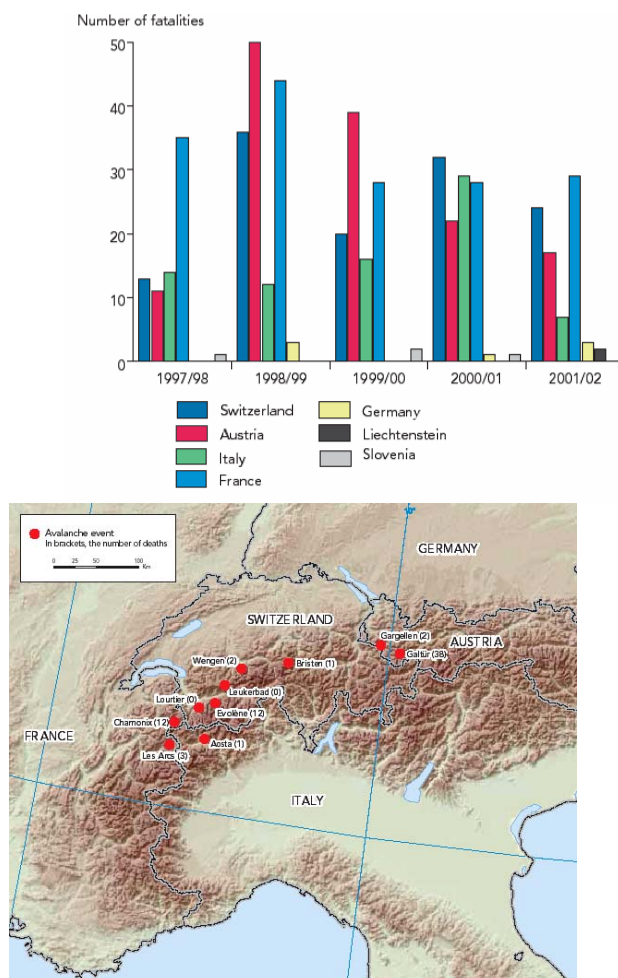


Figure 7 : Victimes des avalanches dans les pays de l'arc alpin entre 1997 et 2002 et bilan de la crue avalancheuse de février 1999 en Europe (EEA, 2003)

Le bilan lourd de cette crue avalancheuse majeure est à nuancer. En effet, s'il faut déplorer plusieurs dizaines de victimes, il faut aussi reconnaître qu'à l'échelle du massif alpin, ce bilan aurait pu être encore plus dramatique. Les sites avalancheux sont si nombreux que même en invoquant parfois la chance, il est indéniable que la gestion de ce risque depuis plusieurs dizaines d'années a permis de ne pas étendre encore plus la catastrophe. Par exemple, du 9 au 11 février, 18 avalanches furent observées dans la vallée de Chamonix, dont 12 pour la seule matinée du 9. Un total de 8 événements dépassa les limites de la CLPA¹⁰ mais la plupart sans faire de dégâts. De même, au niveau du département de la Haute-Savoie, une cinquantaine d'ouvrages spécifiques a été sollicitée et a joué pleinement son rôle.

¹⁰ Carte de localisation des phénomènes d'avalanches (www.avalanches.fr)

Bien sûr, ceci ne justifie surtout pas de rester satisfait de la situation et si les pratiques de gestion avant 1999 ont pu montrer leur efficacité globale, plusieurs points d'amélioration ont pu être listés, notamment par nos voisins Suisses (OFEFP, 1999) :

- "Perfectionner encore la protection contre les avalanches par des méthodes rationnelles, développées et appliquées par les milieux scientifiques et les praticiens"
- "Moderniser les directives pour l'évaluation du danger d'avalanches lors d'activités touchant l'organisation du territoire..."
- "Se donner les moyens de garantir la pérennité des ouvrages paravalanches, en réservant durablement les ressources nécessaires"
- "Améliorer les critères utilisés pour dimensionner..."

L'exemple particulier des avalanches de Montroc et Tacconnaz dans la vallée de Chamonix en 1999 permet d'illustrer les lacunes qui nous intéressent particulièrement, à savoir :

- les limites du système actuel de prescriptions pour les constructions en zone bleue qui nécessite "un corps de règles clair à inscrire au code de la construction et la mise à l'étude des dispositions juridiques de recours à l'homme de l'art, quelle que soit la surface de la construction, en zone à risques" comme conclu par la mission d'expertise sur Montroc (Glass et al., 2000).
- les limites actuelles des pratiques en termes de dimensionnement des ouvrages soumis aux avalanches

3.2 L'avalanche de Montroc - 9 février 1999

3.2.1 Description de l'événement

Les événements météorologiques de l'hiver 1998 – 1999 sont décrits dans les rapports d'expertise du *Cemagref* - Météo-France et de M. Lambert et rappelés dans (Glass et al., 2000) :

- premières chutes de neige en novembre, suivies d'une période froide ;
- enneigement faible en décembre ;
- jusqu'au 25 janvier, quelques chutes de neige accompagnées de vent violent ; du 26 au 29 janvier, premier épisode important de chutes de neige : en moyenne 40 cm/jour à 1500 m d'altitude, mais au Tour (mesure à 1450 m), 74 cm le 28 janvier. Cet épisode entraîne peu, voire très peu d'avalanches dans le massif du Mont-Blanc, et aucune voie de circulation n'est atteinte ;
- jusqu'au 7 février, temps sec, froid et venté ;
- à partir du 7 février et jusqu'au 10, chutes très importantes, qui conduisent, dès le 7 le Comité Consultatif « avalanches et risques naturels » de Chamonix (constitué des représentants de la mairie, de la gendarmerie, de la DDE, du RTM, de la SNCF, de Météo-France et des services des remontées mécaniques) à proposer des mesures pour assurer la sécurité des personnes. En moyenne, il tombera sur le massif de l'ordre de 50 cm/jour de neige, jusque dans la vallée. En particulier, on relèvera une chute de 1 m au Tour entre la soirée du 8 et l'après-midi du 9. Ces chutes sont accompagnées de vent fort.

L'analyse faite par Météo-France montre qu'à basse altitude, dans le massif du Mont-Blanc, les records de chute journalière ont été battus ; en revanche, dans la tranche d'altitude 1500-2000, les cumuls glissants sont moins exceptionnels. Ce qui est exceptionnel, c'est la succession rapprochée de deux périodes de chutes de neige importantes, séparées par une période de temps très froid, qui n'a pas permis la stabilisation du manteau neigeux.

L'avalanche de Montroc ou du Péclerey est partie d'une combe d'une trentaine d'hectares culminant à 2450 m d'altitude. Une plaque friable de 1,5 m d'épaisseur environ est à l'origine de la rupture, qui a donné naissance à une avalanche de neige poudreuse et à un aérosol. Sa vitesse lui a permis de franchir le replat d'origine glaciaire situé à 1900 m ; elle s'est développée ensuite dans la partie inférieure. On estime à 300 000 m³ le volume mis en mouvement, qui a donné un volume de 150 000 m³ dans la zone d'arrêt, la hauteur moyenne de l'accumulation étant de 5 mètres.

Au final, le bilan a été de 12 morts (20 personnes indemnes ou blessées ont pu être dégagées) ; 14 chalets ont été détruits, 6 endommagés, tous situés en zones bleue ou blanche du PPR.

Dans cette zone, l'existence de deux types d'avalanches était connue : la première partant de la combe s'arrêtait sur le replat glaciaire, la seconde partant de la rupture de pente allait jusqu'à l'Arve. La végétation attestait d'ailleurs de cette séparation. Le franchissement du replat a conduit à une avalanche d'une intensité exceptionnelle, qui a ainsi largement débordé des limites établies.

3.2.2 Les enseignements à tirer

Sans exprimer de jugement sur la pertinence du zonage à cet endroit, il faut constater que des habitations finalement détruites ont été classées en zones bleue ou blanche. Le caractère exceptionnel de l'événement de 1999 en est sûrement l'explication majeure avec un dépassement inattendu et peut-être difficilement prévisible même avec un meilleur niveau de connaissance de ces phénomènes complexes. Pour autant, ce cas illustre bien le lien étroit entre les problématiques de zonage et le comportement structurel des enjeux exposés.

D'autre part, on constate un état presque binaire des dégâts entre la zone où est passée le gros de l'avalanche et où aucune construction n'a résisté et une zone de dégâts finalement assez limités. Comme l'indique la Mission d'expertise (Glass et al., 2000) "les observateurs ont tous remarqué la très faible distance entre des zones à dégâts très forts et celle à dégâts nuls, ce qui montre les limites de représentation de la cartographie prévisionnelle, à l'échelle actuelle des études (au 1/25000, l'épaisseur du trait¹¹ laisse une indétermination de 25 m) et des méthodes utilisées." Cette analyse pose la question de l'évolution spatiale de la pression : existe-t-il en effet vraiment une zone de pression plus faible ? Le paragraphe § 4.2 montre que cette zone de pression limitée peut être considérée comme très réduite.

Du point de vue du zonage des risques, ce constat repose donc la difficile question de la délimitation de la "zone bleue" : où aurait-elle dû se situer ? La limite de pression de 30 kPa dans le cadre d'un chargement statique a-t-elle finalement une signification opérationnelle alors que le phénomène en jeu est fortement dynamique avec une transition rapide et donc délicate à situer en phase d'arrêt et/ou en bordure d'écoulement.

Par ailleurs, même si malheureusement peu de relevés d'un point de vue génie civil ont pu être effectués directement après l'avalanche, les dégâts observés ne permettent pas réellement de retrouver les prescriptions constructives théoriques prévues. La majorité des victimes est à déplorer en zone initialement blanche donc non spécifiquement protégée. A l'exception d'un mur en béton armé, appuyé sur des refends en simple maçonnerie qui n'ont pas eux-mêmes résisté, il n'y a pas réellement de prise en compte de prescriptions constructives. Ceci pose donc la question de la nature des prescriptions, de leur localisation et de leur effectivité surtout pour des bâtiments pré-existants à l'établissement des prescriptions, ce qui était bien la majorité des constructions à Montroc.

De plus, pour les quelques bâtiments anciens modifiés pour s'adapter aux nouvelles prescriptions, l'introduction bénéfique d'un mur en béton armé s'est avérée annulée par une structure de soutien inadaptée. Finalement, la plupart des bâtiments ont été détruits par cisaillement entre deux niveaux. Ce résultat ne peut s'expliquer uniquement par un niveau de pression plus élevé que prévu. La dynamique du phénomène a certainement joué un rôle majeur : la vitesse au niveau des zones habitées a en effet pu être estimée à plusieurs dizaines de mètres par seconde. L'état du dépôt

¹¹ de l'ordre du mm

jonché d'arbres, rochers mais aussi le fait que les parties des premières maisons touchées soient devenues autant de projectiles remet forcément en cause une hypothèse de pression statique répartie : en plus de la pression avalancheuse proprement dite, l'effet de ces impacts supplémentaires était de nature à fragiliser encore plus les structures.



Figure 8 : Maison balayée à Montroc – P. B-R



Figure 9 : Mur en béton globalement intègre mais basculé et déplacé faute d'appuis suffisants (défaut de stabilité externe)

3.3 L'avalanche de Taconnaz – 11 février 1999

3.3.1 L'événement

Le couloir de Taconnaz est situé dans la vallée de Chamonix-Mont-Blanc (74) sous le glacier du même nom. Ce site "figure certainement dans le groupe de tête des couloirs avalancheux français générant fréquemment des événements très importants, notamment en terme de volumes en mouvement. Ses caractéristiques physiques assez originales (ampleur de départ, parcours glaciaire,

dénivelée de plus de 2500 m) expliquent les natures particulièrement différentes des avalanches qui s'y produisent. A l'aval les enjeux humains sont également très diversifiés (village de Vers-le-Nant, habitations, hôtels, route internationale, domaine skiable)" (Rapin, 2001).

Depuis le début des années 90, et après plusieurs destructions que n'avaient pu empêcher d'anciennes digues simples, le bas du couloir est équipé d'un important dispositif paravalanche parmi les plus importants d'Europe. Ce dispositif combine plusieurs fonctions :

- le ralentissement grâce à la construction d'ouvrages de freinage : combinaison de dents déflectrices pour étaler l'écoulement et de quatorze tas freineurs ;
- la diminution des masses de neige transportées par la création de nouveaux volumes de stockage pour 600 000 m³ : plage de dépôts endiguées latéralement ;
- dans la mesure du possible, le blocage des coulées sur la fin de leur parcours : édification d'une digue d'arrêt et d'une digue baïonnette ;
- enfin, à titre de précaution parce que la dernière mesure ne peut être assurée de manière absolue et qu'un phénomène encore plus important ne peut être totalement exclu, l'ouverture et l'aménagement d'un exutoire aux avalanches les plus exceptionnelles servant également pour les phénomènes torrentiels.

Après sa construction, cet ouvrage a subi plusieurs avalanches et il a pu montrer avec succès sa capacité à assurer sa fonction.

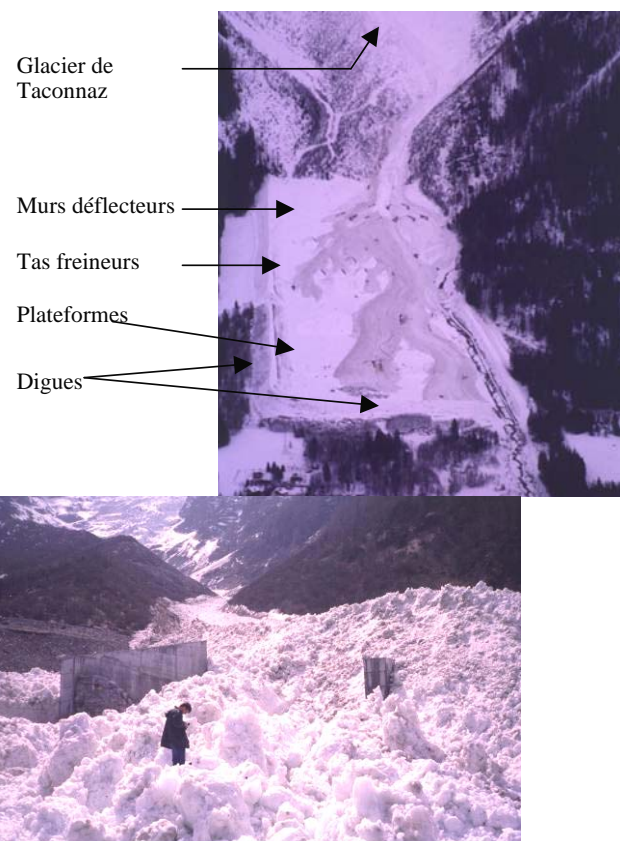


Figure 10 : Le dispositif de Taconnaz sous l'assaut des avalanches (Cemagref)

L'avalanche qui nous intéresse ici est survenue dans la nuit du mercredi 10 au jeudi 11 février vers 4 h du matin, sans témoin ni victime. Elle a été la dernière grosse avalanche de cette crue de février 1999 évoquée précédemment.

Une expertise complète de cet événement a été réalisée (Rapin, 2001) du point de vue du déroulement prévisible de l'événement. Si elle ne conclut pas directement sur les pressions d'impact

en jeu, elle permet au moins de comprendre qualitativement ce qui a pu se passer. Les principaux éléments rappelés ici sont tirés de (Rapin, 2001) et (Rapin et Ancey, 2000).

Comme assez souvent pour expliquer l'activité décalée dans le temps de ce couloir, son déclenchement est dû à l'écroulement d'un important sérac du glacier le matin du 11 février 1999 dans la barre située vers 3300 m d'altitude. L'aléa d'origine glaciaire impliqué (fréquence et volume de glace) est maintenant relativement bien connu et a été quantifié par Le Meur et Vincent (2006). La masse concernée (blocs de toutes tailles de glace) est tout de suite importante et la très forte pente locale explique une accélération maximale immédiate.

Au sortir du glacier, après plus d'un kilomètre et demi de parcours, un aérosol s'est développé et atteint sa puissance maximale : la pente est encore très forte et la trajectoire est rectiligne. Son épaisseur approche déjà la centaine de mètres. Il percute donc à très forte vitesse (vitesse avancée de l'ordre de 100 m/s) le début de la moraine en rive droite.

Au débouché de la moraine, le corps central de l'aérosol franchit sans aucune réelle difficulté les deux éventails de dents déflectrices, les quatre niveaux de tas freineurs et les trois plates-formes successives, car sa hauteur est beaucoup plus grande que celle de tous ces ouvrages (rappelons qu'à l'origine le dispositif est prévu pour les écoulements denses). La pente étant atténuée depuis plusieurs centaines de mètres, ce corps central se heurte ensuite brutalement à la digue frontale, à une vitesse qui peut encore dépasser les 30 m/s. Sa partie aérienne submerge facilement cet ouvrage tandis que sa couche basale plus dense se compacte sur la face raide amont. Mais celle-ci finit aussi par passer assez largement au-delà de la crête. Malgré tout, grâce à la hauteur et à la raideur de cette digue frontale, son effet est plutôt important pour contrer la dynamique de l'écoulement. L'écoulement plus dense s'arrête sur la zone de faible pente, à environ 150 m à l'aval de la crête de la digue frontale et à seulement une dizaine de mètres de la première maison.

La partie supérieure de l'aérosol est propulsée vers la rive droite, avec une direction très différente de la ligne de plus grande pente. La digue latérale située à l'est est enjambée sans grandes difficultés dans sa partie médiane dont le parement intérieur génère un effet de tremplin. Le débordement qui est généré ici détruit une bonne surface de forêt et une partie de la ligne d'un télési.

Le volume total du dépôt a été estimé à 750 000 m³, dont environ 30 % (estimation non mesurée) sont constitués de glace. On compte également de nombreux blocs de rocher pour plusieurs dizaines de mètres cubes.

Malgré son ampleur, cette avalanche n'a eu finalement que peu de conséquences :

- Aucune victime humaine n'est à déplorer,
- Quelques maisons ont subi un impact se traduisant par des fenêtres à changer, des cheminées ou autres éléments extérieurs cassés,
- Le télési de la Côte du Mont est détruit dans son parcours supérieur,
- Quelques hectares de forêt ancienne sont détruits,
- Certains tas freineurs, en terre armée et renforcés par un parement amont en rochers maçonnés sont décalottés.
- Surtout et pour ce qui nous concerne ici, deux dents déflectrices sont brisées avec l'arrachement de leur coin supérieur, transporté à plusieurs mètres vers l'aval. Pour autant, leur état final encore "exploitable" (ce qui n'est pas toujours le cas vu l'état de ruine que l'on retrouve souvent pour des structures après une avalanche) et surtout la connaissance de leur conception initiale a permis de mener une expertise complète de cet événement du point de vue du génie-civil et du comportement des ouvrages.

Ces dents déflectrices en béton armé sont prévues pour étaler l'écoulement lorsqu'il arrive dans le dispositif paravalanche. La géométrie de ces dents, nécessairement effilée, est basée sur une forme en L avec une semelle à deux niveaux pour tenir compte de la pente du terrain naturel.

Leur dimensionnement a été réalisé à partir des informations des experts du *Cemagref* (Berthouly ; 1990) qui ont évalué la sollicitation correspondant à l'écoulement de référence choisi, proche de l'avalanche dense de 1988 (vitesse de l'ordre de 15 m/s avec une densité moyenne voisine de 500 kg/ m³). En intégrant un coefficient de sécurité de 3 (pour tenir compte des incertitudes sur la

densité de l'avalanche, la hauteur de l'écoulement et sa vitesse) et par les règles de projection, le profil statique de pression normale au mur finalement retenu est le suivant :

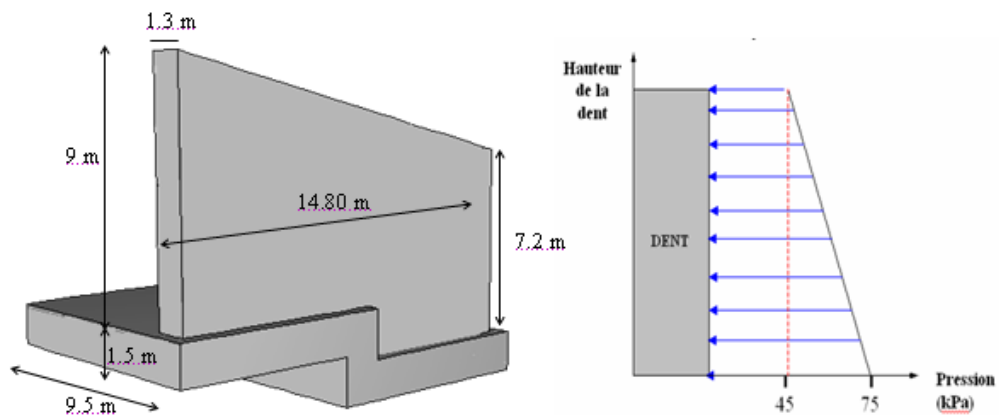


Figure 11 : Géométrie et profil de la pression normale de dimensionnement

Pour encore mieux ancrer ces ouvrages face à l'avalanche, l'arrière des dents est lesté par un massif de plusieurs dizaines de mètres cubes d'enrochements maçonnés et profilé dans "l'ombre" du mur pour ne pas perturber sa fonction déflectrice.

Les deux dents détruites sont les deux les plus extrêmes en rive droite et portent respectivement les numéros n°9 et n°11 pour utiliser la numérotation initiale.



Figure 12 : Numérotation des dents déflectrices de Tacconnaz

3.3.2 L'expertise des dommages structurels

L'expertise structurelle de leurs dommages a été menée par le Laboratoire Régional des Ponts et Chaussées de Lyon (LRPC) dans le cadre du projet PRANE et dont nous livrons ici les principales étapes et conclusions (LRPC, 2002).

A première vue, les deux dents présentent une rupture similaire avec l'arrachement de leur coin supérieur selon une fracture en arc de cercle. De même, tous les visiteurs ont été marqués par la quantité de béton d'enrobage arraché et les armatures que l'on retrouve à l'air libre et comme peignées ensuite par l'écoulement.



Figure 13 : Dent amont (9) et son coin arraché, vue latérale et aval (PBR)

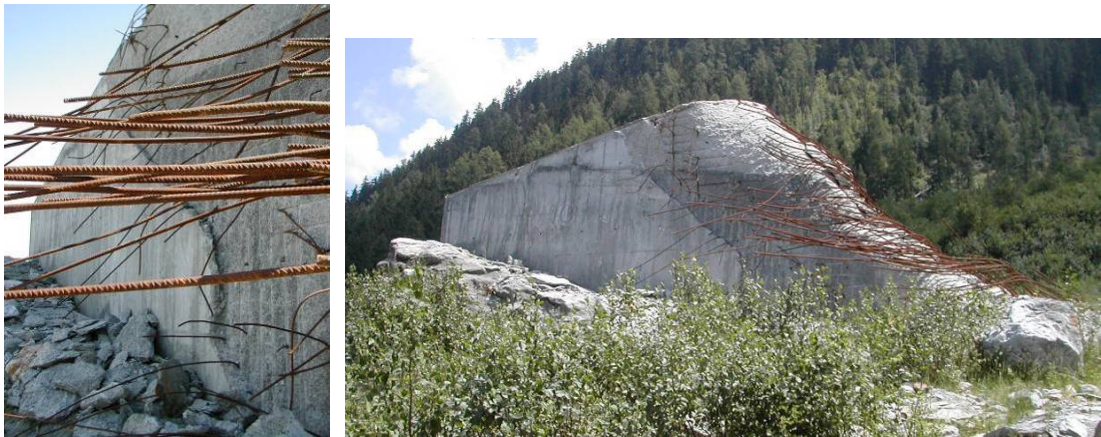


Figure 14 : Béton d'enrobage arraché et armatures peignées (PBR) dent n°9

Pour autant, les relevés macroscopiques montrent rapidement quelques premières différences : tout d'abord la dent n°11 a été déplacée par l'avalanche d'environ 2 mètres vers l'aval ce qui a eu pour effet de créer un fossé à l'amont mais aussi d'incliner la dent de 6% (LRPC, 2002). Ensuite, l'allure des deux coins arrachés est radicalement différente : pour la dent n°11, le coin lui-même est relativement intègre hormis dans la zone de fracture alors que pour la dent n°9, le morceau arraché est beaucoup plus endommagé. On observe notamment un arrachement de la quasi-totalité du béton d'enrobage sur les deux faces.



(a)



(c)



(b)

Figure 15 : Coins arrachés, des dents n°9 (a) et n°11 (b) (PBR) et fossé créé à l'amont par le recul de la dent n°11 (c) (F. Rapin)

Les relevés microscopiques (LRPC, 2002) confirment ces différences : globalement, la partie encore en place de la dent n°9 fait apparaître un réseau de fissures parallèles à la fracture en arc de cercle. La dent n°11 présente également le même type de fissure mais de manière plus localisée le long d'un arc de fracture de plus grand rayon. A cela, s'ajoute un second réseau de fissures qui court quasi-horizontalement sur toute la face de cette dent n°11.



Figure 16 : Vue amont des dents n°9 (a) et n°11 (b) (F. Rapin Cemagref)

A noter également que la surface de béton de la dent n°9 présente un certain nombre d'impacts de matériaux durs, matérialisés par des épaufrures de la peau du béton sur une profondeur pouvant atteindre 3 cm, ce qui n'est pas le cas de la dent n°11 (a priori grâce à sa position plus à l'aval, protégée par le premier éventail de dents).

La différence suivante concerne le plan de fracturation avec un biseau plus marqué vers le bas pour la dent n°9. Pour la dent n°11, on observe en revanche une zone très fracturée à son extrémité, caractéristique d'une forte sollicitation en compression. De même, la fracture y suit plus fidèlement la limite des enrochements avec un arrachement du béton de peau plus limité que pour la dent n°9. Enfin, il faut signaler pour ces deux dents détruites le décollement de leur massif d'enrochement de l'ordre de 5 mm (mais légèrement plus marqué pour la dent n°11) alors que ce massif est resté collé pour les autres dents.

Concernant les armatures, on constate plus de ruptures pour la dent n°11 que pour la dent n°9 où elles sont limitées au lit d'armatures extérieures. Aucune barre $\Phi 32$ n'a été rompue et pour la dent n°9, l'extrémité de la fracture correspond à l'extrémité de ces armatures particulières. A noter également que les ruptures se produisent principalement à ras d'une armature horizontale qui a dû servir de point d'appui au moment de la rupture. Ensuite, les armatures non rompues se retrouvent à l'air libre et peignées par l'écoulement.

Cependant, il faut également signaler que les ruptures d'adhérence sous sollicitations dynamiques qui constituent un risque bien identifié par exemple dans le domaine sismique n'ont pas été intégrées à la conception de ces ouvrages où on constate l'absence de dispositifs de liaisons d'armatures spécifiques, notamment entre les deux principales couches d'armatures amont et aval.

Une des étapes de l'expertise a également consisté à mener des observations sur les matériaux en présence et à en relever des échantillons pour les tester. Les observations du rapport (LRPC, 2002) confirment globalement la bonne mise en œuvre de ces dents et la seule différence vraisemblable avec les plans de conception concerne les armatures verticales des deux lits de la face amont qui sont alignées à la place d'être en quinconce. A ce titre, l'observation de ruptures de granulats ainsi que les empreintes bien marquées des armatures arrachées sont autant d'indices favorables.



Figure 17 : Empreinte d'armature et granulats rompus dans les zones de fracture, prélèvement de béton

En revanche, les tests des échantillons apportent des éléments supplémentaires pour exhiber deux scénarios réalistes de rupture. Tout d'abord pour le béton, le matériau est de très bonne qualité pour un B30 avec un module de l'ordre de 30 GPa et une résistance caractéristique supérieure à 55 MPa conforme aux essais réalisés à l'époque du chantier. On note une qualité légèrement supérieure pour la dent n°11. Par ailleurs, la possibilité de gel du béton dans ce site pourtant propice a pu être écartée.

Concernant les armatures, les 6 échantillons prélevés dans les parties peignées ont pu être identifiés grâce aux verrous de marquage, confirmant là encore leur conformité. Ces échantillons ont ensuite été testés en traction avec les résultats suivants :

N° Essai	φ	Repère	Nom	Usine	Homologation
1	20	11	CRELOI 500S	Sté ITON SEINE	Fiche H37
2	25	11	NERKOR 500S	BADISHE STAHLWERKE AG	Fiche H40
3	25	11	CRELOI 500S	Aciéries et Laminoirs de Paris	Fiche H32 rév. 1
4	25	11	CRELOI 500S	Aciéries et Laminoirs de Paris	Fiche H32 rév. 1
5	25	9	NERKOR 500S	BADISHE STAHLWERKE AG	Fiche H40
6	25	9	CRELOI 500S	Aciéries et Laminoirs de Paris	Fiche H32 rév. 1

Tableau 1 : Identification des échantillons d'armatures prélevés sur les dents n°9 et n°11 de Taconnaz

N° Essai	Re 0,2% (Mpa)	Rm (Mpa)	Agt (%)
1	X	738	0,4
2	X	761	0,6
3	X	748	0,6
4	X	762	0,5
5	591	621	7,5
6	535	617	10,5
Valeur garantie	500	550	5

Tableau 2 : Résultats des tests de traction d'armatures prélevées sur les dents n°9 et n°11 de Taconnaz (Re : résistance à 0.2% d'allongement – limite élastique, Rm : résistance à la rupture, Agt : allongement à la rupture)

On constate donc que les armatures de la dent n°9 n'ont pas subi, en dehors des zones de rupture localisée, de modification des propriétés mécaniques. Ce n'est en revanche pas le cas pour les échantillons de la dent n°11 qui apparaissent avoir été extrêmement sollicités avec pour conséquence une élévation de la limite élastique et une perte quasi totale de capacité d'allongement (rupture avant 0.2%). Ceci montre que le matériau constituant les échantillons n'est plus représentatif des aciers HA d'origine comme si ces armatures avaient subi un essai de traction sur l'ensemble de leur longueur lors de l'avalanche du 11 février 1999.

3.3.3 Deux scénarios de rupture et ... quelques lacunes structurelles

L'ensemble des observations et relevés évoqués précédemment mais aussi la campagne d'essais en laboratoire sont finalement cohérents pour exhiber deux scénarios distincts de rupture des dents déflectrices n°9 et n°11.

Ainsi pour la dent n°9, l'absence de fissures horizontales montre que la sollicitation n'a vraisemblablement pas intéressé toute la surface amont de la dent mais plutôt son angle supérieur. Ensuite, la rupture très locale des armatures tend à montrer que le béton amont n'a pas subi de flexion généralisée marquée. Ces hypothèses sont corroborées par le fait que le niveau assez bas des enrochements à l'arrière aurait engendré une flexion plus importante. Ces éléments semblent donc prouver qu'un gros bloc de rocher serait la cause première de la rupture, aggravée ensuite par le flot avalancheux lui-même. Ce scénario n'est pas forcément étonnant si on considère les blocs de plusieurs mètres transportés par les avalanches de Tacconnaz et dont un spécimen se trouve justement quelques mètres à l'aval de la dent n°9.



Figure 18 : Bloc de rocher de plusieurs m³ transporté par l'avalanche et situé juste à l'aval de la dent n°9

En revanche pour la dent n°11, tous les éléments tendent à montrer qu'elle a péri sous une sollicitation généralisée sur sa surface amont qui correspondrait, de manière plus évidente a priori, à l'action du flot de l'avalanche. La traction généralisée des armatures amont s'explique ainsi par la mise en flexion complète de la dent et directement influencée par la présence du massif d'enrochements.

Finalement, ces dommages qui ne sont finalement qu'une conséquence de différents facteurs peuvent certes être expliqués par un phénomène qui a vraisemblablement dépassé les hypothèses initiales de dimensionnement mais montrent aussi des lacunes dans la conception et le dimensionnement des ouvrages :

- à partir d'un choix de profil de pression selon la direction principale de l'écoulement, projection identique et erronée de la sollicitation normale pour toutes les dents selon un angle d'attaque finalement favorable et constant alors que les dents sont disposées en éventail. En 1999, l'écoulement était orienté selon un angle beaucoup plus préjudiciable pour les dents

endommagées et vu la variabilité de direction possible, il s'agit de considérer le cas le plus défavorable aussi en terme de direction.

- sous l'hypothèse statique, considération du seul mode de flexion sans considérer le cisaillement qui s'avère ici crucial
- mauvaise conception pratique de l'ouvrage dont la double semelle crée un point singulier, potentiellement initiateur de faiblesse. Surtout, pas de cage d'armature à proprement parler malgré une importante quantité d'acier dimensionnée par rapport à la flexion seule. Cette approche qui était optimale dans le champ des hypothèses initiales s'est avéré catastrophique dès lors que le contexte était différent. En particulier, la non liaison des ferraillasses amont et aval du mur n'a pas permis de résister au cisaillement pour lequel le facteur limitant était finalement uniquement l'épaisseur du béton notamment d'enrobage... Une conception plus classique, répartie et équilibrée du ferraillassage, n'aurait peut-être pas permis de résister pour cause de dépassement de résistance mais aurait au moins empêché ou retardé l'initiation des comportements chaotiques de ruine observés
- Non prise en compte des aspects dynamiques. Lors de ce type de chargement, le champ de contraintes dépend des modes propres de la structure et diffère en particulier du champ de contrainte en flexion simple sous charge statique, le seul pris en compte ici lors de la conception des dents. Là encore, les choix effectués pour le ferraillassage ont condamné ces ouvrages sans leur laisser la moindre chance alors qu'une meilleure conception qualitative, même sans étude spécifique, aurait pu donner de meilleurs résultats. A ce niveau, il ne faut pas non plus oublier la question des impacts localisés : arbres, rochers, glace...

L'avalanche dense survenue le 5 avril 2006 a finalement fini de détruire au moins 6 dents supplémentaires, preuve supplémentaire des lacunes de la conception et du dimensionnement de ces ouvrages, là encore en montrant des phénomènes de cisaillement ou d'impact.



Figure 19 : Destructions dues à l'avalanche du 5 avril 2006

3.4 En résumé... Des lacunes qui peuvent affecter l'efficacité des mesures de prévention

L'endommagement ou même la destruction d'ouvrages et de bâtiments par les avalanches confirment une situation non satisfaisante. Dans le même temps, les progrès du génie civil, aussi bien en termes d'étude, de performances des matériaux ou de techniques de réalisation permettent de concevoir des structures de plus en plus ambitieuses et efficaces, sans parler du génie militaire sur le point particulier des impacts...

Sur ces bases, parmi les **pratiques actuelles** qui conduisent potentiellement à une **mauvaise prise en compte** des **actions** exercées par les **avalanches** dans le dimensionnement et la conception des structures, on peut citer :

- le **dimensionnement** des structures sur la base d'hypothèses de **chargements statiques** ;
- la mauvaise définition de la pression dynamique d'impact d'avalanches en écoulement faiblement inertiels¹² (avalanches coulantes de neige humide en phase d'arrêt par exemple) ;
- le **manque d'analyses en retour** fiables de **pathologies** d'ouvrages (de protection ou d'habitation) endommagés ;
- l'**ambiguïté** relative à l'utilisation pratique de **valeurs** de **pression** pour définir des valeurs utilisées dans le cadre d'approches de génie civil ;
- le **manque de traçabilité** des hypothèses simplificatrices faites quant au comportement structurel des ouvrages.

Tout d'abord, l'utilisation d'une simple valeur de pression statique, éventuellement accompagnée d'une répartition spatiale, ne permet pas de retranscrire un minimum la complexité de l'action subie par un ouvrage due à une avalanche. Qualitativement, cette seule hypothèse biaise la conception obtenue pour par exemple se contenter de considérer un seul mode de comportement en flexion. Les aspects liés à la dynamique ou aux possibilités d'impacts localisés ne sont de fait pas pris en compte.

Ensuite, quantitativement, les hypothèses de chargement utilisées proviennent de façon quasi exclusive à l'heure actuelle d'études basées sur l'étude des écoulements. La pression calculée dans le cadre des approches "hydrodynamiques" peut-être très différente de la pression réellement exercée sur l'ouvrage. A l'heure actuelle, des valeurs de pression limites issues de modélisation hydraulique des avalanches sont traduites en valeur de pression de chargement admissible des structures (telle que la limite de 30 kPa associée au P.P.R.). Des études récentes ont montré que les principaux paramètres de l'écoulement (densité, vitesse) entrent en ligne de compte mais l'action subie dépend aussi des caractéristiques de l'interaction avec l'ouvrage (voir notamment le § 4.2).

L'identification des paramètres physiques de l'avalanche reste délicate. Les caractéristiques de l'écoulement ne peuvent être reliées facilement à l'action correspondante, ce qui entâche d'erreurs potentiellement très importantes la démarche actuelle de zonage et les prescriptions constructives associées. La zone bleue (ou pour les ouvrages de protection, leur zone d'implantation) subit les mêmes niveaux d'incertitude qui peuvent se traduire au final par un positionnement contestable.

¹² Les avalanches en aérosol et les avalanches coulantes de neige sèche peuvent être classées dans la famille des écoulements dits inertiels (Ancey et al., 2006)

En fait, cette situation résulte largement d'un défaut de connaissance de l'action subie par un ouvrage soumis à une avalanche. De fait, la conception et le dimensionnement des ouvrages concernés qui en dépendent étroitement subissent les mêmes lacunes.

On peut regretter que dans un tel contexte d'incertitude, une approche prudente ne soit retenue en termes de dimensionnement. La prise en compte directe d'une sollicitation dynamique n'est certes pas aisée avec les règlements de calculs actuels. Ils sont en effet conçus pour le génie-civil d'ouvrages d'art où les cas de charges sont plus légitimement assimilables à des chargements statiques (à nuancer dans le cas des structures et approches para-sismiques...). Il nous semble qu'il existe cependant des moyens de calcul et des approches complémentaires pour progresser. A l'heure actuelle, ces méthodes restent assez peu connues des différents acteurs impliqués dans la conception d'ouvrages de protection. Le guide « Construire en montagne » (MEDD, 2004) ou les conclusions de la mission d'expertise sur Montroc (Glass et al., 2000)¹³ sont des pistes intéressantes mais qui restent sur des schémas finalement classiques et restent perfectibles. Le présent document se veut une contribution dans ce sens. Les paragraphes suivants décrivent les difficultés liées à la détermination de l'action exercée par une avalanche sur une structure.

4 UNE SOLLICITATION AVALANCHEUSE MAL CONNUE ET MAL UTILISEE

4.1 Les implications de la (mé)connaissance de la sollicitation avalancheuse

4.1.1 Du point de vue structurel

Il apparaît assez évident que la connaissance des caractéristiques de la sollicitation générée par une avalanche est essentielle dans le cadre du dimensionnement de mesures structurelles de prévention. Deux types de structures sont susceptibles d'être sollicités dynamiquement par une avalanche, phénomène naturel gravitaire rapide :

- les ouvrages de protection implantés volontairement pour limiter les conséquences des phénomènes sur les enjeux potentiellement exposés ;
- les enjeux exposés en l'absence de protection ou en cas de dépassement des scénarios de référence ayant servi au dimensionnement des protections (notion de risque résiduel) : cas des zones bleues (cf. point suivant).

4.1.2 Du point de vue non structurel

Contrairement au cas précédent, l'importance de la connaissance de la sollicitation avalancheuse apparaît peut-être ici moins évidente. Ce point de vue structurel concerne ici la prise en

¹³ Qui stipule par exemple "En l'absence de modélisation, la pratique actuelle de fixer, en zone bleue, une pression à laquelle les bâtiments peuvent résister sera maintenue, mais il faut préciser à quel niveau on applique le coefficient de sécurité : celui-ci peut être intégré soit dans le règlement (par exemple, une pression de 30 kPa signifie que la structure résiste à 30 kPa, mais que la pression attendue avec un coefficient de sécurité de 1.5 est de 20 kPa), soit être pris en compte dans le calcul de la structure (pour les mêmes valeurs, la structure doit alors résister à 45 kPa). L'origine de ce chiffre de 30 kPa que l'on retrouve dans les règlements devra être clairement établie et sa valeur discutée au vu de l'évolution des techniques constructives et des connaissances de l'aléa".

compte des risques naturels dans l'aménagement dont les plans de prévention des risques prévisibles constituent depuis 1995 l'outil essentiel (M.A.T.E. et M.E.T.L., 1997). Dans le domaine des avalanches, un guide spécifique élaboré en 2005 (MEDD, MAAPAR et al., 2005) n'a pas encore de statut officiel. De manière classique, l'élaboration d'une carte de zonage du risque comprend la caractérisation des phénomènes, la définition des aléas, des enjeux puis le choix du niveau de risque.

Pour autant, les procédures d'élaboration des cartes de risque varient d'un département à un autre alors que les résultats du zonage sont directement liés aux hypothèses initiales retenues (Tacnet, 2006). Une analyse des possibilités de traçabilité des données a été réalisée dans le cadre du PPR avalanche (Tacnet et al., 2005).

Tout d'abord, le fait de fixer dans les prescriptions un niveau de pression de référence auquel résister (cas des zones bleues) lie donc de fait directement le zonage à la résistance des bâtiments et à la notion de vulnérabilité structurelle. Par rapport à la connaissance de la sollicitation avalancheuse, l'enjeu est donc ici double pour mieux éclairer le choix des différents seuils de pression et d'autre part proposer dans les zones bleues des prescriptions plus performantes.

La démarche théorique de zonage du risque prévoit normalement la définition de l'aléa puis une confrontation à la vulnérabilité des enjeux pour déterminer le risque. Dans la réalité, plusieurs approches existent. La première consiste à fixer la zone rouge du PPR à partir de l'extension des événements connus : rappelons que, dans ce cadre, l'utilisation directe de la CLPA¹⁴ sans expertise complémentaire est à proscrire. La zone bleue est parfois considérée comme une zone d'incertitude. Une fois la zone bleue fixée, les règlements sont établis en référence à une valeur forfaitaire de pression de 3 t/m².

D'autres approches visent à distinguer les niveaux d'aléa en fonction du comportement potentiel de structures impactées : la détermination du niveau d'aléa se fait parfois sur la base d'une analyse a priori du comportement d'un bâtiment fictif.

Le chargé d'études PPR est conduit à imaginer sa propre interprétation du phénomène de référence. Sur cette base, il se pose la question « Si un tel ouvrage se trouvait placé à cet endroit, soumis à l'évènement de référence, quels seraient les dégâts qu'il subirait ». Sur la base d'une équivalence implicite et assez subjective entre type de constructions et type de dégâts potentiels, la position par rapport à la valeur de la pression de référence est évaluée (au-dessus ou en dessous) permettant du même coup de tracer indirectement la limite de l'aléa (Tacnet et al., 2005). Ce cheminement pragmatique fait donc largement appel à un avis d'expert et reste basé sur une hypothèse relative au comportement supposé de la structure. Cette approche correspond au cheminement indiqué en bleu sur les figures ci-dessous, par opposition au cheminement théorique (tel qu'il est décrit dans les guides P.P.R) représenté en noir.

La figure 20 propose une représentation schématique des modes de raisonnement mis en œuvre dans le cadre de l'élaboration d'une carte de zonage. L'axe horizontal correspond à l'échelle temporelle. Les actions ou résultats situés sur la droite sont postérieurs dans le temps à celles situées sur la gauche du schéma. L'axe vertical correspond à une localisation géographique des actions et résultats. Par exemple, le scénario de référence concerne majoritairement la zone de départ alors que l'analyse des enjeux et la détermination de la pression correspondent à des zones situées dans la zone d'arrêt et de dépôt (partie inférieure du schéma). Les pastilles de couleur numérotent de manière croissante en fonction du temps les différentes étapes du raisonnement.

Deux tracés différents correspondent à deux façons d'estimer le niveau de risque et donc de choisir la nature de la zone PPR. Le tracé représenté en noir correspond à l'enchaînement théorique $\text{risque} = \text{aléa} \times \text{vulnérabilité}$ selon lequel la qualification de l'aléa et de la pression précède la confrontation avec les enjeux. Dans la réalité, du fait de la méconnaissance de la vulnérabilité structurelle des bâtiments et des conditions de réalisation des P.P.R. (absence de modélisation permettant d'accéder à un ordre de grandeur de la pression), une autre démarche plus subjective peut être mise en œuvre. Elle correspond au cheminement intellectuel visualisé par le tracé bleu. Dans ce

¹⁴ Carte de localisation des phénomènes d'avalanche (cf. www.avalanches.fr)

cas, la pression n'est pas une donnée d'entrée mais un sous-produit d'une estimation a priori d'un potentiel de dégâts par le chargé d'études. On comprend aisément que cette quantification comporte une grande part de subjectivité et reste fortement influencée par la culture technique du chargé d'études en matière de génie civil et de comportement des structures. Cette dualité n'a pas valeur de généralité. En effet, les approches peuvent fortement varier d'un chargé d'études à un autre. Ceci soulève le problème de la traçabilité du raisonnement. Au-delà des difficultés liées à la quantification des actions, on voit ici combien il est difficile voire impossible de différencier le mode de raisonnement ayant conduit à proposer tel ou tel zonage.

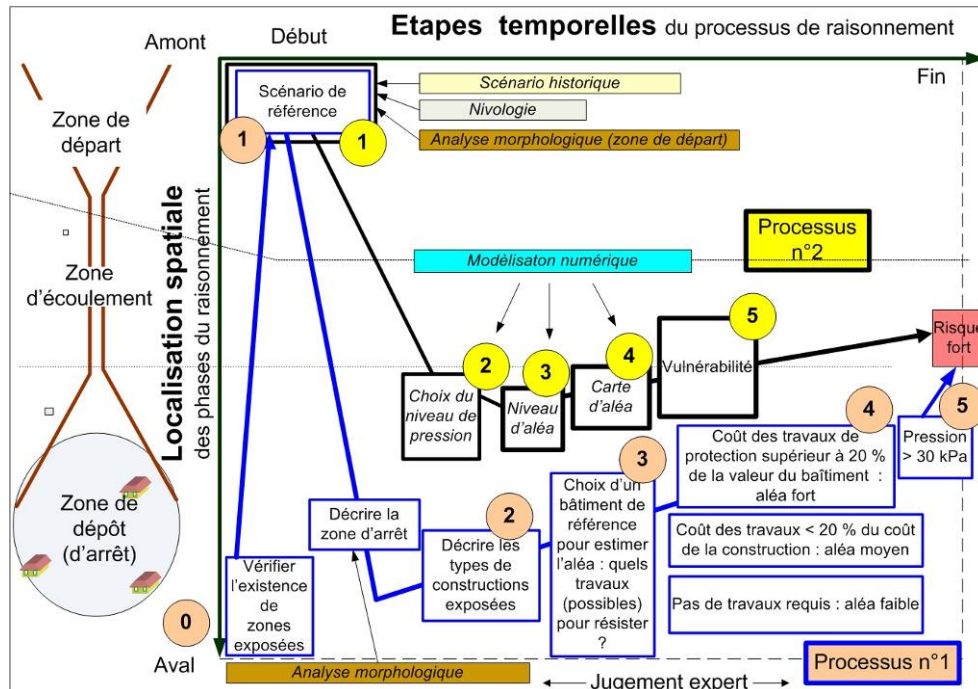


Figure 20 : Méthodologie de raisonnement pour la détermination du niveau d'aléa (puis du risque) (Tacnet et al., 2005)

La figure 21 illustre elle aussi la dualité de raisonnements possibles pour déterminer le zonage des risques. Les numéros des actions exercées et la couleur du tracé correspondent à ceux utilisés sur la figure 20. On retrouve donc ici les éléments descriptifs des phases du raisonnement. L'intérêt spécifique de ce schéma réside dans la comparaison entre les phases du raisonnement où la pression est déterminée ou prise en compte. Ceci est visible dans les deux rectangles composés chacun d'une colonne gris clair correspondant à l'étude de l'aléa et une colonne gris foncé correspondant à l'étude des enjeux (et de la vulnérabilité). Dans le schéma théorique (tracé noir, pastilles de couleurs jaunes et rectangle de gauche), on visualise bien une première phase correspondant à l'étude de l'aléa puis une confrontation aux enjeux pour aboutir au risque. Ceci est la démarche décrite par exemple dans le projet de guide PPR avalanches. Le rectangle de droite représente quant à lui la démarche correspondant à une approche pratique d'estimation de l'aléa (tracé bleu, pastilles de couleur orange et rectangle de droite). On voit ici clairement en comparant les deux rectangles sur la droite du schéma que les phases du raisonnement s'enchaînent de façon complètement différente. La pression de référence correspond à la deuxième phase dans le schéma théorique (tracé noir, pastille jaune n°2) et fait normalement, à ce stade, totalement abstraction de la prise en compte des enjeux. Dans le cadre de la démarche réelle, la pression de référence correspond à la cinquième phase (tracé bleu, pastille orange n°5) et se base sur une analyse experte et subjective de la vulnérabilité des enjeux. La qualification de l'aléa ne précède donc pas l'analyse de la vulnérabilité. Ceci est illustré sur le rectangle de droite par la présence des phases n°2, 3 et 4 (pastilles orange) dans la colonne de droite.

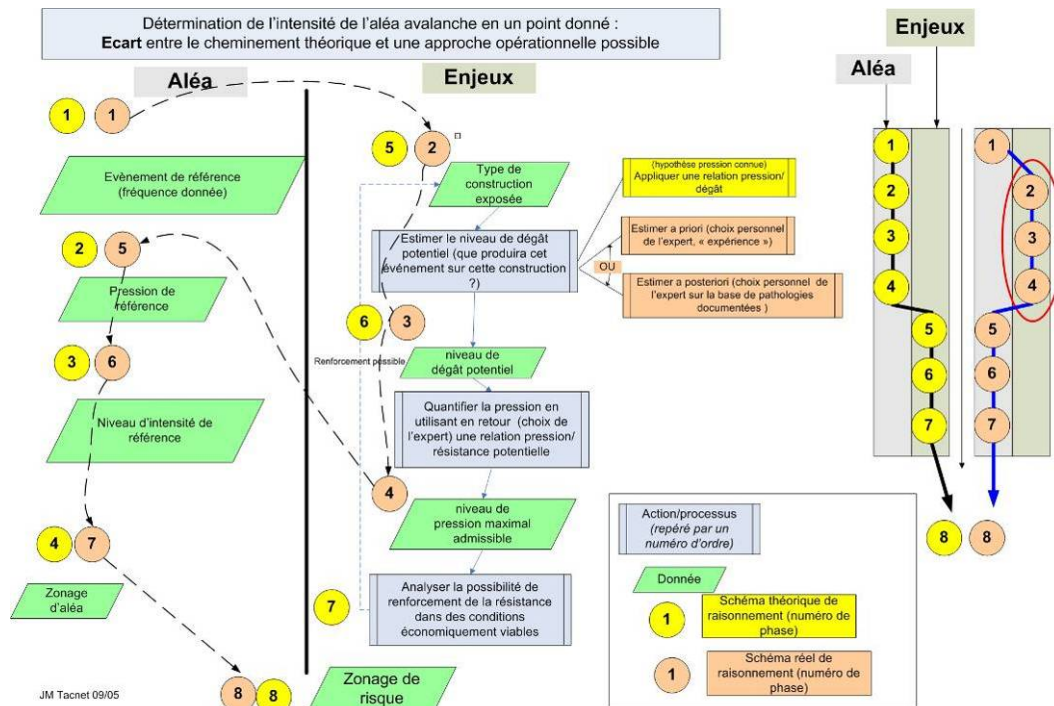


Figure 21 : Détermination de l'intensité de l'aléa – écart entre un cheminement théorique et une approche opérationnelle (Tacnet et al., 2005)

Le processus se fait donc soit indépendamment de la pression de référence soit sur des interprétations subjectives sans que les modes de raisonnement ne soient explicités. Personne ne sait finalement à quoi correspond la pression de référence et comment la définir. Aucune donnée historique ni aucune analyse statistique ne sont possibles sur la pression. L'analyse en retour de pathologies observées et l'utilisation de modèles peuvent à terme permettre d'y accéder. L'utilisation des modèles reste encore très limitée et les travaux basés sur le comportement des structures sous avalanche réelle sont très récents.

La situation actuelle est finalement assez paradoxale : elle correspond à une approche pragmatique basée sur l'état des connaissances à la disposition des gestionnaires. Il ne s'agit pas ici de porter un jugement de valeur sur les pratiques actuelles. En effet, les connaissances actuelles de la pression exercée et de la vulnérabilité structurelle restent très parcellaires. Il n'existe en effet pas ou peu d'études permettant de relier un mode de construction et une résistance potentielle à l'impact, là encore par manque de connaissance sur ce problème. L'analyse ci-dessus illustre à la fois l'ambiguïté de la notion de pression, le manque de traçabilité et les lacunes du raisonnement. Elle motive et justifie les améliorations méthodologiques sur ces deux volets. Les approches visant à mieux considérer d'un point de vue qualitatif et quantitatif les modes d'action d'un phénomène gravitaire sur une structure sont donc d'un intérêt particulièrement important également pour le zonage.

4.2 La sollicitation avalancheuse : état des connaissances actuelles et lacunes¹⁵

La connaissance des caractéristiques de l'impact d'une avalanche sur un obstacle rigide, à savoir la répartition spatio-temporelle de la pression sur l'obstacle au cours du passage de l'écoulement est encore très partielle : peu d'éléments sont finalement disponibles pour exhiber des profils fiables utilisables ensuite en génie-civil pour dimensionner des ouvrages. Par ailleurs, la principale difficulté est de distinguer la pression potentiellement générée par le phénomène (pression dynamique de l'écoulement libre) de l'action effectivement subie par l'ouvrage (pression d'impact) du fait du phénomène et de leur interaction mutuelle.

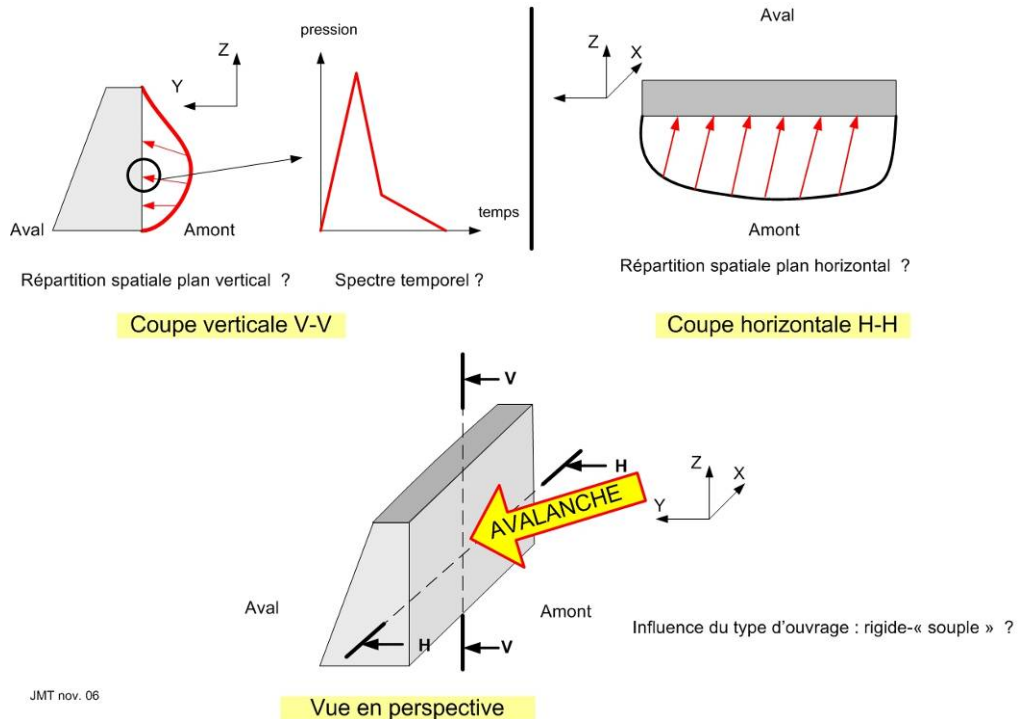


Figure 22 : La problématique du concepteur d'ouvrages : Les éléments caractéristiques de la sollicitation dynamique

4.2.1.1 Pression dans les avalanches

La neige, mobilisée par une avalanche, est un matériau naturel complexe. Il est hétérogène et anisotrope et la taille des agrégats qui le composent varie de la taille du grain de neige à l'épaisseur de l'écoulement. Ce dernier point rend difficile l'application du formalisme des milieux continus requis pour la mise en œuvre des principes de la mécanique des fluides. La **neige**, matériau granulaire cohésif se comporte de façons très différentes selon le mode de sollicitation. Posée sur une pente, elle peut rester dans un état statique malgré les contraintes de cisaillement présentes. Dans ce régime, le système est dominé par les interactions de contact entre les grains et les agrégats et se comporte alors comme un **solide**. A l'autre extrême, lors d'une avalanche aérosol, les particules de neige deviennent très indépendantes de ces forces de contact. Leur déplacement est alors contrôlé par la turbulence de l'air. La neige ressemble dans cet état à un **gaz**. Entre ces deux états, on observe ce que l'on appelle des avalanches denses, où les particules interagissent entre elles par contacts

¹⁵ section rédigée avec la collaboration de Mohamed Naaim et Emmanuel Thibert

frictionnels ou cohésifs de longue durée. Dans ce régime d'écoulement la neige se comporte comme un **liquide**.

Les agrégats ont des formes variées et les contacts entre eux font intervenir des forces de frottement et de cohésion de longues portées. Il est de ce fait difficile d'établir des lois de comportement comme pour les fluides simples. Seules des lois de comportements théoriques issues d'analogie avec des matériaux modèles, ou des lois de comportements empiriques issues d'expérimentations sont disponibles (Bouchet, 2003 ; Rognon, 2006). Comme la neige est un matériau fragile et dans une certaine mesure compressible, il est nécessaire de relier sa masse volumique et ses variations aux paramètres de l'écoulement. Quelques analogies avec les milieux poreux existent (Eglit et al. 2007) mais n'apportent pas une réponse définitive à la question de la loi d'état de la neige soumise à des sollicitations sévères et dynamiques.

Malgré ces limitations qui démontrent une fois encore que les recherches sur le comportement de la neige en écoulement restent une priorité pour comprendre et quantifier la dynamique des avalanches et de leurs effets sur les obstacles, nous disposons de nouvelles lois empiriques (Sovilla et al., 2008a ; 2008b ; Thibert et al., 2008) ou théoriques (Naaïm et al. 2007) qui relient la pression d'impact aux grandeurs de l'écoulement. Ces informations montrent, entre autres, que les relations utilisées jusqu'à maintenant pour évaluer la pression d'impact d'une avalanche dense sur un obstacle sous-estiment manifestement le niveau de pression et ceci est d'autant plus vrai que l'avalanche est lente.

4.2.1.1.1 Pression de l'écoulement libre

La pression d'impact d'une avalanche sur une structure est définie comme étant la force d'impact divisée par la projection de la surface sur le plan orthogonal à l'écoulement. Dans le cadre de la mécanique des fluides, on définit la pression dynamique (ou cinétique) dans un écoulement libre (c'est à dire sans obstacle) comme étant l'énergie cinétique par unité de volume. Cette pression dynamique dans un écoulement libre (P_{e-l}) caractérisé par une densité ρ et se déplaçant à une vitesse v est donnée par :

$$P_{e-l} = \frac{1}{2} \rho v^2 \quad (1)$$

La masse volumique d'une avalanche dense varie de 100 à 500 kg/m³ et sa vitesse de 0 à 60 m/s. La pression dynamique dans un écoulement libre d'avalanche dense varie de 0 à 600 kPa. La première difficulté réside dans l'estimation de la masse volumique. Comme la neige est fragile et compressible, sa masse volumique évolue aussi bien dans le temps que dans l'espace pendant l'écoulement d'une avalanche. Peu de mesures et encore moins de lois d'état sont disponibles pour rendre compte de ces variations. Quant à la vitesse, elle est distribuée verticalement selon un profil particulier. Les mesures disponibles, aussi bien in situ qu'en modèle réduit (Rognon et al., 2007) montrent une zone fortement cisailée à la base de l'écoulement et au delà une zone faiblement cisailée. En dehors de la zone basale, la pression dynamique moyenne de l'écoulement libre doit alors être sensiblement constante dans le corps de l'avalanche dense.

L'avalanche aérosol, écoulement dominé par la turbulence de l'air (fluide porteur qui représente 95% du volume) a une masse volumique de 5 à 20 kg/m³ et une vitesse de 0 à 70 m/s. La pression dynamique dans un écoulement libre d'avalanche aérosol varie donc de 0 à 60 kPa. Les écoulements aérosols sont caractérisés par une forte stratification verticale de la densité et de la vitesse. Il en résulte une variation forte de la pression moyenne entre la base et le sommet de l'avalanche. Par ailleurs, les vitesses verticales dans les avalanches aérosols peuvent atteindre des valeurs proches de la vitesse du front (Naaïm-Bouvet, 2003). Elles sont capables de générer des pressions dynamiques verticales du même ordre de grandeur que les pressions dans le sens de l'écoulement. Les vitesses réelles à l'intérieur de l'écoulement aérosol peuvent atteindre le double de la vitesse du front. Les pressions dynamiques calculées à partir de la vitesse du front sous-estiment et ce de manière significative les pressions dynamiques réelles dans un aérosol.

4.2.1.1.2 Pressions sur un obstacle

Un obstacle placé à l'intérieur d'un écoulement d'un fluide perçoit une pression dynamique (force par unité de surface) proportionnelle à la pression dynamique de l'écoulement libre¹⁶. Le coefficient de proportionnalité, dit coefficient de traînée (et noté C_x) n'est pas une constante. Une analyse dimensionnelle rapide montre qu'il dépend du nombre de Reynolds (rapport entre les forces d'inertie et les forces de viscosité). Il varie non seulement avec la forme de l'obstacle mais aussi et surtout avec les grandeurs de l'écoulement. Il intègre ainsi deux contributions différentes.

Pour simplifier la présentation nous allons décomposer le coefficient de traînée en produit de deux fonctions C_{f-o} (coefficient de forme) et C_{r-e} (coefficient du régime d'écoulement). Le premier rend compte de l'influence de la forme de l'obstacle et le second rend compte de l'influence du régime de l'écoulement. La pression dynamique (P_{d-o}) sur un obstacle est alors donnée, en fonction de la pression de l'écoulement libre P_{e-l} par :

$$P_{d-o} = C_{r-e} C_{f-o} P_{e-l} \quad (2)$$

A cette pression il faudra évidemment rajouter la composante hydrostatique $P_{hydro} = \rho g(h - z)$.

Dans le cas d'un fluide simple tel que l'air en écoulement turbulent et en fonction de la forme et du profilage (aérodynamique) d'un obstacle placé dans un écoulement, le coefficient de forme, noté C_{f-o} , varie de 1 à 2 (1 pour un obstacle peu déviant, tel un pylône ; 2 pour un obstacle très déviant tel un mur placé perpendiculairement à l'écoulement). Actuellement, nous n'avons aucune information permettant de définir simplement ce coefficient pour un fluide complexe tel que la neige en écoulement dense. Est-ce que son évolution en fonction de la forme est semblable à celle des fluides simples ? En absence de réponse à cette question, le moins que l'on puisse dire est de recommander de retenir 2 comme valeur pour ce coefficient, y compris pour les ouvrages non déviants (Salm et al. 1990).

Pour un écoulement de fluide simple, le coefficient du régime d'écoulement, noté C_{r-e} , dépend du nombre de Reynolds. Aux forts nombres de Reynolds, c'est à dire pour les écoulements fortement inertiels, le coefficient C_{r-e} converge vers une valeur constante proche de 1. Le coefficient de traînée ne dépend plus que de la forme de l'obstacle. Les écoulements aérosols sont des écoulements inertiels à grand nombre de Reynolds, fortement turbulents. Le coefficient de traînée dans ce cas ne dépend donc que de la forme de l'obstacle.

Pour les écoulements d'avalanches denses, il faut distinguer les écoulements rapides où l'inertie domine des écoulements lents où les forces de frottement, de gravité et de cohésion sont prépondérantes. Le nombre de Froude, rapport entre les forces d'inertie et les forces de gravité, peut être utilisé pour distinguer grossièrement ces deux régimes. Au coefficient de frottement près, le nombre de Froude est aussi le rapport entre l'inertie et les forces de frottement et de cohésion. Les récentes mesures par (Sovilla et al., 2008b ; Thibert et al., 2008) montrent une forte décroissance du coefficient de traînée en fonction du nombre de Froude de l'écoulement. D'après Sovilla, cette décroissance est bien décrite par une loi puissance à exposant négatif :

$$C_{r-e} \approx \frac{2508}{\rho} F^{-0.8} \quad (3)$$

ajustée sur trois avalanches déclenchées sur le site d'étude des avalanches de la Sionne en Suisse. Ces mesures ont été obtenues grâce à des capteurs de force circulaires de diamètre 20 cm, placés sur un mat de mesures installé dans l'écoulement. Ces capteurs ont fonctionné pour plusieurs grandes avalanches denses ou mixtes. Les mesures de vitesse et de hauteur permettant le calcul du

¹⁶ L'obstacle ressent aussi des sollicitations dont les fréquences sont bien plus grandes que la fréquence caractéristique de l'écoulement et dont l'intensité peut atteindre 1000 à 1200 kPa. Il est aussi soumis à la composante de pression liée au poids de la neige qui est proportionnelle au produit de la masse volumique par l'épaisseur et par l'accélération de la pesanteur.

nombre de Froude ont été moyennées sur une seconde. La pression associée correspond à la pression maximale sur la même période.

Les mesures effectuées en France sur le site expérimental d'étude des avalanches du Col du Lautaret (Cemagref) à l'aide de nouveaux dispositifs de mesure intégrant la pression d'impact sur une surface de l'ordre de 1 m² (Berthet-Rambaud et al., 2008) indiquent des résultats similaires (Thibert et al., 2008) avec une dépendance du nombre de Froude :

$$C_{r_e} \approx \frac{1236}{\rho} F^{-1.3} \quad (4)$$

où la loi est ajustée sur une avalanche dense de neige froide (grains fins).

Une étude théorique menée au *Cemagref* (Naaim et al. 2007), qui repose sur une analogie avec les fluides simples, a permis de relier le coefficient de traînée aux grandeurs de l'écoulement par une loi théorique qui rend compte de la forte dépendance du coefficient de traînée avec le nombre de Froude de l'écoulement et des coefficient de frottements.

D'après les résultats des trois études ci-dessus, pour un nombre de Froude élevé, le coefficient du régime d'écoulement tend vers 1 et le coefficient de traînée tend vers le coefficient de forme. Quand le nombre de Froude diminue, le coefficient de traînée augmente de manière significative et peut atteindre des valeurs de 15 (pour un nombre de Froude tendant vers 0.5). Le fait que le coefficient de traînée soit plus grand que 2 n'est pas nouveau. Il avait été constaté dès les années 70 à partir de mesures de terrain russes et françaises (Kotlyakov et al., 1977 ; Eybert-Berard et al., 1978) et dans les années 80 à partir des mesures Norvégiennes (Norem et al., 1985). Ce qui est nouveau est la forte décroissance avec le nombre de Froude.

4.2.2 Maximum de pression

L'action subie est la grandeur de base de notre problématique. Sans intégrer toute sa complexité (thermique par exemple) et du point de vue particulier de la résistance des ouvrages, il s'agit de la ramener à la pression subie par l'ouvrage. Cette pression est directement influencée par l'obstacle lui-même, sa géométrie mais aussi sa réponse liée à ses propriétés mécaniques (Haehnel et Daly, 2002) : il est crucial de considérer ici l'ensemble du problème de l'interaction phénomène-obstacle en considérant le cas des ouvrages plutôt rigides et de ne surtout pas le réduire à la pression de l'écoulement libre.

Or, si de nombreuses études ont été menées sur ce thème (Lang et Brown, 1980 ; Schaerer et Salway, 1980 ; McClung et Schaerer, 1985 ; Norem et al., 1985 ; Schaer et Issler 2001) qui proposent des mesures et des valeurs de pression, la plupart correspondent à des mesures de maximum de pression ponctuellement dans l'écoulement : de telles mesures permettent d'accéder à la structure interne de l'écoulement et d'obtenir une bonne définition temporelle de la pression. Cependant, le changement d'échelle nécessaire pour quantifier l'action subie à l'échelle d'un ouvrage massif nécessite une moyenne spatiale de ces mesures et se pose alors la question la question de l'échelle des mesures vis à vis des hétérogénéités du matériau neige. De plus l'utilisation de capteurs de pression de faibles dimensions nécessite leur montage sur une structure qui peut perturber et interagir avec l'écoulement, créant notamment une zone d'accumulation à l'amont et des déviations latérales ou verticale selon le comportement et la forme de l'ouvrage dédié à la mesure.

4.2.3 Répartition spatiale de la sollicitation avalancheuse

Une représentation commune est celle d'une avalanche en plusieurs couches en fonction des conditions et des caractéristiques de la neige concernée. Ces couches ont elles-mêmes chacune leurs propriétés propres et la pression va évoluer sur l'épaisseur en fonction du type d'avalanche.

(Norem, 1990) propose ainsi une description de l'avalanche mixte par ce biais avec le profil de sollicitation qualitatif correspondant (et sous réserve de pouvoir distinguer dans la réalité ces différentes couches...) :

- Le manteau neigeux initialement présent : cette couche ne fait pas à proprement parler partie de l'avalanche mais elle garde une influence importante dans le cas de la présence d'ouvrages. Tout d'abord, en fonction de ses caractéristiques, elle contribue à alimenter et à entretenir l'avalanche. Dans ce processus, elle subit une érosion plus ou moins forte du fait des phénomènes de reprise (Hopfinger, 1983). Surtout pour l'ouvrage, elle va décaler verticalement la zone où la sollicitation avalancheuse va s'appliquer en modifiant le niveau de propagation de l'écoulement. A noter également que cette couche peut être fortement modifiée à l'amont immédiat de l'obstacle, soit au préalable par l'action du vent et la présence d'une particularité soit au cours de l'avalanche par le dépôt et la zone morte qui peut s'y créer.
- La couche dense : cette couche constitue la "base" de l'avalanche: Les qualités de neige rencontrées dans ce type d'écoulement peuvent être très variables : neige sèche, légèrement ou fortement humide. De plus, le type de neige peut évoluer surtout si la zone de développement présente une grande dénivellation. La hauteur de couche dépend du volume en jeu, des conditions de site et de neige. L'ordre de grandeur est de quelques mètres d'épaisseur avec des densités qui peuvent être relativement importantes (plusieurs centaines de kg par m^3). Une répartition constante de la pression sur la hauteur de couche paraît a priori suffisante en première approche. Une finesse consiste à ajouter un terme de pression hydrostatique proportionnel à la hauteur.
- L'aérosol : c'est un écoulement très rapide (jusqu'à 100 m/s) sous la forme d'un nuage turbulent résultant du mélange de l'air et de particules de neige (densité de qq. kg par m^3). La formation de ces aérosols reste méconnue sachant que le phénomène n'apparaît pas dès le déclenchement de l'écoulement (encore de type coulant) mais une fois que l'avalanche a atteint une certaine vitesse par mise en suspension de particules de neige au niveau du front (Clément, 2002). En l'état actuel des connaissances, il s'agit de retenir que l'énergie de la couche aérosol est concentrée à sa base (Norem et al, 1985) avec une décroissance forte de la sollicitation au-dessus.

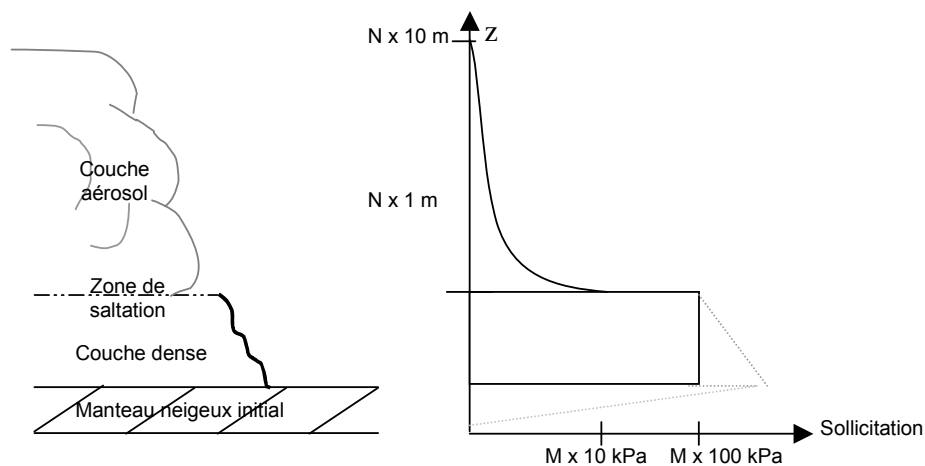


Figure 23 : Schéma récapitulatif : détail de la structure verticale d'un écoulement avalancheux et ordre de grandeur des pressions correspondantes (N et M de 1 à 10)

La situation se complique encore avec le problème de la coexistence des deux principales couches dense et aérosol : du fait des différences de vitesse et de caractéristiques, la partie aérosol pourra finir par devenir autonome et se détacher de la partie dense. L'avalanche se scindera alors en une partie dense et une partie aérosol indépendantes ayant éventuellement des trajectoires différentes et de toute façon décalées dans le temps (Ancey, 1996).

Dans ces conditions et du point de vue de l'obstacle, il est très délicat de définir une sollicitation de type unique hormis le fait que la pression décroît du bas vers le haut (McClung et Schaerer, 1985) et des hypothèses supplémentaires sont nécessaires pour définir une sollicitation

réaliste. A noter que ces éléments concernent la répartition de la sollicitation sur une verticale a priori en partie centrale et dans la direction de l'écoulement. S'il existe des règles de projection en cas d'incidence inclinée (en introduisant également un coefficient de frottement pour les efforts tangentiels), encore moins d'information n'est disponible sur la répartition transversale de cette sollicitation hormis peut-être (Kotlyakov et al., 1977) montrant là aussi une décroissance latérale.

4.2.4 Evolution temporelle de la sollicitation avalancheuse

En fait et notamment à la lumière du point précédent, l'idéal serait de connaître l'évolution du profil spatial de pression dans le temps, aussi bien au niveau de sa forme qu'au niveau des amplitudes. Or, si cette information est envisageable numériquement (Lang et Brown, 1980), aucune mesure expérimentale n'a encore permis d'apporter une réponse définitive sur ce point (notamment par la difficulté à disposer de nombreux points de mesures).

L'étude de l'évolution temporelle de l'action a pourtant été abordée sur différents sites expérimentaux, principalement pour les écoulements denses (Schaerer et Salway, 1980 ; McClung et Schaerer, 1985 ; Norem et al., 1985 ; Dent et al., 1998 ; Schaer et Issler, 2001). Les éléments disponibles malgré des analyses parfois différentes, apportent quelques informations sur les variations de pression en fonction du temps et à certains points dans l'écoulement.

Globalement, l'interaction entre l'écoulement et l'obstacle pour un écoulement dense semble distinguer une phase transitoire importante et une phase (pseudo)-permanente si l'écoulement est suffisamment alimenté. Pendant cette éventuelle phase permanente, la sollicitation sur l'obstacle doit pouvoir être considérée comme (quasi)-permanente avec une pression stabilisée à un palier. La phase considérée comme quasi-permanente comporte cependant des variations importantes autour d'une valeur moyenne). Cette phase est précédée d'un régime transitoire qui est plus délicat à aborder alors même qu'il est crucial pour le comportement dynamique des structures sollicitées : numériquement, l'apparition d'un pic d'impact semble avérée (Lachamp, 2003) mais ne se produit pas forcément de manière aussi brutale dans la réalité (Lang et Dent, 1980). Son apparition dépend en particulier de la forme du front qui peut avoir une influence non négligeable (Lang et Brown, 1980), un front massif en bourrelet favorisant un pic plus marqué (Keller et al., 1998). A ce niveau, la réponse de la structure doit également avoir une forte influence. En terme d'intensité, (Schaerer et Salway, 1980 ; Hopfinger, 1983 ; McClung et Schaerer, 1985) proposent des hauteurs de pic jusqu'à 4 voire 6 fois la hauteur du palier. Une étude récente sur les fluides à seuil indique que lors de cette phase transitoire, la pression maximum et la zone morte qui se forment devant l'obstacle dépendent du régime d'écoulement (transition selon le nombre de Froude ; Tiberghien, 2007).

Dans la réalité et si on étend maintenant cette phase transitoire à la couche de saltation ou aérosol qui précède la partie dense, on retrouve une succession de pics très violents plus ou moins marqués et distribués de manière irrégulière (Qiu et al., 1997 ; Nishimura et al., 1993 ; Schaer et Issler, 2001 ; Berthet-Rambaud, 2004 ; Berthet-Rambaud et al., 2008).

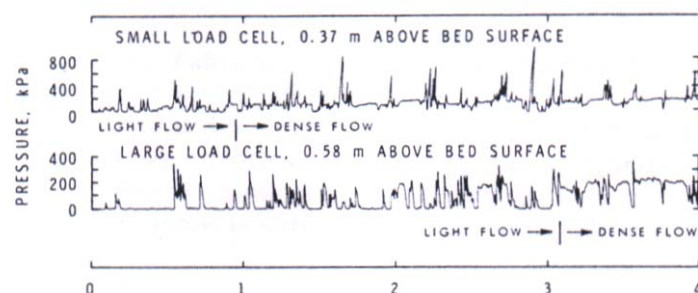


Figure 24 : Enregistrement temporel type de la pression générée par une avalanche (Schaerer et Salway, 1980)

Du point de vue d'un obstacle notamment rigide, ces pics successifs peuvent être très préjudiciables pour la structure, à la fois par leur amplitude et par leur succession. Si peu d'éléments quantitatifs s'avèrent disponibles sur ce point, il semble cependant qu'on puisse atteindre des

variations ponctuelles de pression jusqu'à plusieurs centaines de kPa en quelques centièmes voire millièmes de secondes (Schaer et Issler, 2001). Ces valeurs (qui dépendent bien sûr de l'ampleur du phénomène) sont donc directement dans la gamme de chargements dynamiques violents où le dimensionnement par des valeurs statiques n'est plus suffisant sous peine de mésestimer la sollicitation et sous-dimensionner la structure concernée.

Les arguments pour expliquer les pics observés et potentiellement préjudiciables à des structures sont divers : (McClung et Schaerer, 1985) l'attribuent à l'impact d'hétérogénéités (boules) présentes dans l'écoulement alors que (Nishimura et al., 1993) l'explique par des pics de densité et de vitesse ou à leur combinaison. Il ne faut pas non plus négliger l'influence des conditions de mesures. En effet, la plupart sont issues de mesures sur des mâts qui peuvent apparaître comme des supports non perturbateurs à l'échelle de l'écoulement. Les mesures elles-mêmes sont réalisées quasiment exclusivement grâce à des capteurs de pression classiques dont certains ont une surface de seulement quelques centimètres carrés. Lang et Brown (1980) montrent ainsi une dépendance du résultat à ces moyens de mesures alors que (Schaer et Issler, 2001) les destine à l'analyse des impacts de particules constituant l'écoulement. Cette hypothèse est cependant contestable.

La question de la représentativité des mesures évoquées ici pour un ouvrage réel dans l'écoulement peut donc être posée, notamment pour tenir compte des effets d'échelle et d'interaction mutuelle entre l'obstacle et l'avalanche. Il ne faut pas non plus oublier les sollicitations particulières possibles engendrées par d'éventuels rochers, arbres (Bartelt et Stöckli, 2001) ou blocs de glace (Rapin, 2001) transportés par le flot.

Les mesures effectuées récemment (Sovilla et al. 2008b) ont montré que les spectres d'énergie de la pression d'impact comportent trois zones bien différentes. Entre 1 et 10 Hertz, l'énergie est répartie de manière quasi-uniforme. Entre 10 et 200 Hertz, l'énergie décroît selon une loi puissance en fonction de la fréquence. Au-delà de 300 Hertz, l'énergie devient très faible. Ces signaux ont montré que l'énergie portée par les fréquences comprises entre 10 et 100 Hertz sont loin d'être négligeables et pas seulement au niveau du front.

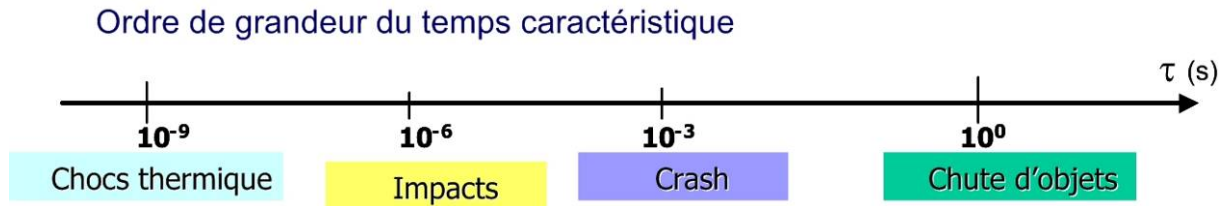
Les fréquences théoriques liées aux ondes hydrodynamiques de surface sont inférieure à 10 hertz pour des hauteurs d'avalanches usuelles. Elles peuvent bien expliquer la partie uniforme du spectre mais ne peuvent expliquer les fréquences comprises entre 10 et 200 Hertz. Des modélisations de type Saint-Venant peuvent rendre compte de ces évolutions. Pour expliquer les hautes fréquences, certains auteurs ont évoqué la granularité de la neige (Issler et al., ?). Or, si la dimension caractéristique des agrégats de petite taille peut bien expliquer les fréquences élevées, leurs résistance à la compression et au cisaillement sont tellement faibles (Mellor, 1967), que leurs impacts ne peuvent a priori générer des pressions significatives. Eglit et al. (2007), ont proposé une approche théorique prenant en compte la compressibilité de la neige et le développement d'ondes de pression au voisinage de l'obstacle. Cette théorie prédit des valeurs de pressions élevées associées à des fréquences comparables à celles observés expérimentalement par Sovilla et al. (2007). En effet, l'estimation à partir de la vitesse du son dans la neige déterminé selon Mellor (1967), donne des fréquences proches de celles observées expérimentalement par Sovilla et al. (2007). Il reste à valider cette théorie qui nécessite la mise en place de mesure de masse volumique dans la neige en mouvement.

4.3 Comportement des ouvrages sollicités en dynamique : état des connaissances actuelles¹⁷

Pendant longtemps, les applications industrielles en rapport avec la modélisation du comportement des structures et des matériaux se sont limitées à l'étude de sollicitations lentes ou quasi-statiques, dont les temps caractéristiques sont de l'ordre de la minute voire de la seconde. Depuis peu, l'étude des sollicitations rapides et de leurs effets est en plein essor, boostée en

¹⁷ rédigé par Ali Limam

particulier par les applications de type sécurité mais aussi par de nouveaux horizons en terme de champs d'application (usinage à grande vitesse, soudure par explosion, mise en forme induite par Dirac de pression, applications de l'impact laser dans le domaine médical,...). Généralement la classification des phénomènes dynamiques se fait en fonction du temps caractérisant le chargement, soit sa durée, soit plutôt un temps caractéristique de sa variation.



Sur cette base, il est proposé généralement de classifier les régimes dynamiques en trois catégories, « lent », « moyen » ou « rapide ». Le régime dynamique « lent » se caractérise par une vitesse de déformation ($d\varepsilon/dt$) entre 1 et 10 s^{-1} , c'est le cas des séismes, chute de colis.... Pour ce type de problématique, le comportement des structures ou matériaux est proche du cas quasi-statique, ce qui explique le recours aux mêmes techniques de calcul. La démarche consiste à déterminer l'effort F_{\max} à partir de sa distribution temporelle, de le majorer avec un coefficient et de mener un calcul quasi-statique afin de vérifier si F_{\max} est inférieur à l'effort maximum que peut supporter la structure sans qu'elle ne subisse de dommages remettant en cause sa fonctionnalité. Cette démarche, généralement conservatrice, peut cependant être mise en défaut et conduire à un dimensionnement erroné. Nous précisons ci-dessous un exemple de cas de charge (distribution temporelle d'une pression $P(t)$) où la pression que subit la structure passe par un maximum puis décroît jusqu'à un minimum qui correspond à une dépression.

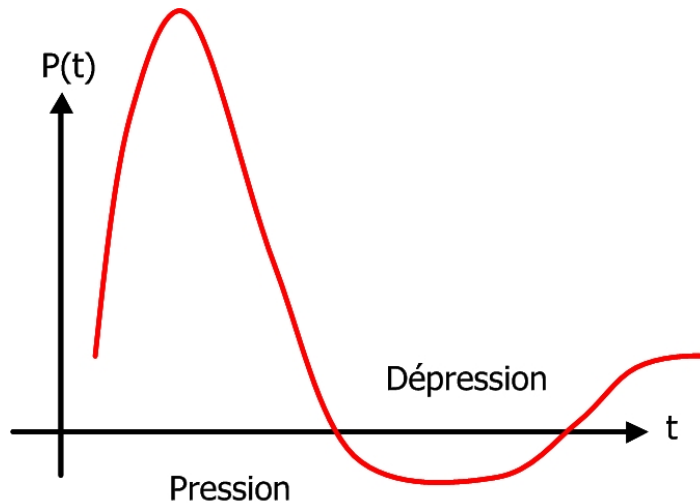


Figure 26 : Exemple de définition temporelle d'un chargement

Il est clair qu'un dimensionnement se basant uniquement sur la pression positive risque d'être non conservatif, même si l'on majore de façon substantielle la surpression. Imaginons que cette distribution de pression est due à une explosion au sein d'un milieu confiné (un silo en acier par exemple). Le dimensionnement à l'aide de $P_{\max} > 0$ conduit à se prémunir des plastifications qui peuvent conduire à la rupture. La dépression peut elle conduire à une instabilité géométrique ou flambage sous pression externe pour des valeurs relativement basses de la pression à partir du moment où la coque est mince (le cas des silos en l'occurrence). Occulter la dépression revient donc à occulter un mode de ruine potentiel. Nous pouvons aussi imaginer que cette distribution temporelle de pression correspond à l'effet induit par une avalanche sur une structure de protection telle qu'un mur déflecteur en béton armé. Dimensionner la structure avec uniquement la surpression peut

s'avérer dangereux, car cela conduirait à préconiser une couche d'armature sur une seule face du mur (la face amont). Si la dépression est suffisamment importante il est clair qu'elle peut conduire à l'initiation de la rupture en face aval, l'absence de ferrailage conduirait alors à une rupture fragile sur toute l'épaisseur du mur. Ces exemples montrent l'intérêt à étudier le dimensionnement de la structure en considérant la définition temporelle de la charge et non pas une simplification qui consiste à retenir une pondération de la charge maximale. La simplification peut conduire à occulter un mode de ruine voire à occulter l'aspect progressif du dommage et donc peut conduire à un dimensionnement non conservatif. C'est le cas par exemple pour les séismes, où il est bien connu que deux séismes d'égale intensité ne conduisent pas forcément aux mêmes dégâts sur une structure béton armé. Il s'agit du paradoxe séisme lointain séisme proche. Si la durée de l'un est plus importante, cela conduit à un net accroissement des dommages qui se cumulent de cycle en cycle et conduisent à une baisse de la capacité portante de la structure. Le séisme avec peu de cycles conduit à une capacité portante résiduelle bien supérieure à celui qui compte plus de cycles, bien que l'intensité (déplacement imposé) soit identique pour chaque cycle. Cet exemple montre aussi l'intérêt de considérer à nouveau la réelle distribution temporelle du chargement (avec tous les cycles) et non pas un équivalent majoré sur un cycle comme il est souvent pratiqué dans une démarche dite « quasi-statique équivalent ».

Les quelques exemples précédents montrent l'intérêt à considérer la réelle distribution du chargement ce qui permet d'éviter certains écueils, mais ne montrent pas de façon précise ce qui diffère dans le comportement des matériaux et des structures selon que la sollicitation soit quasi-statique ou dynamique. Les sollicitations dynamiques se distinguent des sollicitations statiques ou quasi-statiques par le fait que la vitesse d'application de la charge est beaucoup plus élevée. Le temps d'application d'une charge en statique est très long de sorte que les effets de masse ne sont pas mis en jeu. Par opposition, une sollicitation dynamique conduit à la mise en mouvement « rapide » des points matériels, les **effets inertiels** et la **viscosité** participent alors à la réponse de la structure. Ces forces d'inertie vont parfois changer, comparativement au cas quasi-statique, le comportement de la structure. Ceci peut même se traduire par un mode de ruine totalement différent du cas quasi-statique, d'où l'intérêt de mener l'étude en dynamique. Pour visualiser l'effet des forces d'inertie, prenons l'exemple du clou. Si on soumet un clou, en appui sur une poutre en bois d'un côté et soumis à un effort croissant (marteau) de l'autre, à une force incrémentée de façon lente il finira par plier pour une charge égale à la charge critique de flambement de la poutre équivalente au clou. La demi-longueur critique étant ici la longueur totale du clou. Notons que dans ce cas (quasi-statique) cette instabilité géométrique surviendra avant que le clou ne pénètre dans le bois. Sous l'effet d'un impact dynamique toujours à l'aide du marteau, le clou supportera une charge bien supérieure à la charge critique précédente, et finira par pénétrer dans le bois. Dans ce deuxième cas la présence des forces d'inertie, inhibe le premier mode de flambage, ce qui permet un gain substantiel de capacité portante, et la pénétration dans le bois.

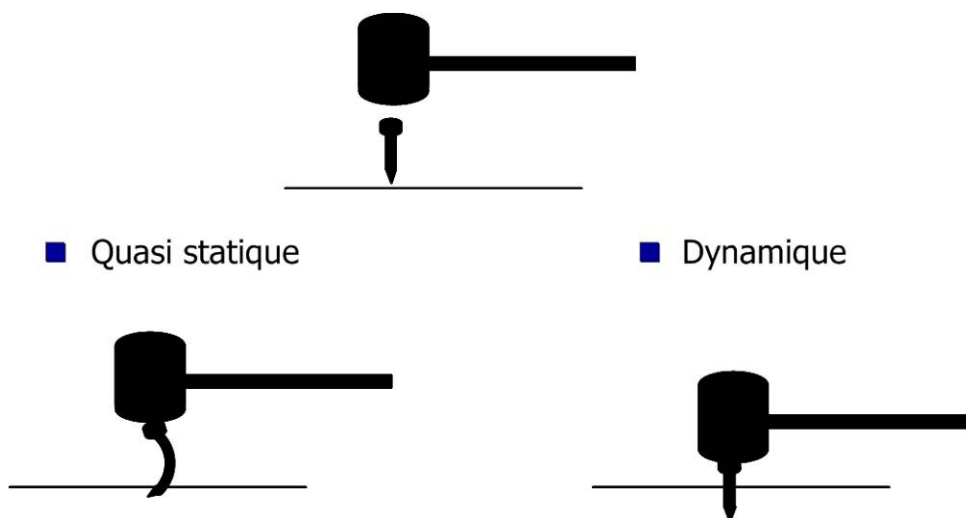


Figure 27 : Exemple du clou impacté, effet des forces d'inertie

En fait la charge critique de flambement en dynamique est supérieure à celle issue d'une analyse quasi-statique du fait des forces d'inertie qui conduisent à des longueurs d'onde critiques inférieures en dynamique à celles obtenues en quasi-statique. Cet exemple met en exergue l'effet des forces d'inertie ; dans ce cas particulier, l'effet est positif, en ce sens qu'il permet un accroissement de la capacité portante, mais cela n'est pas systématique. Nous préférons insister sur le fait que l'effet dynamique peut changer le mode de ruine, ce qui implique que le concepteur en tienne compte pour renforcer convenablement la structure et ce pour les différents modes de ruine potentiels. Nous donnons ci-après un autre exemple qui montre le rôle primordial des effets d'inertie. Il s'agit d'une éprouvette de béton qui serait soumise à un effort de compression quasi-statique ou dynamique. Dans le cas du chargement quasi-statique, il est bien connu que la compression induit une expansion radiale (effet de poisson). Le matériau béton étant relativement peu résistant en traction et fragile, cette expansion induit des microfissures qui coalescent en macro-fissure accélérant l'effondrement de l'éprouvette pour une contrainte égale à la contrainte ultime du béton (l'éprouvette étant normalisée). Dans le cas du chargement dynamique, les forces d'inertie s'opposent au mouvement des points matériels, ce qui se traduit par une diminution de l'effet de poisson ou expansion, et de ce fait conduit à inhiber la microfissuration. L'éprouvette de béton résiste alors à une charge de compression supérieure à celle obtenue en quasi-statique. Le gain sera d'ailleurs dépendant de l'effet de vitesse. Plus le chargement sera rapide plus la contrainte maxi augmentera.

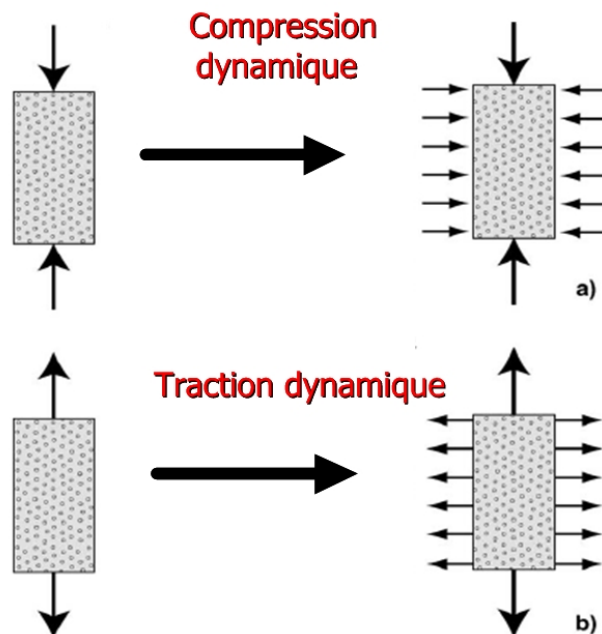


Figure 28 : Exemple de l'éprouvette de béton en traction ou compression dynamique

L'amélioration des caractéristiques du matériau béton en fonction de la vitesse de chargement est aujourd'hui bien connue puisque des essais sur barre d'Hopkinson Kolsky ont permis de connaître de façon précise l'évolution de la contrainte de compression et de traction en fonction de la vitesse de déformation (Figure 29).

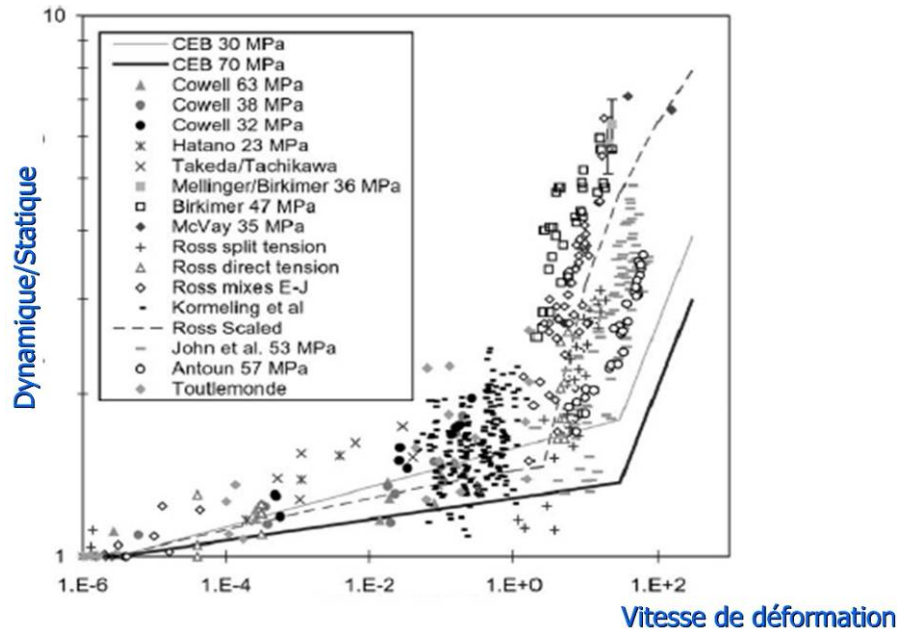


Figure 29 : Influence de la vitesse de déformation sur la résistance en compression (BISCHOFF & PERRY, 1991)

Cette amélioration des contraintes ultimes ne s'explique cependant pas uniquement par le biais des effets d'inertie. D'autres effets (effet Stefan...) ont été proposés (ROSSY, 1997), qui semblent à même de mieux expliquer l'effet de vitesse constaté de façon plus prononcée sur un béton humide qu'un béton sec. Une explication complète et objective n'est cependant jusqu'à maintenant non acquise, le problème reste ouvert.

Les deux paramètres les plus influents, qui expliquent les écarts constatés entre comportement quasi-statique et comportement sous sollicitations dynamiques, sont l'effet de vitesse ou sensibilité du matériau à la vitesse de déformation, et l'effet des forces d'inertie. Beaucoup de matériaux sont effectivement sensibles à la vitesse de déformation, et pour certains (le béton, l'acier, l'aluminium) on constate une nette amélioration des contraintes ultimes en fonction de la vitesse de charge. On ne peut cependant généraliser et conclure à une amélioration systématique, pour certains cas c'est une baisse qui est constatée. L'effet des forces d'inertie conduit aussi généralement à une amélioration, mais il est plus judicieux d'étudier au cas par cas et de conclure quant à l'effet positif ou négatif relativement à la capacité portante, et surtout en termes de mode de ruine. Afin de saisir toute la complexité de l'étude des structures sous sollicitations dynamiques, il est important de rappeler qu'une sollicitation possède un temps caractéristique (le temps associé à une variation caractéristique de la charge), et que la structure possède différentes grandeurs caractéristiques géométrique et temporelle.

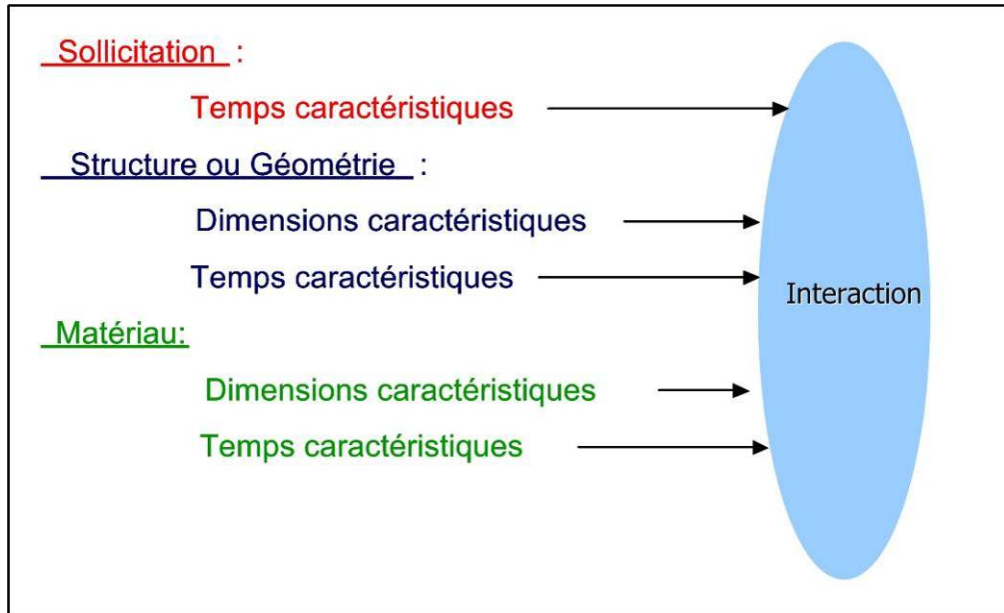


Figure 30 : Des différentes échelles et de leur interaction

La plus petite dimension de la structure sera considérée comme grandeur géométrique caractéristique ; le temps de parcours de la sollicitation le long de cette dimension sera le temps caractéristique de la structure. Enfin le matériau a aussi des grandeurs caractéristiques, elles sont effacées lorsque le chargement est quasi-statique, mais elles peuvent réapparaître suivant la vitesse de sollicitation. Ce peut être la taille d'une imperfection microstructurale, ou la taille de grain par exemple. Ces grandeurs définissent à nouveau des grandeurs temporelles caractéristiques qui leurs sont liées. Ces différentes grandeurs caractéristiques, qu'elles soient spatiales ou temporelles, vont parfois interagir du fait de la propagation des ondes mécaniques, complexifiant ainsi le comportement. On conçoit ainsi que la classique notion d'échelle spatiale couramment utilisée en quasi-statique ne permet plus d'appréhender la complexité inhérente à la dynamique. La classique hypothèse du maillon le plus faible qui reste valable généralement dans le cas d'une structure soumise à un chargement quasi-statique, devient caduque en dynamique. Pour mieux le visualiser, imaginons un essai de traction sur une chaîne qui comporterait un maillon faible (Figure 31). Un essai quasi-statique conduirait systématiquement à la rupture du maillon faible, alors qu'un essai dynamique peut conduire à la rupture du premier maillon. En effet si le chargement est très rapide, on peut imaginer que les ondes mécaniques qui transportent l'information « chargement » ainsi que les grandeurs thermomécaniques associées atteignent tout d'abord le premier maillon qui pourra rompre (selon l'intensité du chargement) avant que l'information « chargement » n'atteigne le maillon faible.



Figure 31 : Exemple de la chaîne avec maillon faible (en rouge)

Ainsi en dynamique les états ultimes ne sont pas forcément identiques à ceux caractérisant la structure en quasi-statique. Certains phénomènes peuvent être inhibés, laissant la place à d'autres modes de ruine ou de dommages. Par exemple la macro-fissure peut être remplacée par de multiples microfissures, c'est le cas du verre qui est fragile en quasi-statique (une fissure) et quasi-fragile voire ductile en dynamique (de nombreuses microfissures voire un feuilletage du verre). Une onde de souffle ou un impact de la face amont d'un mur en béton peut conduire à l'écaillage du béton de la face aval (onde de détente générant de forte traction) alors qu'un chargement identique mais quasi statique ne conduit pas à ce type de dommages. En dynamique, les échelles spatio-temporelles caractéristiques sont complexes car elles sont le fruit de l'interaction de celles issues du chargement,

de la structure, du matériau, et qu'elles vont interagir avec les échelles relatives aux différents états limites (Figure 32).

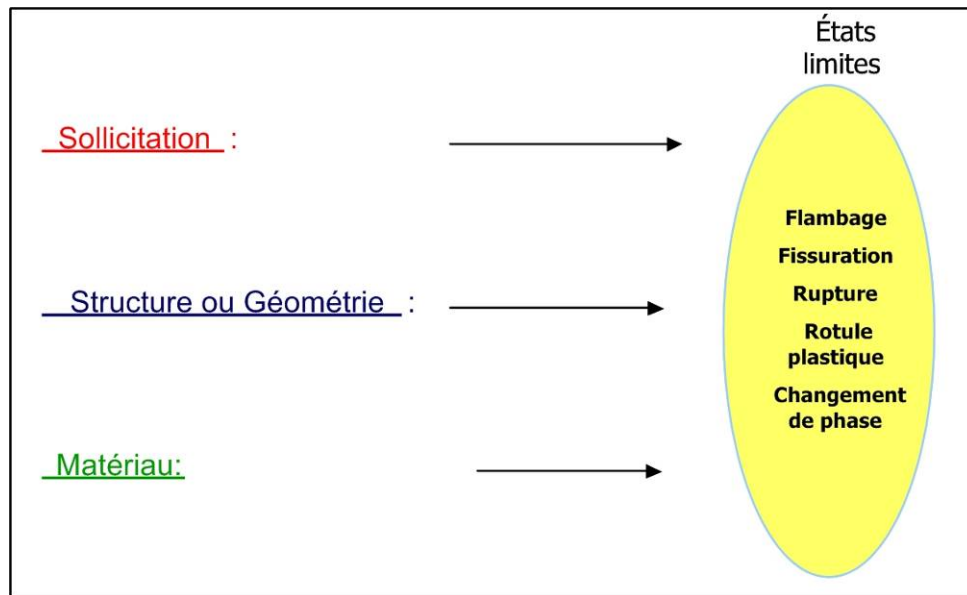


Figure 32 : Interaction possible des états limites potentiels en dynamique

Dans le cadre des sollicitations dynamiques, et en ce qui concerne l'analyse des structures de génie civil, on distingue généralement deux plages de vitesses de chargement. La première est attachée aux sollicitations de type sismique et elle est caractérisée par le caractère cyclique du chargement. Expérimentalement, on note une diminution de la résistance au cours des cycles successifs de charge et de décharge due à un endommagement progressif, ainsi que des phénomènes d'hystérésis. La seconde classe de sollicitation dynamique que l'on qualifie de dynamique rapide regroupe tous les chargements de type impact, souffle ou encore perforation. Dans le cadre de l'étude du comportement de dynamique rapide (on entend dans l'utilisation de cette terminologie les sollicitations qui mettent en jeu des ondes de contraintes et leur propagation), l'étape d'observation est véritablement plus délicate. En effet, on doit alors ajouter dans notre raisonnement d'observation du comportement dynamique des facteurs supplémentaires par opposition au raisonnement en quasi-statique. La variable temps, l'inertie, la propagation d'onde et le caractère évolutif font désormais partie intégrante de la réponse du matériau. Le comportement des matériaux et en particulier des matériaux dits fragiles (béton, composite...) est alors difficile à appréhender car l'observation et les mesures doivent être faites pendant des durées de temps très courtes et inhabituelles. En champ proche, près de la source, les effets des chocs sont essentiellement liés à la propagation d'une onde de contrainte dans le matériau. Le choc se propage ensuite en s'atténuant dans la structure. On distingue usuellement le champ intermédiaire, dans lequel les effets de cette onde ne sont pas encore négligeables et se combinent à une réponse oscillatoire amortie de la structure à ses fréquences de résonance, et le champ lointain, où seul l'aspect vibratoire avec amortissement subsiste. Appréhender le comportement dynamique d'une structure revient à tenir compte de l'ensemble de ces phases, car chacune peut conduire à des types de dommages qui diffèrent les uns des autres, et l'état limite est l'aboutissement de l'interaction de ces dommages. La notion d'échelle spatio-temporelle est le point clef pour une analyse pertinente du comportement dynamique, la donnée précise de la distribution spatio-temporelle du chargement est d'autant plus nécessaire que le chargement relève de la dynamique rapide.

La caractérisation de la sollicitation dynamique est donc essentielle pour dimensionner les structures soumises à un impact. Dans le cas des avalanches, le chargement reste mal connu et les pathologies observées sur les ouvrages attestent de la sensibilité particulière des structures rigides. Les paragraphes suivants développent des méthodologies et travaux récents visant à améliorer l'estimation des actions, la conception et la réalisation des ouvrages.

5 ETAPE CLE N°1 : AMELIORER LA DEFINITION ET L'EVALUATION DE LA SOLLICITATION AVALANCHEUSE¹⁸

Comme évoqué précédemment, la connaissance de la sollicitation avalancheuse est la clé de voute de la problématique de la protection contre les avalanches, d'une part pour correctement concevoir les protections et d'autre part, pour associer les bonnes réponses constructives aux zones d'aléa non négligeable.

5.1 Nécessité et proposition d'approches complémentaires

Les approches génie civil sont récentes

La place et le rôle de la conception « génie civil » des ouvrages de protection contre les avalanches et les crues torrentielles a récemment évolué. Les recherches sur les phénomènes naturels sont encore fortement marquées par le principe d'analyse temporelle des phénomènes selon lequel on s'intéresse au déclenchement (généralement), puis à la propagation et à l'interaction avec les enjeux. Dans ce schéma, la recherche s'est organisée pour améliorer la connaissance sur les phénomènes. Dans le domaine des écoulements de type crue torrentielle tout d'abord puis avalanche de neige de façon plus récente, les travaux ont porté sur un changement d'échelle du laboratoire à la réalité. Par exemple, dans le domaine des laves torrentielles, la rhéologie des fluides a d'abord été étudiée dans un canal de laboratoire à une grande échelle¹⁹ (ou échelle fine) avant d'étendre et d'utiliser les résultats dans la modélisation des écoulements à plus petite échelle (modélisation d'étalement). Dans le cas des avalanches, des modèles ont été mis en place puis des travaux sur la rhéologie de la neige ont été conduits dans le même esprit que précédemment. A terme, ces travaux doivent permettre de définir les hypothèses de conception des ouvrages exposés. La connaissance de l'efficacité fonctionnelle a beaucoup progressé ces dernières années notamment dans le domaine des avalanches (Hakonardottir, 2004 ; Faug, 2004 ; projets européens Cadzie et Satsie).

En matière de conception opérationnelle d'ouvrages de protection, il faut reconnaître que les progrès ont été limités. Les techniques de calcul des ouvrages de protection ont, certes, largement évolué avec par exemple des outils numériques tels que les éléments finis maintenant accessibles en routine pour l'ingénieur. A l'heure actuelle, les connaissances des phénomènes n'ont pas réellement permis de définir les efforts exercés par une lave torrentielle ou une avalanche sur une structure exposée particulièrement dans le cas de structures rigides. Le dimensionnement de ces ouvrages fait donc encore appel à une grande part d'expertise. D'autre part, dans le domaine de la conception des ouvrages soumis à l'impact d'une avalanche, il est établi que la pression dans l'écoulement déterminée n'est pas égale à la pression au contact de l'ouvrage. Dans le même temps, personne n'est encore en mesure de proposer une quantification précise de l'action. La connaissance des efforts exercés par un phénomène gravitaire rapide sur une structure est donc encore un domaine de recherche à part entière.

Des travaux récents ont concerné l'amélioration de la connaissance des efforts exercés par les phénomènes gravitaires rapides à partir du comportement des ouvrages. L'objectif de ces actions de recherche est d'analyser le comportement réel de structures de génie civil (essai de laboratoire, essais réels) pour essayer de « remonter » aux efforts ayant généré un comportement ou une

¹⁸ Chapitre rédigé par Jean-Marc Tacnet et Philippe Berthet-Rambaud

¹⁹ L'échelle fait souvent l'objet de confusion terminologique. Elle est définie comme le rapport entre la représentation ou la taille du modèle et la réalité. Un grande échelle correspond par exemple à l'analyse au niveau du grain, à un écoulement dans un canal de petite dimension. Dans ce cas, on utilise aussi le terme d'échelle fine...

pathologie. L'approche est basée sur l'analyse en retour de pathologies, le développement de macro-capturs à l'échelle des phénomènes mis en œuvre dans des conditions réelles et la simulation numérique. Cette approche est donc potentiellement une voie supplémentaire pour encadrer progressivement la connaissance de l'impact de phénomènes gravitaires rapides sur les structures.

Une démarche de recherche complémentaire

La complémentarité des approches doit être envisagée entre les domaines du génie civil et de la mécanique des fluides. Ceci se traduit en termes de recherche amont sur les phénomènes d'impact mais aussi sur la démarche opérationnelle de retour d'expérience à la suite d'un événement. Seules des équipes associant des experts des différentes disciplines peuvent capitaliser et recueillir les informations essentielles pour conduire une interprétation ultérieure sur les deux volets (voir figure ci-dessous) :

- l'approche fonctionnelle comprend la description du phénomène de référence et s'appuie également sur la modélisation (de type mécanique des fluides). Cette approche permet de choisir les hypothèses associées à l'événement et décrit également les zones d'extension géographique du phénomène ;
- l'approche structurelle vise quant à elle à décrire et exploiter le comportement réel des structures pour déterminer l'action réellement exercée sur l'ouvrage. Ceci concerne à la fois des ouvrages réels endommagés (structures de protection, bâtiments) ou des dispositifs expérimentaux de mesures de taille métrique (au Col du Lautaret par exemple sur le site expérimental du *Cemagref* ; Thibert et al., 2008).

Cette complémentarité tant au stade de la recherche que de l'expertise est la seule garante de la qualité des résultats. Elle permet également de différencier les critères de conception entre les volets fonctionnels et structurels et de considérer objectivement tous les choix techniques indépendamment de niveaux de compétences associés aux techniques mises en œuvre. Il s'agit par exemple d'éviter d'avoir recours à un choix technique par ce que la technique de conception apparaît plus simple alors qu'elle pourrait s'avérer moins efficace d'un point de vue fonctionnel. Par exemple, des solutions en béton armé sont plus complexes à mettre en œuvre mais présentent des avantages que n'offrent pas d'autres techniques basés sur des ouvrages géotechniques : des lames défectrices de faible épaisseur n'ont pas le même effet qu'un ouvrage massif placé en travers de l'écoulement. Il s'agit donc ici de différencier la question relative à la fonction attendue (dévier, freiner etc...) sans se laisser guider par une apparente facilité de réalisation. Sur ces bases, il est en principe possible de concevoir des structures résistantes qu'elle que soit la technologie de réalisation finalement retenue. Les chapitres suivants illustrent le cas d'ouvrages de protection contre les chutes de blocs pour lesquels des ouvrages en béton armé ont été mis en œuvre avec succès malgré un contexte de sollicitation particulièrement exigeant.

Il est évident que des spécialistes de chacune des disciplines sont nécessaires pour mettre en œuvre ces approches complémentaires. Bien souvent, la conception fonctionnelle se fait de manière disjointe.

Sur la base des connaissances actuelles, il apparaît également nécessaire d'afficher plus explicitement les incertitudes encore nombreuses associées aux différentes approches mises en œuvre. Ceci peut en effet conditionner les décisions de gestion découlant des résultats d'expertise par exemple au niveau du choix de limites de zonage...

Pour étudier l'interaction entre les avalanches et les structures, plusieurs échelles d'approches sont nécessaires. Chacune d'entre elles apporte des éléments de compréhension différents. Les approches de type mécanique des fluides permettent une approche à une échelle globale puis locale de la pression exercée par l'écoulement. L'approche structurelle est obligatoirement locale et se base sur le comportement réel de la structure. Associant recherche et expertise, il est nécessaire et complémentaire de conduire des approches fonctionnelles (mécanique des fluides) et structurelles (mécanique des solides, génie civil) de l'impact d'une avalanche.

Aucune des deux approches ne doit être considérée comme supérieure et plus efficace que l'autre. N'envisager exclusivement que l'une ou l'autre est par contre une faute en l'état actuel des connaissances. Dans ce cadre, les incertitudes et hypothèses associées à chacune des méthodes doivent être explicitées pour permettre de prendre des décisions de gestion objectives et efficaces. On devrait raisonnablement éviter de calculer une pression admissible sur un bâtiment à partir d'une équivalence hydrodynamique sans considérer le caractère dynamique de l'action en termes de conception génie civil. La confrontation entre les mesures sur des ouvrages (à l'aide de dispositifs adaptés et qui restent largement à mettre en place) et les modélisations hydrodynamiques doit se faire de manière plus étroite.

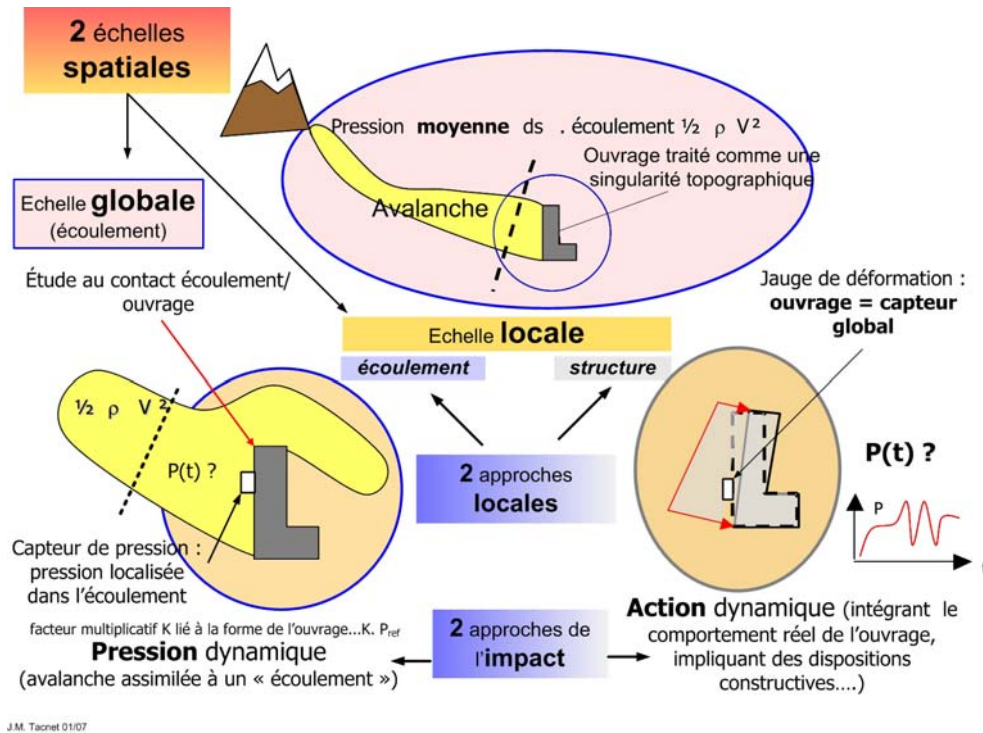


Figure 25 : Echelles d'approche du phénomène

5.2 Du point de vue structurel, des travaux en cours

Devant le manque de données et finalement de connaissances disponibles, des expérimentations spécifiques ont été développées sur le site expérimental d'étude des avalanches du Cemagref au Col du Lautaret (Berthet-Rambaud, 2004 ; Berthet-Rambaud et al., 2008, Thibert et al., 2008). D'autres sites expérimentaux existent en Europe. Le site du Rygfonn (NGI - Norvège) a permis des mesures de pression (couplées à la mesure de vitesse de front) sur des capteurs de 1 m^2 de surface depuis les années 80 (Gauer et al., 2007). Des mesures de pression couplées aux mesures de vitesses et d'épaisseurs de l'écoulement ont été entreprises depuis 2001 par les Suisses et ont permis de réelles avancées (Sovilla et al. 2008a, 2008a) dans une démarche qui vise à caractériser la structure interne de l'écoulement.

Dans l'optique des besoins spécifiques à la conception des ouvrages de protection, les expérimentations au Lautaret s'attachent à étudier directement les conséquences d'une avalanche sur un ouvrage dont la taille est similaire à celle de l'écoulement selon une approche originale basée sur l'analyse inverse. L'intérêt principal de cette approche est de fournir, à une échelle où l'avalanche peut être considérée comme un milieu continu et homogène, une mesure de pression intégrée sur l'ensemble de l'ouvrage et interprétable par les équations de la mécanique des fluides. En revanche,

cette approche ne permet pas d'accéder à la structure interne de l'écoulement. C'est pourquoi cette méthode complète les approches hydrodynamiques à échelle plus fine permettant de définir des lois d'état, des lois de comportement du matériau neige...

Le principe général est d'introduire dans l'écoulement une structure instrumentée. Le site du Lautaret dispose ainsi d'une structure dite "plaque" correspondant à un récepteur de 1 m² supporté par une poutre console en position normale à l'écoulement et pouvant être réglée pour s'adapter à la hauteur de neige en place (Figure 28). A l'échelle des écoulements dans le couloir concerné, cette structure apparaît effectivement perturbatrice et les conséquences de l'avalanche sont mesurées au niveau du pied de la poutre équipé de jauges de déformation et d'accéléromètres. Par analyse inverse de ces signaux ponctuels mesurant la réaction de l'ouvrage, il est ainsi possible de remonter à l'action effectivement subie (Berthet-Rambaud et al., 2008). A partir de la pression reconstruite, un modèle numérique qualifié de « direct » permet de recalculer les déformations et les accélérations de l'ouvrage pour les comparer à celle mesurées lors d'une étape de contrôle (Figure 27). De plus, des développements numériques correspondants à la mise en œuvre de l'analyse inverse ont pu être vérifiés sur des essais d'impact réalisés sur la structure. Lors de tels essais, la pression n'est pas inconnue comme lors des déclenchements d'avalanche, mais mesurée à l'aide d'un marteau dynamométrique ce qui permet de connaître en même temps la sollicitation et la réponse de la structure.

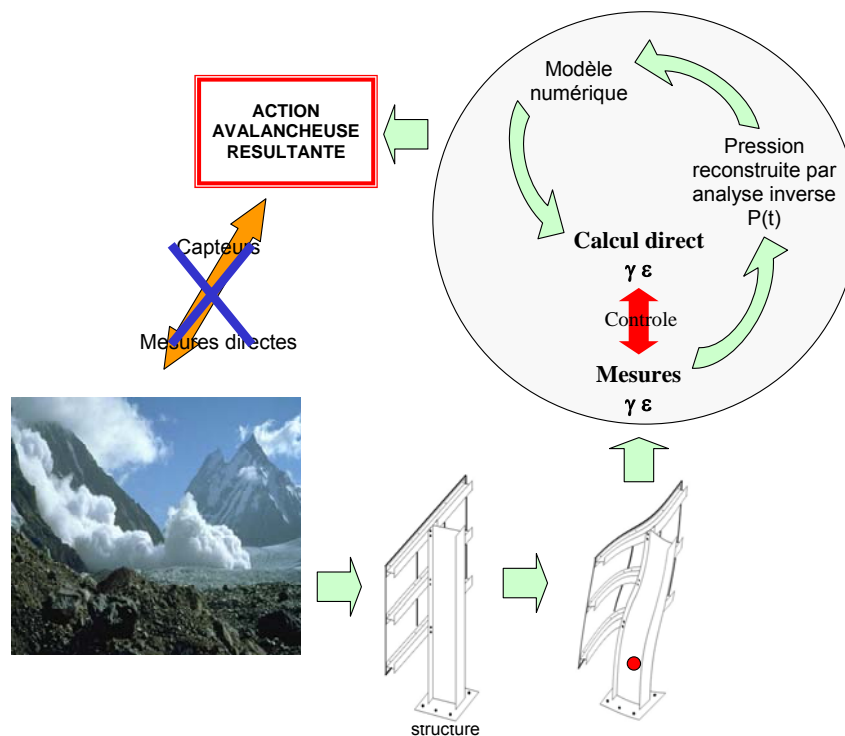


Figure 26 : Principe expérimental général

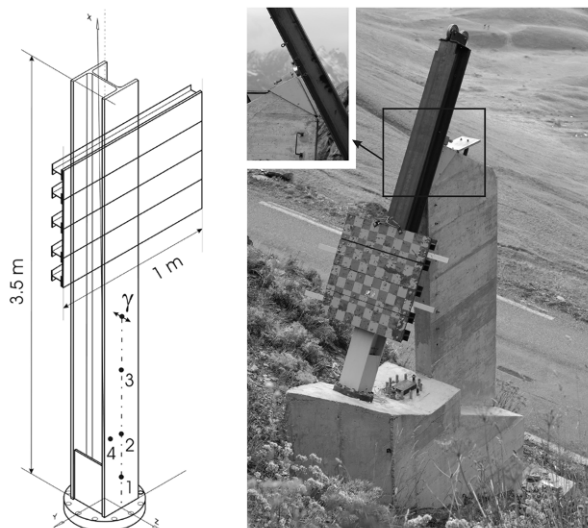


Figure 27 : Structure plaque en position basse sur le site du Lautaret. Les numéros indiquent la localisation des mesures de déformation de l'ouvrage.

A titre d'exemple, les résultats obtenus pour l'avalanche du 15 février 2007 sont particulièrement pédagogiques (l'analyse complète de ce tir est décrite par Thibert et al. (2008).

A l'occasion de ce tir, la densité de la neige dans la zone de départ a été mesurée entre 80 et 160 kg/m³. Il s'agit d'une neige sèche (-2°C) essentiellement constituée de grains fins (0,3 mm) et de particules reconnaissables déposés lors de précipitations intervenues dans les 36 h précédentes. L'avalanche est déclenchée au sommet du couloir par une charge glissée (tir électrique). C'est une couche d'environ 50 cm d'épaisseur qui est déstabilisée. Elle forme un écoulement dense accompagné d'un aérosol de neige bien canalisé dans l'axe du couloir. Lorsqu'elle arrive sur la structure, elle la recouvre sur à peu près toute sa hauteur (1 m). La vitesse de l'écoulement déduite du système de prise de vue vidéo est à l'emplacement de la structure de l'ordre de 17 m/s lors de l'impact puis diminue rapidement pour atteindre environ 5-6 m/s dans les 6 secondes qui suivent.

Les mesures réalisées lors du tir du 15 février 2007 sont indiquées à la figure 30 et illustrent comment évolue la pression sur la structure en fonction du temps. L'avalanche impacte la plaque à t=18 s. La pression augmente rapidement et atteint 35 kPa (3,5 tonnes par m²). Au delà de t=21 s la pression diminue en relation avec la diminution de la vitesse de l'écoulement qui conserve malgré tout une hauteur constante de 1 m sur la structure. Au-delà de t=28 s, l'écoulement de neige se termine progressivement, et, la vitesse et la hauteur de neige diminuent pour s'annuler à t= 33 s.

Le pic de pression est très proche de ce que prévoient les calculs classiques d'estimation de pression en fonction de la densité et de la vitesse de l'avalanche. En effet, la pression calculée par le modèle cinétique hydrodynamique ($\frac{1}{2}C_{r-e}\rho v^2$; Equation (1), section 4.2.1.1.1) reproduit bien la pression mesurée comme le montre la figure 30. Pour une vitesse d'écoulement élevée comme lors de l'impact, il y a cohérence entre les mesures et ce modèle qui considère que l'énergie de l'avalanche est purement d'origine cinétique. Par contre, lorsque la vitesse de l'écoulement diminue, la pression obtenue par le calcul sous-estime systématiquement la pression mesurée sur l'ouvrage. Aux faibles vitesses, les forces de frottements et de cohésion internes à l'écoulement de neige apportent une contribution non négligeable à la sollicitation sur l'ouvrage. Pour que l'équation (1) puisse expliquer la pression mesurée, le coefficient de traînée liée au régime de l'écoulement, C_{r-e} , doit augmenter fortement aux faibles vitesses. On retrouve sur cette unique avalanche les résultats exposés en 4.2.1.1.2 et reportés par Sovilla et al. (2008b) pour trois avalanches étudiées à La Sionne.

En revanche, les forces de cohésion à l'origine de l'augmentation du coefficient de traînée liée au régime de l'écoulement, C_{r-e} , sont aussi responsables d'un dépôt de neige sur la face amont de la structure (figure 29). Celui-ci a un effet plutôt protecteur en donnant à la structure une forme de dièdre plus « aérodynamique » que sa surface plane d'origine. Ce phénomène peut s'interpréter comme une minimisation de l'énergie d'interaction entre l'avalanche et l'ouvrage. Le coefficient de traînée liée à la forme de l'ouvrage, C_{f-0} , se trouve ainsi réduit d'environ 30%. Cependant, ce

phénomène ne compense pas l'augmentation du coefficient de traînée liée au régime de l'écoulement, C_{r-e} , qui augmente d'un facteur voisin de 10 lorsqu'interviennent ces mêmes forces de cohésion.



Figure 28 : Zone morte d'accumulation sur la plaque

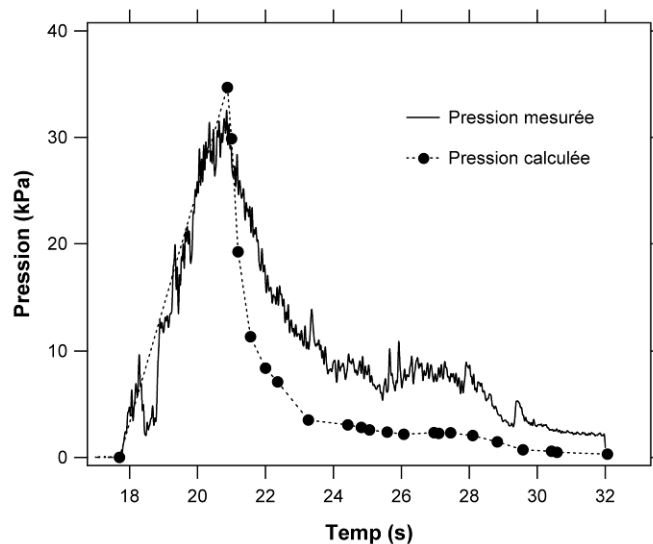


Figure 29 : Sollicitation avalancheuse correspondant à l'avalanche du 15 février 2007 sur le site du Lautaret obtenue par analyse inverse des déformations ponctuelles de la structure (pression mesurée) et calculées (approche hydrodynamique). D'après Thibert et al., 2008 (avec modifications).

L'intérêt de cette approche par raisonnement en retour est qu'elle assure que le résultat est bien la sollicitation avalancheuse qu'a subi in-situ la structure : la pression d'impact résulte en effet de l'interaction entre l'avalanche et la structure. La mesure intègre également l'interaction écoulement-ouvrage (dépôt de neige sur l'amont de la structure), alors que ce phénomène est une source d'artéfact lors de l'utilisation de capteur de pression de petite dimension (cf. 4.2.2). Par ailleurs, on peut considérer qu'elle fournit des résultats particulièrement intéressants représentatifs d'événements d'intensité moyenne en termes de vitesse et de hauteur de neige tels qu'il peut s'en produire en zones bleues. Mais il faudrait obtenir des mesures pour de la neige humide, plus probable à basse altitude, et dont les forces de cohésion internes sont vraisemblablement très différentes de celle des neige

sèches. Les valeurs de pression mesurées fournissent des premiers ordres de grandeur pour le dimensionnement de structures exposées.

5.3 De la sollicitation réelle idéale à des scénarios adaptés

La connaissance exhaustive des caractéristiques de la sollicitation avalancheuse dans le contexte d'un projet d'ouvrage de protection reste clairement inaccessible. Chaque événement est unique. En raison de leur complexité, les mesures expérimentales disponibles ne peuvent pas être simplement extrapolées à un autre couloir et à d'autres conditions d'interaction correspondant au projet d'ouvrage. Dès les premières phases de conception de l'ouvrage, le choix de l'avalanche de référence par l'expert est déjà fortement empreint d'incertitude.

Pour autant, cette problématique qui est aujourd'hui traitée (assumée ?) par les experts, doit bénéficier d'améliorations : s'il n'est pas possible de simuler, modéliser, connaître parfaitement la sollicitation qui sera subie par l'ouvrage, se limiter à la prise en compte d'actions statiques semble insuffisant. La simplification est inévitable : les méthodes de conception actuelles en génie civil restent ainsi basées sur des combinaisons d'actions modèles qui ne correspondent pas exactement à la réalité. Dans le cas des sollicitations dues aux phénomènes naturels, ces combinaisons doivent néanmoins rester représentatives de la réalité de l'interaction entre le phénomène et l'ouvrage. Elles doivent à la fois correspondre aux différents modes de comportement de l'ouvrage et permettre d'analyser ses conditions de fonctionnement voire de rupture dans le cadre d'approches dites aux "états limites".

Dans notre cas de l'impact d'une avalanche sur un ouvrage, cela signifie en particulier que l'action à prendre en compte doit être capable de représenter a minima :

- la dynamique de l'impact au travers d'un spectre d'évolution temporel ;
- l'intensité maximale de la sollicitation
- la répartition spatiale de la sollicitation
- la possibilité d'impacts localisés

Ces quatre points qui sont pourtant cruciaux pour la conception ensuite de l'ouvrage sont aujourd'hui mal ou non traités. Les trois premiers notamment dépendent des caractéristiques de l'interaction avec l'ouvrage et donc des caractéristiques de forme et d'implantation de l'ouvrage.

Des travaux sont certes encore nécessaires sur la base des expérimentations présentées précédemment mais aussi dans le domaine de l'influence d'un obstacle sur l'écoulement. La démarche actuelle basée sur la seule prise en compte d'une pression statique uniforme peut cependant et d'ores et déjà être améliorée moyennant quelques hypothèses supplémentaires réalistes.

Ainsi, il est possible de proposer les premiers éléments d'un scénario de sollicitation pour le cas d'un ouvrage en position frontale à l'écoulement et "suffisamment" important pour effectivement être perturbateur. Les travaux de recherche à développer sur la question devront ensuite permettre d'affiner quantitativement les paramètres mais il s'agit déjà de corriger les plus importantes lacunes actuelles. Par ailleurs, ce premier scénario doit aussi être adapté au cas par cas en fonction des conditions spécifiques qui peuvent être rencontrées.

Concernant la dynamique de l'impact, il paraît important d'intégrer une **vitesse de montée en pression** : aujourd'hui, les mesures fournissent une valeur de l'ordre de **100 kPa/s** pour un écoulement dense qui peut être une première base (Berthet-Rambaud et al., 2008, Thibert et al., 2008). Dans l'état actuel des connaissances, cette montée en pression serait régulière. Pour la suite du profil temporel, il semble délicat d'intégrer un véritable pic dont la réalité est surtout avérée dans le cas de "petits" obstacles ou dispositifs de mesures. Il s'agirait donc plutôt de se contenter d'un pallier d'une durée de plusieurs secondes. Ces deux aspects doivent faire partie des points à approfondir

par la recherche, notamment dans le cas d'un aérosol qui pourrait être plus dynamique avec la possibilité d'un chargement cyclique et très perturbé, éventuellement même avec des zones de dépression. Par "chance", l'hypothèse d'écoulements denses est la plus généralement retenue dans le cas de la conception d'ouvrages de protection ou même pour les zones bleues.

Par rapport à l'intensité maximale de la sollicitation, il s'agit donc principalement d'évaluer le niveau du palier par rapport aux caractéristiques de l'avalanche. Aujourd'hui, ce lien reste tout à fait méconnu dans le détail, notamment par le fait même que les caractéristiques de l'écoulement (densité, vitesse, température) et leur répartition au sein du phénomène restent elles-mêmes mal connues. D'un autre côté et dans le cadre d'un projet de protection, les experts définissent leur avalanche de référence ou de projet principalement par la densité "moyenne" de la neige en place, la vitesse du front et la hauteur de l'écoulement. Il s'agit donc dans un premier temps de se contenter de ces quelques paramètres et faute de mieux actuellement, de leur combinaison selon l'équation habituelle $P = \frac{1}{2} k \rho V^2$ dont l'utilisation de longue date garantit quand même un certain intérêt ... moyennant le bon choix du paramètre k . Comme le montre la mesure issue des expérimentations menées au Lautaret, des valeurs de 1 ou 2 paraissent clairement insuffisantes si la densité utilisée est bien celle du manteau neigeux en place. Comme proposé dans (Kotlyakov et al 1977) qui considère que la densité du dépôt vaut (environ) deux fois la densité initiale, la valeur du coefficient k à retenir est a minima de 4 ce qui est cohérent avec le résultat expérimental (mais sans véritable marge de sécurité qui peut alors être intégrée via les coefficients réglementaires habituels). Au final, et sur la base des densités de la neige en place et de la vitesse du front de l'avalanche, le niveau de sollicitation maximum à retenir serait plus proche de :

$$P_{max} = 2\rho V^2$$

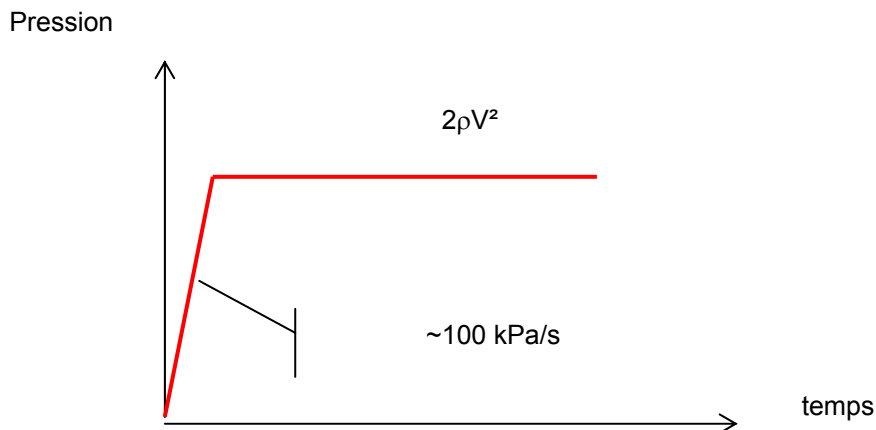


Figure 30 : Proposition d'un profil temporel type de pression

Concernant la répartition de la sollicitation, là encore la complexité de la réalité nécessite des hypothèses simples et principalement de bon sens avant de pouvoir disposer de résultats plus scientifiques.

Sur la hauteur, une première approche est de considérer une répartition sécuritaire uniforme notamment pour les écoulements denses ou le cas échéant, décroissante vers le haut comme évoqué précédemment. Une question subsiste pourtant concernant la hauteur d'application réelle par rapport à l'épaisseur de l'écoulement en général fournie par l'expert : la présence de l'obstacle génère clairement un phénomène d'accumulation à l'amont avec donc une hauteur équivalente d'interface qui est majorée. Pour l'instant, il s'agira donc de se contenter de scénarios réalistes qui viseront à se placer dans les situations les plus défavorables. De même pour la répartition latérale de la sollicitation : en fonction de la dimension de l'ouvrage-obstacle et de sa position, il est éventuellement envisageable d'imaginer une répartition non uniforme même si l'hypothèse la plus simple d'une sollicitation également répartie paraît là encore une première base suffisante dans la plupart des cas.

Rappelons également que dans les scénarios de cas de charge, il s'agit d'intégrer la variabilité possible de la direction de sollicitation, de projeter correctement la sollicitation (qui a été

donnée jusque là uniquement dans la direction de l'écoulement) via le carré du sinus²⁰ de l'angle entre la direction et la surface impactée et le cas échéant, d'intégrer une possible déviation tangentielle de la sollicitation. Cette diffusion est a priori uniquement horizontale pour les écoulements denses mais contient aussi une contribution verticale pour les aérosols. La figure suivante issue de (Rapin, 2000) propose des hypothèses faute de connaissances plus approfondies sur la question. Ces formulations n'ont pas fait l'objet de validation rigoureuse.

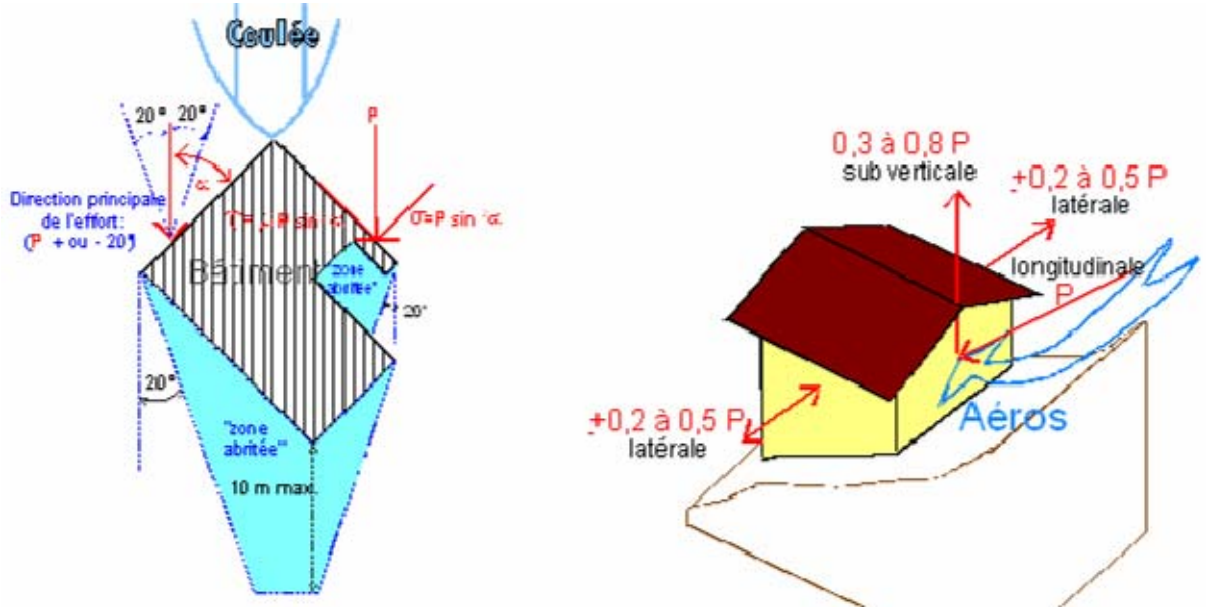


Figure 31 : Répartition et diffusion des efforts sur un bâtiment (Rapin 2000) repris dans le guide PPR avalanches (MEDAD, 2005)

Enfin, il s'agit également de ne pas négliger la possibilité d'impacts localisés dus aux éléments potentiellement transportés par l'écoulement (rochers, arbres...). Leur prise en compte, a priori secondaire dans le cas des zones bleues peut apparaître cruciale pour les ouvrages comme l'a montré l'expertise des dents de Taconnaz. Dans ce cas, des approches équivalentes à ce qui peut être utilisé en protection contre le risque rocheux consistent principalement à imposer des énergies cinétiques d'impacts.

5.4 Quels liens avec la délimitation des zones bleues des P.P.R. ?

Les zones bleues des P.P.R. sont communément associées à une pression maximale de 30 kPa. Sur la base des éléments décrits plus haut, on comprend aisément que cette approche pose deux problèmes :

- Comment se positionne cette valeur de pression statique par rapport à la sollicitation réelle et dynamique ?
- Comment "localiser" le seuil de 30 kPa qui correspond à la limite zone rouge – zone bleue ?

Sur le premier point, il est certes possible de choisir conventionnellement cette valeur de 30 kPa statique pour les zones bleues. En l'état actuel, cette approche néglige le caractère dynamique de la sollicitation et le comportement particulier des structures exposées. Imposer une approche dynamique

²⁰ En effet, il s'agit bien de projeter la vitesse qui intervient elle-même au carré

dans le contexte actuel de réalisation des PPR et de pratique des maîtres d'œuvre semble difficile. Il convient cependant, à notre avis, d'adopter une démarche prudente et d'avoir à l'esprit que l'hypothèse statique conduit à un sous-dimensionnement. Une piste de recherche, puisqu'il s'agit encore de recherche à ce stade, serait d'évaluer l'influence de la montée en pression et de la dynamique de la sollicitation pour tenter une pseudo-équivalence avec ce niveau de pression statique et mieux cerner les cas où il est effectivement acceptable. Les hypothèses et méthodes de calcul proposées doivent en effet rester simples et accessibles à tous les concepteurs. Cette approche n'a de sens qu'accompagnée d'une amélioration des propositions en terme de dispositions constructives.

Le deuxième point renvoie assez directement à la relation entre la sollicitation et la vitesse. La modélisation prend tout son intérêt dans ce cadre et l'on ne peut que souhaiter son développement. Dans les cas où les résultats de modèle sont des vitesses, tout se joue alors au niveau de la relation sollicitation-vitesse²¹. Le zonage exprimé en termes de bornes de pression admissible revient donc à délimiter des seuils de vitesse sur la base d'une valeur de k . Il paraît important de considérer que la relation de type $P = \frac{1}{2} k \rho_{\text{moy}} V^2$ ne représente que le "pallier maximum moyen" de sollicitation. La valeur de k habituelle traduirait plutôt une tendance à la sous-estimation : la valeur de k est généralement au maximum égale à 2 à comparer à une valeur de 4 préconisée.

La démarche de zonage reste très complexe et fait intervenir de nombreuses sources d'incertitude. Ces premiers résultats doivent permettre d'aider les experts à analyser leurs propositions de zonage en considérant avec une vision critique les seuils de pression pris en compte et la façon de les obtenir. Ceci milite également pour une poursuite des actions de recherche sur la détermination des niveaux de sollicitation et le comportement des structures impactées.

6 ETAPE CLE N°2 : CONCEVOIR ET DIMENSIONNER LES OUVRAGES AVEC DES OUTILS ET DES METHODES ADAPTES

6.1 Phases de conception

6.1.1 Choisir le matériau : pourquoi le béton armé reste utile (nécessaire) ?

Si on se réfère au comportement de structures en béton et de leur niveau d'endommagement suite aux évènements de 1999 et 2006 (sur le site de Taconnaz notamment), on peut penser en première approche que se passer du béton armé serait la solution idéale. Un tel niveau de dégât n'incite a priori pas à avoir confiance dans cette technologie dans le contexte de phénomènes gravitaires rapides.

Des ouvrages massifs, déformables du type sol renforcé paraissent à première vue plus adaptés, plus facilement réparables mais ne présentent pas que des avantages :

- ils peuvent également être endommagés (cf. avalanche de 1999) ;
- ils peuvent être moins efficaces que des ouvrages plus fins et ne pas jouer leur rôle fonctionnel (déviation vs. arrêt frontal ?) ;
- ils peuvent ne pas être adaptés voire impossibles à concevoir en raison de leur emprise au sol ou de la topographie du terrain (réduction excessive d'une section d'écoulement)

²¹: Les ordres de grandeurs associés aux types d'écoulements sont assez clairs dans l'opinion des experts.

En fait, les critères de choix des ouvrages de protection sont multiples (niveau d'efficacité fonctionnelle, temps de conception et de mise en œuvre, technicité de conception et de réalisation, sensibilité aux conditions de mise en œuvre, coût de construction, possibilité de maintenance...). En fonction des contextes, des priorités et des possibilités des concepteurs, des maîtres d'ouvrage et des entreprises de génie civil, un type d'ouvrage peut être préféré à un autre type. Ce travail d'analyse critique fait évidemment partie du travail d'expertise lors du choix d'une solution. La proposition de différentes alternatives et un regard critique sur les solutions opérationnelles issues de l'expertise font d'ailleurs partie des éléments attendus par un juge dans les cas malheureux où un dysfonctionnement surviendrait (Tacnet et Lacroix ,2005).

Les solutions en béton armé ne sont a priori ni meilleures, ni moins bonnes que d'autres technologies. Pour autant et pour peu que leur conception ait intégré cet aspect, elles présentent aussi dans certains cas de gros intérêts (figure 33) en matière de comportement vis à vis de phénomènes gravitaires rapides. Par ailleurs, n'oublions pas que la solution béton armé reste une des solutions voire la seule raisonnable pour le cas des bâtiments en zone bleue. En ce sens, l'exemple des galeries pare-blocs structurellement dissipantes dites « PSD » présenté dans la suite est probant pour montrer les performances de telles solutions en situation extrême dont font partie les situations d'avalanche.

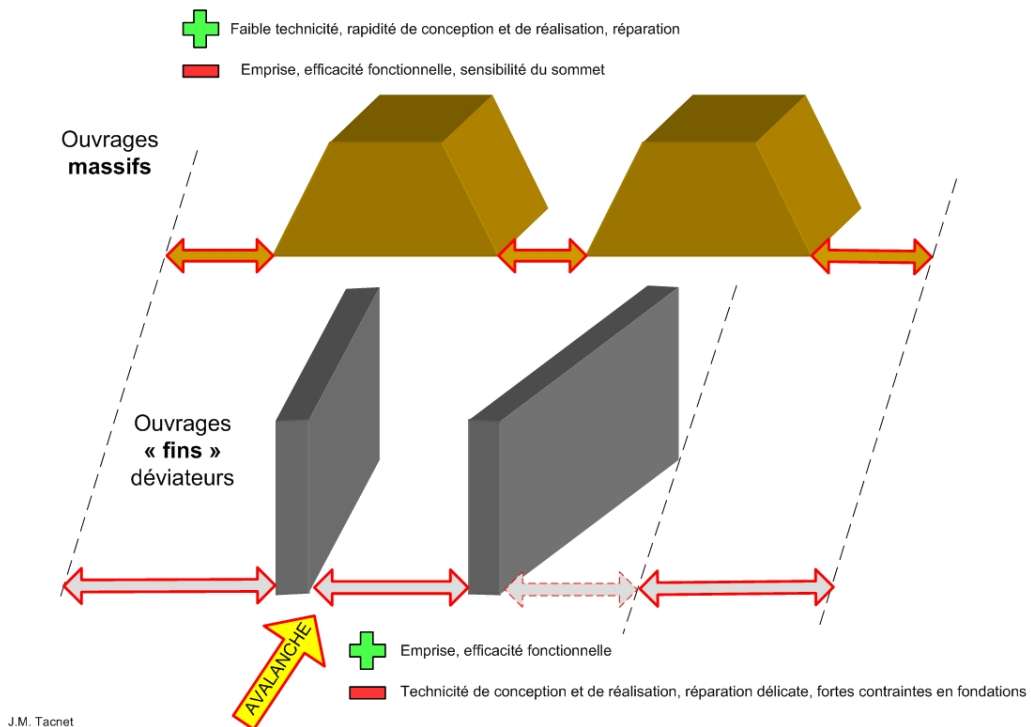


Figure 32 : Les ouvrages (fins) en béton armé peuvent avoir des spécificités fonctionnelles originales : un rôle de déviation et une réduction de section plus faible

6.1.2 Adapter la stratégie et les moyens de calcul

Le fait de limiter l'action d'une avalanche à une valeur de pression statique permet de se contenter d'approches classiques en génie-civil basées sur les règlements habituels (BAEL, Eurocodes...). Par ailleurs dans ce cadre, des outils ou approches plus perfectionnées de calcul et capables d'intégrer les aspects dynamiques ne présentent que peu d'intérêt puisque par "hypothèse", le contexte réglementaire de justification reste statique.

Aujourd'hui, l'amélioration de la connaissance de la sollicitation et notamment la capacité très limitée à en définir une évolution temporelle nécessite d'adapter les outils mais ouvre aussi des possibilités nouvelles. Différentes gammes de moyens existent. Leur mise en œuvre doit être

proportionnelle au niveau des enjeux et des possibilités techniques et financières associées au projet. Cette gradation des moyens mis en œuvre peut aller d'une simple amélioration des dispositions constructives jusqu'à la mise en œuvre de moyens de calcul élaborés

Les bases réglementaires de calcul restent bien entendu incontournables, ne serait-ce que pour des questions de responsabilité. Cependant, au vu des enjeux et de la spécificité des phénomènes concernés la démarche de conception et de dimensionnement doit prendre en compte le caractère dynamique de la sollicitation.

La conception de structures soumises à l'impact d'avalanches ne peut se faire exclusivement selon les méthodes classiques utilisées dans un contexte de chargement statique. En ce sens, tout moyen permettant de dépasser cette lacune majeure constitue déjà une avancée même si des hypothèses lourdes sont encore nécessaires.

La figure 34 récapitule ainsi les niveaux de progrès envisageables selon la richesse du scénario de sollicitation choisie, aussi bien du point de vue de la stabilité externe dont la question de l'interaction sol-structure reste un champ de recherche très important que de celui de la stabilité interne. Les solutions préconisées se répartissent sur une échelle de complexité croissante. Le choix de la solution retenue est à adapter en fonction de l'importance de l'ouvrage, des enjeux...

Les paragraphes qui suivent proposent en ce sens l'illustration de deux approches différentes pour en montrer les potentialités. Deux exemples de mise en œuvre d'approches de calcul avancées sont proposés :

- modélisation éléments finis 3D non linéaire incluant un modèle fin de comportement du matériau béton appliquée aux dents de Taconnaz ;
- Exemple de conception et de dimensionnement des galeries PSD, ouvrages béton soumis directement à l'impact de blocs rocheux.

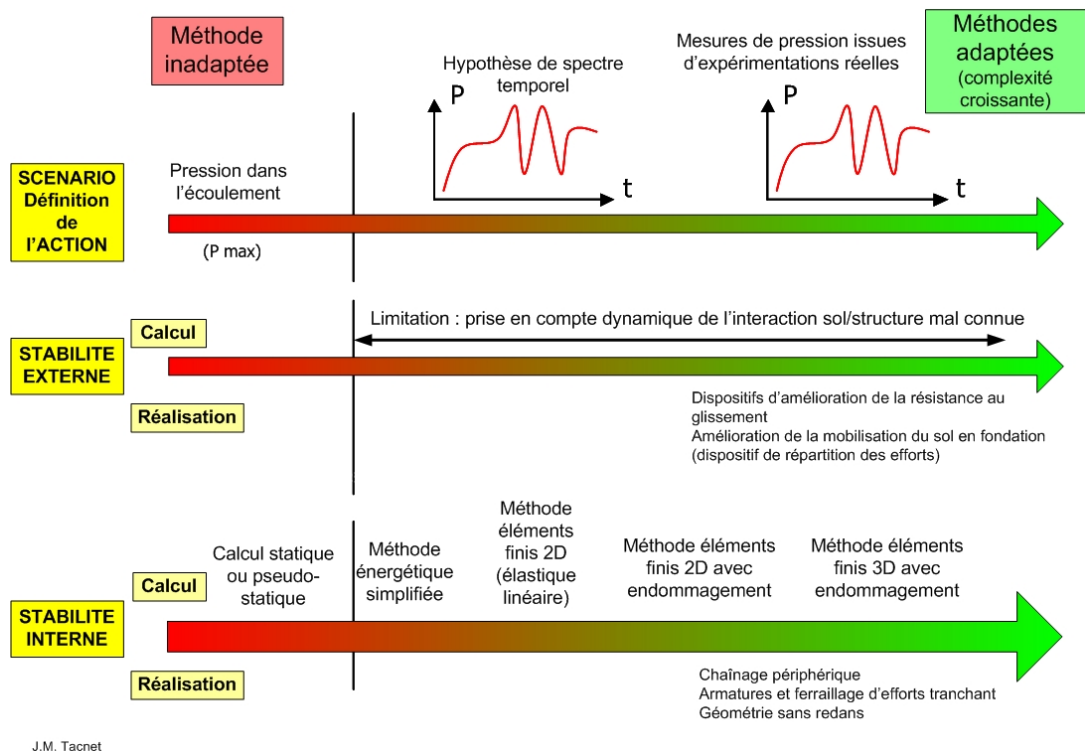


Figure 33 : Adaptation et préconisations de stratégie de calcul et de modes de réalisation dans le cas d'ouvrages soumis à des impacts d'avalanche

A terme, le développement de moyens de modélisation et simulation multi-physique (couplage de la mécanique des fluides et de la mécanique des structures) laisse même envisager l'émergence

d'outils permettant d'aborder directement la question de l'interaction phénomène-ouvrage pour totalement appréhender leurs influences mutuelles, d'une part en termes d'efficacité fonctionnelle de l'ouvrage et d'autre part en termes de résistance de la structure.

6.2 Modéliser les structures : exemple des dents de Tacconnaz

Cette partie illustre l'analyse en retour par simulation numérique (Berthet-Rambaud, 2004 ; Berthet-Rambaud et al., 2007) qui a été réalisée pour apporter des éléments les plus quantitatifs possibles et compléter ainsi l'expertise générale de la destruction des dents par l'avalanche du 11 février 1999.

6.2.1 Le modèle numérique

De manière à s'approcher raisonnablement de la situation réelle, le modèle numérique inclut la géométrie complète précise de la dent y compris sa semelle, maillée en éléments parallélépipédiques. Le nombre d'éléments sur les épaisseurs est au moins de 4 et même 6 pour le mur. Au total, la partie béton compte environ 3800 éléments avec un maillage plus fin dans les zones les plus sollicitées mécaniquement. L'ensemble du ferrailage est également introduit en intégrant les zones de recouvrement d'armatures. La sollicitation avalancheuse est introduite comme une pression sur la face amont du mur. En première approche, la répartition spatiale de cette pression a été limitée au cas uniforme.

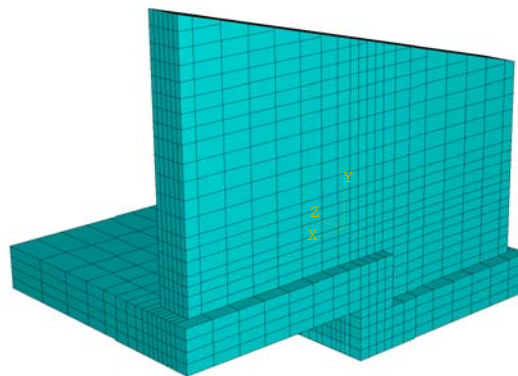


Figure 34 : Maillage tridimensionnel de la dent

Les paramètres du comportement du matériau béton sont directement issus des essais réalisés lors de l'expertise de terrain et introduits dans le modèle d'endommagement dit PRM (Mazars, 1986), (Rouquand et Pontiroli, 2001), (Rouquand et al., 2006) capable de reproduire les principaux phénomènes se produisant lors de phases complexes de sollicitation y compris en dynamique. Pour l'acier des armatures, nous nous sommes là encore contentés de la valeur garantie pour la limite élastique (500 MPa) avec un comportement élasto-plastique parfait pour bien repérer la plastification. Le massif d'appui est également introduit via une surface coque quasi-rigide dont le comportement est réglé grâce à l'action de 4 ressorts identiques à comportement élastique. Les calculs sont menés selon un schéma explicite d'intégration en temps grâce au code Abaqus®.

6.2.2 Évaluation de la capacité résistante statique effective

Une première information intéressante est issue de la comparaison entre la capacité résistante effective du mur sans appui avec les hypothèses de dimensionnement initiales. Pour cela un premier calcul est mené en imposant une pression uniforme incrémentale et quasi-statique sur la face amont du mur et en examinant la contrainte dans les armatures verticales.

On constate ainsi une première plastification d'armatures pour une pression statique uniforme de 148 kPa à comparer au diagramme de dimensionnement qui prévoyait un niveau de pression de 75 kPa en pied et 45 en tête : le mur lui-même résiste donc effectivement bien aux hypothèses initiales.

Dans les mêmes conditions, cette pression statique de rupture atteint près de 200 kPa en tenant compte du massif d'appui qui apporte donc un gain de résistance non négligeable.

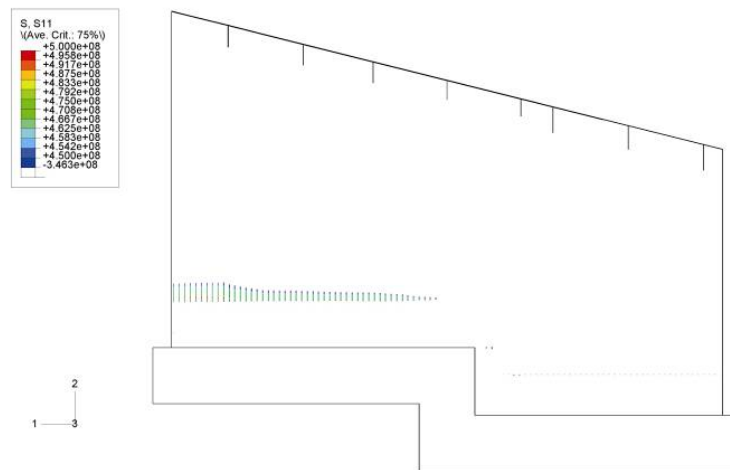


Figure 35 : Armatures ayant atteint 90% de leur limite élastique pour la dent sans appui soumise à une pression statique uniforme de 190 kPa

Il est également intéressant d'examiner les zones préférentielles de rupture sous sollicitation uniforme : les fractures constatées sur le terrain sont correctement prédites dans l'apparition et la répartition de l'endommagement.

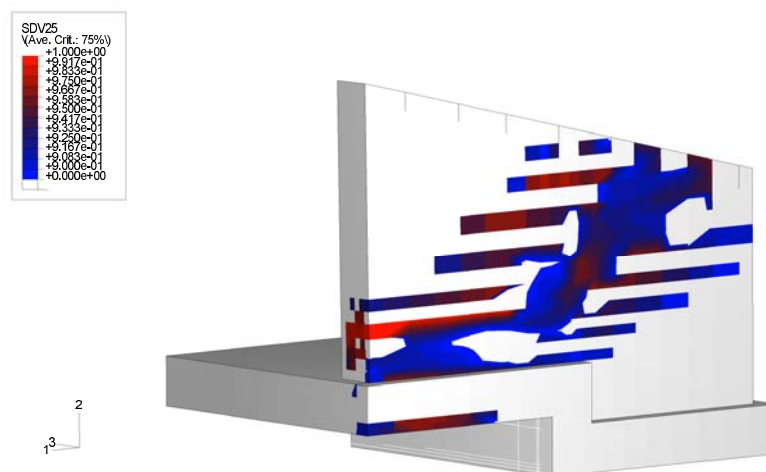


Figure 36 : Endommagement de traction en face amont de la dent n°11 appuyée sur son massif et sous une pression statique uniforme de 330 kPa.

6.2.3 Sollicitation dynamique : influence de la vitesse de sollicitation

L'objectif est ici de montrer l'influence des aspects dynamiques et la possibilité d'endommager prématurément un ouvrage sous sollicitation rapide. Le profil d'évolution retenu est le suivant (spatialement, la pression est toujours uniforme) :

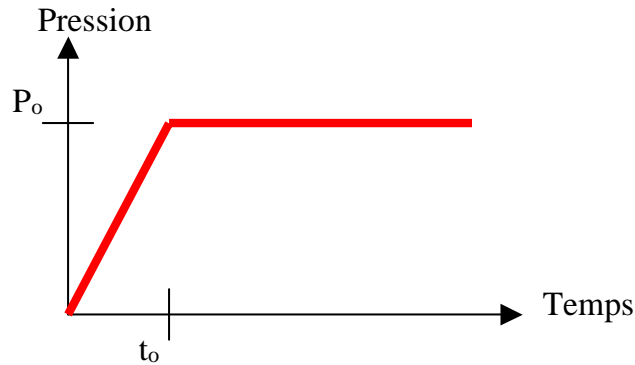


Figure 37 : Profil temporel type d'application de la pression avalancheuse

Volontairement, la pression P_0 est choisie égale à 190 kPa soit inférieure à la pression statique d'apparition de la première plastification d'armature. Quant au temps t_0 de montée au palier, différentes valeurs entre 0.001s et 0.1s ont été testées. Les résultats obtenus sont illustrés sur la figure suivante:

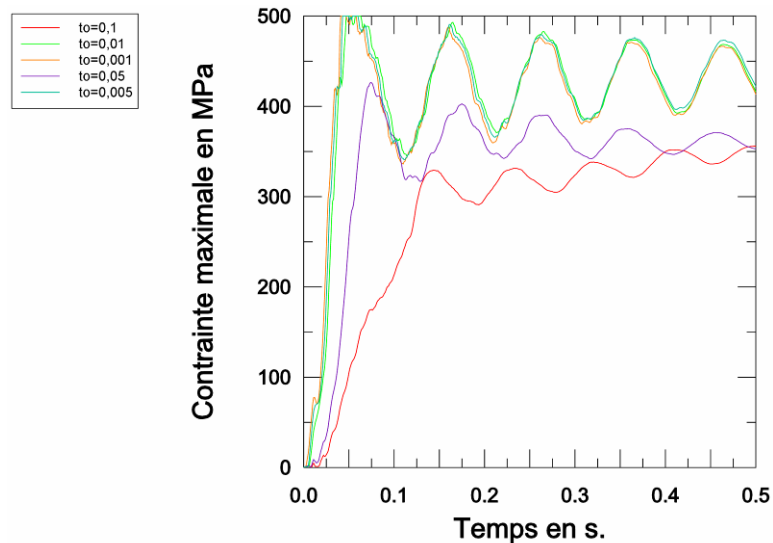


Figure 38 : Contrainte maximale dans les armatures en fonction du temps de montée t_0 au palier de 190 kPa

Le point intéressant à noter est le fait que l'on puisse atteindre des plastifications d'armatures alors que la pression appliquée reste inférieure à la capacité résistante statique de la dent. Cela signifie qu'un **endommagement** ou même la **rupture de l'ouvrage** peut avoir lieu de manière prématurée avec une application dynamique de la pression en moins d'un centième de seconde.

En pratique, cette application dynamique de la pression se traduit par une accélération du mouvement de l'ouvrage et qui va l'entraîner ensuite par inertie pour dépasser la situation d'équilibre

et générer les dommages (certaines des plastifications observées ont lieu alors que la pression est déjà stabilisée à la valeur de palier). En fonction de cette initiation du mouvement global du mur, la contrainte maximale dans les armatures est ensuite différente pendant le palier qui suit.

Pour aller plus loin et alors que l'on sait que la sollicitation générée par une avalanche peut être exercée dans des directions très variables, certaines tentatives de calculs cycliques ont été menées. Ainsi, en considérant des cycles de 0.5 s constitués d'une montée à 190 kPa en $t_0=0.005$ s suivie d'un palier de 0.3 s et d'une décharge, on obtient le déplacement en tête suivant :

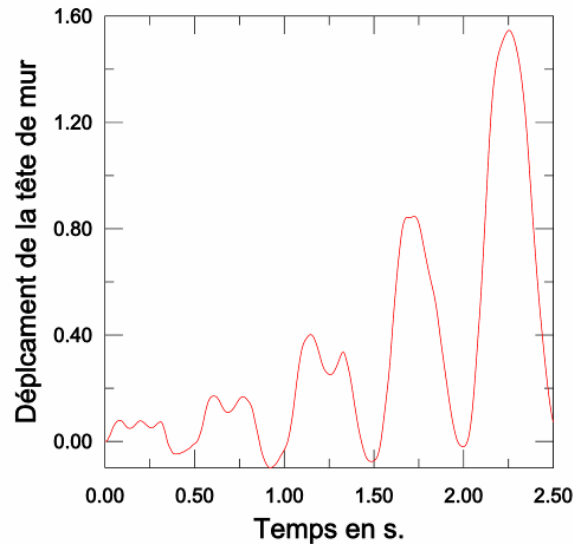


Figure 39 : Déplacement en tête de mur sous chargement cyclique (cycle montée+palier+décharge de 0.5s)

Pour des cycles identiques successifs on constate donc des mouvements d'amplitudes croissantes jusqu'à la rupture de la dent. Lors du quatrième cycle, le déplacement dépasse déjà la demi-épaisseur du mur.

Un autre effet a été découvert en simulant des chargements cycliques de faible intensité sans apparition d'effets irréversibles pour la flexion de l'amont vers l'aval. Les décharges élastiques génèrent l'endommagement progressif en face aval du mur ce qui conduit également à l'affaiblissement général de la structure. En effet, la très (et trop) forte dissymétrie de ferrailage du mur de la dent (section d'armatures négligeable à l'aval) entraîne de forts dommages en traction dans cette partie lors du retour élastique lié à des décharges brutales. La figure suivante montre ainsi l'effet d'un chargement cyclique avec montée statique à 90% de la capacité résistante statique en 1 s puis décharge brutale et pression nulle pendant 0.5 s. Le déplacement en tête de mur illustre des effets de décharge de plus en plus forts qui génèrent rapidement l'apparition d'un endommagement en pied aval de mur. Cette situation peut donc être largement préjudiciable alors même que la pression proprement dite est loin des capacités "normales" de l'ouvrage, en particulier pour une avalanche aérosol où la succession de bouffées turbulentes entraîne des passages de pressions élevées suivis rapidement de périodes à pression faible voire inversée (pression plus élevée à l'aval qu'à l'amont). La contribution d'un tel effet par "pré-endommagement" pour la destruction des dents de Tacconnaz ne peut pas être exclue.

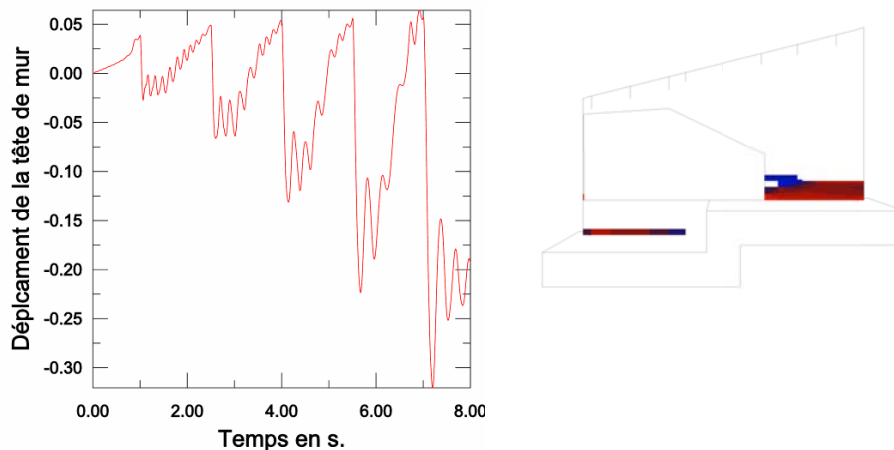


Figure 40 : Déplacement en tête de mur sous chargement cyclique (montée en pression inférieure à la valeur d'initiation de la rupture et décharge brutale) et endommagement en pied aval de mur au bout de 2 cycles.

6.2.4 Prise en compte et influence de l'impact d'un bloc rocheux

Une visite sur le site de Tacconnaz permet de percevoir la quantité de blocs charriée par les avalanches successives. Certains de ces blocs peuvent atteindre une taille considérable de plusieurs dizaines de mètres cubes et provoquer des impacts importants comme l'illustrent les photos suivantes.



Figure 41 : Bloc transporté par une avalanche sur le site de Tacconnaz et exemple d'impact

Pour approcher le scénario exhibé par le CETE pour la dent n°9 (LRPC 2002), il était donc intéressant de pouvoir intégrer la présence d'un bloc dans les simulations. Les calculs profitent ici de l'expérience acquise avec les dalles PSD. Le bloc choisi est un bloc polyédrique à facettes d'un peu moins de 5 m³, pesant 12 tonnes et animé d'une vitesse de 30 m/s comme s'il était transporté par l'écoulement d'avalanche. L'influence du choc apparaît comme prépondérante pour l'évolution de l'ouvrage avec l'apparition d'un endommagement localisé dans la zone d'impact et en particulier en face aval. Cet aspect est à rapprocher de l'état du coin arraché de la dent n°9, déstructuré sur ses deux faces. En imaginant le cumul avec un chargement sous pression répartie, la dégradation liée à l'impact a une influence directe : la résistance globale du mur du fait de cet endommagement est dégradée de près de 20 %.

6.2.5 Bilan

Cet exemple montre les capacités d'outils avancés de simulation pour, d'une part, reproduire le comportement réel de structures en béton armé sous chargement complexe (réparti ou localisé) et,

d'autre part, pour simuler différents scénarios jusqu'à la rupture. Ces outils contribuent à améliorer la conception et le dimensionnement en détectant les zones potentiellement les plus faibles.

6.3 Mieux connaître et exploiter les capacités du matériau : exemple des galeries pare-blocs structurellement dissipantes (PSD)²²

Ce paragraphe a pour objet d'illustrer la possibilité de conception d'ouvrages en béton armé résistant à des sollicitations extrêmes correspondant à des chutes de blocs. Il traite du cas de galeries Pare-blocs dites « Structurellement Dissipantes » (PSD).

Il décrit tout d'abord la problématique de la sollicitation, des résultats expérimentaux puis les méthodes de conception et de dimensionnement mises en œuvre.

6.3.1 Présentation des galeries pare-blocs structurellement dissipantes (PSD)

Les voies de circulation en zone montagneuse sont soumises à de nombreux aléas tels que les avalanches de neige ou les chutes de blocs. La sécurisation des ces itinéraires nécessite la construction d'ouvrages de génie civil telles que les galeries de protection pare-blocs dans les zones exposées aux chutes de bloc.

La technique utilisée habituellement se base sur une dalle recouverte d'un matériau de couverture, comme le montre la figure 43. Dans un tel ouvrage, la couche de sol au-dessus de la dalle n'a qu'une fonction dissipative et vise à absorber l'énergie d'impact. La conception de la dalle en béton armé repose essentiellement sur une approche statique puisque sa fonction se résume à supporter la masse du remblai et une pression statique « équivalente ». Malheureusement cette technique, très employée jusqu'à présent, engendre de nombreux problèmes comme le recours à l'utilisation de fondations spéciales en raison du poids propre important du matériau de couverture et de la structure). Elle impose de plus une maintenance et une surveillance régulière de la structure de l'ouvrage (évacuation des blocs restés sur l'ouvrage, re-foisonnement du remblai de couverture après un impact important).

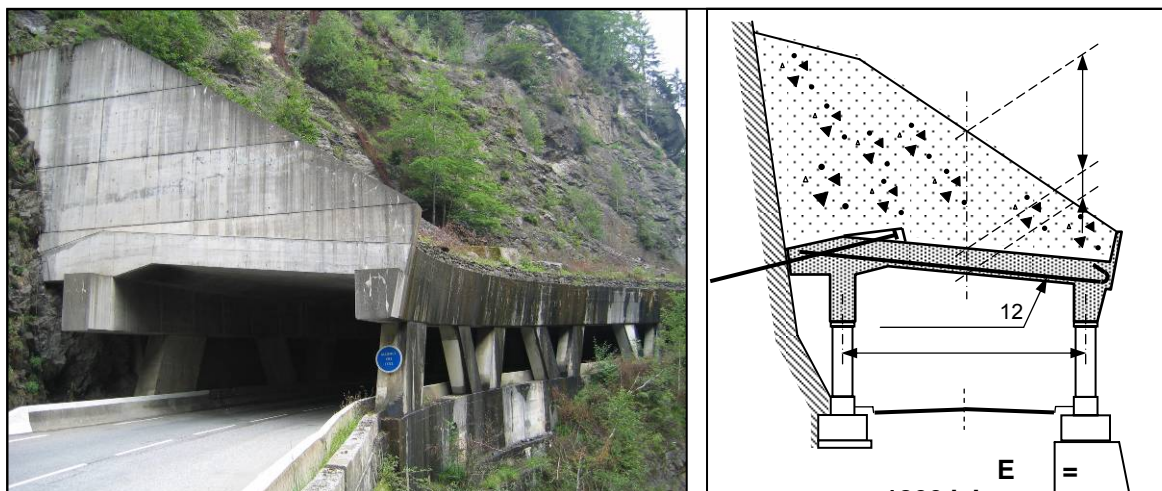


Figure 42 : pare-blocs de conception classique (Val d'Arly - Savoie)

²² rédigé par Pascal Perrotin (Laboratoire LOCIE, Université de Savoie) et Jean Tonello (ex responsable du bureau d'étude Tonello Ingénieurs conseil)

Un nouveau concept de galerie pare-blocs appelé Pare-blocs Structurellement Dissipant (PSD), mis au point par le bureau d'études Tonello IC (Label IVOR 2001) en collaboration avec le LOCIE²³, est en plein essor.

La principale innovation des pare-blocs structurellement dissipant consiste à supprimer la couche de remblai et à dissiper l'énergie d'impact au sein de la dalle en béton armé et des appuis (figure 44). L'énergie cinétique du bloc est absorbée directement par la mise en flexion de la dalle pouvant aller jusqu'à la fissuration du béton et la plastification des armatures, lorsque le choc a lieu en travée, ou par le cloquage d'appuis fusibles pour un impact en rive. La dalle n'est donc plus uniquement sollicitée en élasticité mais également en plasticité pour les chocs dits « exceptionnels », de forte intensité mais de faible occurrence. Un certain niveau d'endommagement entraînant des déformations permanentes est alors accepté. La structure est donc amenée par essence à subir des réparations qui sont les suivantes :

- pour les chocs en partie centrale, la zone d'impact fortement fissurée sera démolie puis reconstruite,
- pour les chocs sur appuis, les appuis ayant plastifié seront simplement changés par vérinage.

Par contre pour les chocs ayant un niveau d'énergie dit « courant » (impact de plus forte occurrence), la dalle se déforme uniquement dans son domaine « élastique » et ne subit aucun endommagement significatif (légère fissuration du béton mais pas de plastification des armatures). Aucune intervention de maintenance n'est donc nécessaire après cette catégorie d'impact. Sur les ouvrages construits, une couche de béton d'impact d'une douzaine de centimètres permet de conserver l'intégrité de la structure pour les petits chocs.

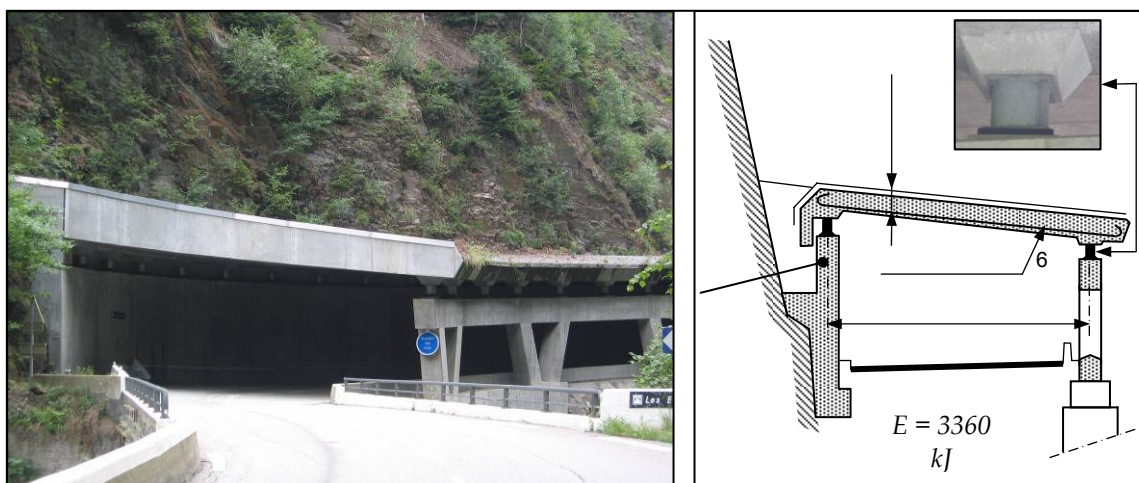


Figure 43 : Pare-blocs Structurellement Dissipant (PSD) des Essariaux (Val d'Arly - Savoie)

Ce type de structure permet de réduire d'environ 30 % l'épaisseur de la dalle de couverture par rapport à une conception classique, entraînant une diminution du poids propre de la structure. Ce gain de poids engendre des économies significatives sur les fondations, souvent réalisées dans des sols de mauvaise qualité ou de mise en œuvre délicate (à flanc de montagne par exemple). De plus, les chocs au niveau des appuis sont pris en compte grâce aux appuis fusibles, rendant la dalle indépendante du reste de la structure. La maintenance et l'entretien sont également facilités par le fait que la dalle est accessible, les blocs pouvant ainsi être facilement évacués.

Le premier ouvrage réalisé est le pare-blocs des Essariaux (figure 44) en 1998 sur la RN 212 dans les gorges de l'Arly en Savoie (énergie d'impact de 3360 kJ) et le deuxième est la galerie

²³ Laboratoire Optimisation de la Construction et Ingénierie de l'Environnement – Université de Savoie

pare-blocs de la Grande Platte (énergie d'impact 6050 kJ), sur la RD 91 b sur les communes de Champagny-en-Vanoise et du Planay (Savoie). Il y a aussi la galerie pare-pierres de Poniente (Savoie) qui, dans l'étude initiale, était inclinée et pouvait dissiper une énergie de 16600 kJ.

La démarche présentée ici s'articule autour de la réalisation d'essais expérimentaux de lâchers de blocs sur une dalle d'essai. Les réponses dynamiques de la structure et de l'impacteur ont été enregistrées en regardant l'influence de l'énergie incidente, des positions d'impact et de l'endommagement initial de la dalle. Une modélisation des tests à l'aide d'un code par éléments finis (Berthet-Rambaud, 2004 ; Delhomme, 2005) et par un modèle mécanique simplifié a permis d'ébaucher des outils pour le dimensionnement des PSD.

6.3.2 Modèle simplifié de calcul sous effort dynamique

Les dimensionnements des pare-blocs structurellement dissipants sont effectués conformément au règlement de calcul BAEL²⁴ actuellement en vigueur. Le modèle utilisé par le bureau d'études Tonello IC représente l'impact du bloc sur la structure par système masse-ressort à un degré de liberté (figure 45).

Le choc est considéré comme parfaitement mou. Le bloc et la masse équivalente de la dalle ont donc même vitesse après choc et ne forment plus qu'un seul élément. En appliquant le théorème de la conservation de la quantité mouvement et en calculant l'énergie cinétique avant et après choc, l'équation suivante donnant l'énergie cinétique de la dalle « E_{c_d} » est obtenue ; lors de la flexion de la dalle, cette énergie se transforme en énergie de déformation.

$$E_{c_d} = E_{c_{\text{bloc}}} \frac{1}{1 + \frac{M^*}{m}}$$

avec $E_{c_{\text{bloc}}}$ = énergie cinétique d'impact du bloc

$1 + \frac{M^*}{m}$ = coefficient de réduction de l'énergie incidente (limité à une valeur de 10 par sécurité)

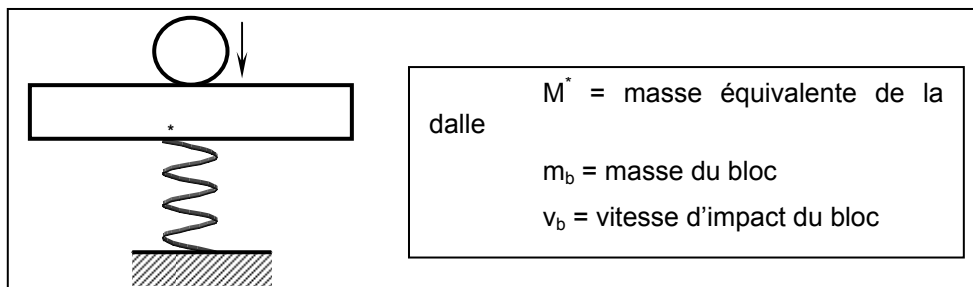


Figure 44: modèle simplifié (développé par Jean Tonello)

Lors d'un choc, la vitesse de la dalle est plus élevée au niveau du point d'impact que dans le reste de la structure. La masse équivalente de la dalle « M^* » correspond à une masse ayant une énergie cinétique identique à la dalle et une vitesse égale en tout point à celle du point d'impact « v_{imp} ». Les déplacements de la dalle sont calculés en prenant comme hypothèse que les déformées statique et dynamique ont même allure.

²⁴ Béton armé aux Etats Limites

Les calculs de la déformée de la dalle en statique et de la période fondamentale sont effectués avec les outils classiques dont dispose un bureau d'études. Le poinçonnement de la dalle est pris en compte en comparant l'effort de contact « F_c » avec la résistance au poinçonnement donnée par le BAEL qui ne prend pas en compte les armatures d'effort tranchant. « F_c » est calculé en considérant un contact parfaitement plastique et un temps de contact égal au quart de la période fondamentale de la dalle. Durant l'impact, la variation de quantité de mouvement du bloc étant égale à l'impulsion, l'équation suivante est obtenue.

$$F_c = \frac{m_b (v_b - v_b')}{\frac{T}{4}}$$

avec v_b = vitesse du bloc avant choc

v_b' = vitesse du bloc après choc en considérant un choc mou (= v_{dalle})

T = période fondamentale de la dalle

L'application de cette méthode de calcul nécessite un savoir-faire et une expérience importante de l'ingénieur. La démarche de conception est itérative et utilise un dimensionnement initial à partir de structures déjà construites. De plus, le traitement de points particuliers tels que l'espacement et le soulèvement des appuis, la reprise de l'effort tangentiel lorsque la dalle est inclinée, requiert une très bonne connaissance du fonctionnement de ce type d'ouvrage.

6.3.3 Comportement réel d'une structure : l'apport de l'expérimentation

La bibliographie a montré que la validation du principe de fonctionnement de nouvelles structures et la mise au point de modèles de calcul impliquaient obligatoirement une phase d'expérimentation. Les campagnes d'essais réalisées sont liées à la construction de pare-blocs réels et répondent chacune à des attentes spécifiques. Au total trois campagnes ont été effectuées de mai 2000 à mars 2003 sur un modèle à l'échelle 1/3 (dalle de 12 m x 4,80 m x 0,28 m) de la dalle du pare-blocs des Essariaux en Savoie. Dans le cadre de ce document seul les essais T1 et T5 seront présentés (tableau ci-dessous).

Test T1 : un impact dit « courant » est effectué au centre de la dalle avec une énergie de 67 kJ (bloc de 450 kg lâché de 15 m) ;

Test T5 : un impact « exceptionnel » est effectué sur la zone endommagée par le test T1, avec une énergie de 134 kJ (bloc de 455 kg lâché de 30 m).

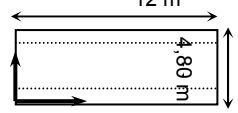
Essai	Energie (kJ)	Bloc		Point d'impact 12 m 	Surface d'impact	Essai statique	
		Masse (kg)	Hauteur (m)			avant test	près test
T1	67	50	15	En travée centrée x = 6 m ; y = 2,40 m	Neuve		
T5	134	55	30	En travée centrée x = 6 m ; y = 2,60 m	Endommagée après T1 (67 kJ)	3	5

Tableau 3 : essais T1 et T5

La structure testée (figure 46) est une dalle en béton armé de 12 m par 4,80 m pour une épaisseur de 28 cm et pesant environ 40 t. Elle repose sur deux lignes d'appuis constituées de 11 appuis fusibles (appuis ponctuels) espacés de 1,14 m. Sa portée entre appuis est de 4 m.



Figure 45 : vue générale de la dalle d'essai

Le ferrailage (figure 47) a été dimensionné par le bureau d'études Tonello IC afin que la dalle puisse reprendre un impact « exceptionnel » d'une énergie de 135 kJ. Les armatures sont des FeE 500 représentant une quantité de 270 kg d'acier par mètre cube de béton.

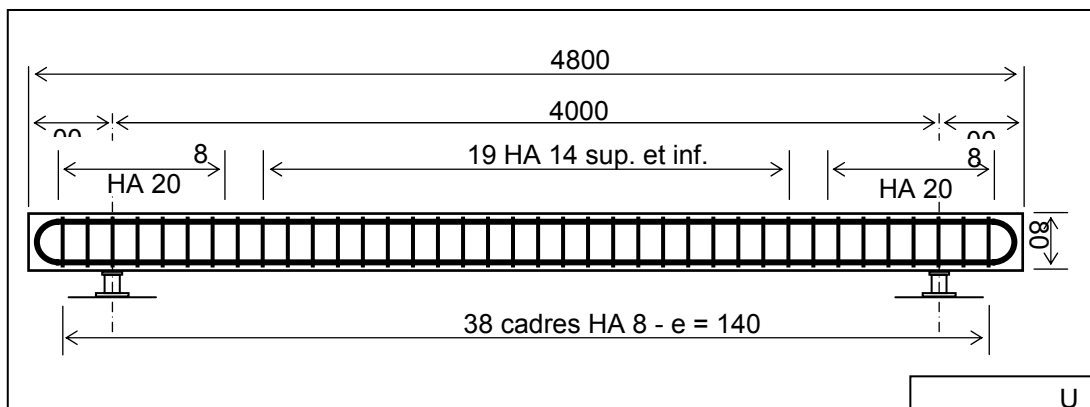


Figure 46 : coupe dans le sens transversal de la dalle d'essai

Deux séries de tests ont été réalisées dans des conditions d'essai courant et exceptionnelles.

6.3.3.1 Test T1 : impact « courant » à 67 kJ

Le déplacement maximal obtenu au niveau du point d'impact est de 14,5 mm ce qui représente $1/275^e$ de la portée. Les déformations maximales dans les armatures inférieures, engendrées par la mise en flexion de la dalle, sont de $1200 \mu\text{m.m}^{-1}$ (figure 49). La limite élastique des armatures en statique est de $2500 \mu\text{m.m}^{-1}$ et la vitesse de déformation étant de l'ordre $0,5 \text{ s}^{-1}$, d'après la bibliographie, la limite élastique en dynamique est de $3500 \mu\text{m.m}^{-1}$ (tableau 3). Les armatures n'ont donc subi aucune déformation plastique. Cependant les jauges montrent des déformations résiduelles de l'ordre de $310 \mu\text{m.m}^{-1}$. Ces déformations sont dues à la non re-fermeture des fissures et microfissures dans la partie de béton tendu (figure 48). Les observations visuelles en sous-face de dalle indiquent une légère fissuration du béton ne mettant pas en péril la durabilité de la structure vis-à-vis du risque de corrosion des armatures.

	Chargement	Béton		Acier	
		f_{bc} (MPa)	f_{bt} (MPa)	σ_{se} (MPa)	ε_{se} ($\mu\text{m.m}^{-1}$)
Partie courante	Statique	30	2,9 ⁽¹⁾	500	2500
	Dynamique	40,5	5,8	700	3500
Zone réparée	Statique	35,7	2,9	500	2500
	Dynamique	48,2	5,8	700	3500

⁽¹⁾ $f_{bt} = 0,30 f_{bc}^{2/3}$ [EC2, 03]

Tableau 4 : caractéristiques dynamiques du béton et des armatures

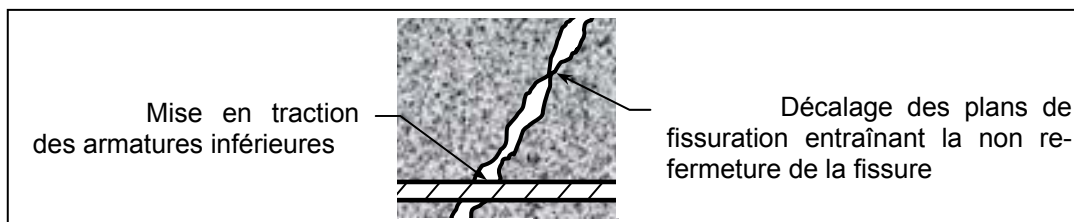


Figure 47 : Déformations permanentes dues à la non re-fermeture des fissures

L'impact « courant » à 67 kJ sur la structure n'ayant pas engendré de plastification des armatures et seulement une faible fissuration du béton en sous-face de dalle, aucune intervention de réparation n'est nécessaire. La dalle, après avoir subi un impact « courant », est donc toujours fonctionnelle et peut encore supporter des impacts « courants » ou « exceptionnels ».

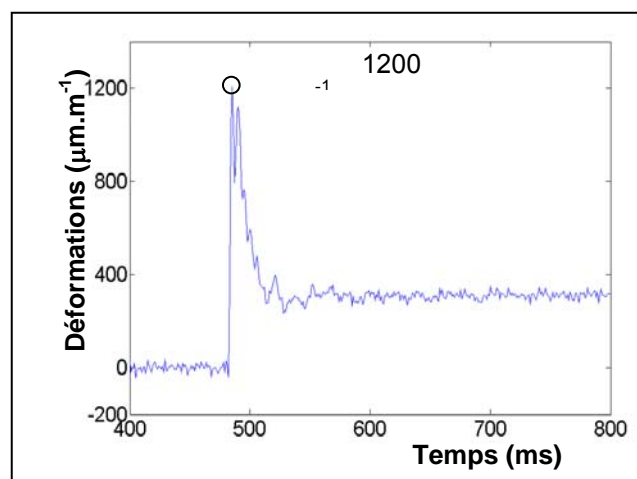


Figure 48 : déformations maximales d'une armature inférieure (dans le sens transversal) au niveau de la zone d'impact pour le test T1 (Delhomme,2005)

6.3.3.2 Test T5 : impact « exceptionnel » sur une zone endommagée

La figure 51 met en parallèle trois jauges de déformations placées sur des armatures inférieures et le capteur de déplacement sous le point d'impact (LVDT I). Le pic de déformation de la jauge située le plus près de l'impact (J11) ne se produit pas lorsque la flexion de la dalle est maximale mais juste

après le choc. En effet, les déformations, lors du déplacement maximal de la dalle, obtenues 10 ms après l'impact, sont de $1510 \mu\text{m.m}^{-1}$ alors que 1 ms après le contact elles avaient atteint $1990 \mu\text{m.m}^{-1}$. Ce constat traduit une mise en flexion progressive de la dalle entraînant une flexion locale avant sa flexion globale. Ce phénomène engendre une inversion du moment fléchissant, comme décrit dans le CEB-fib dans le cas d'une poutre, ce qui explique les déformations de compression enregistrées, juste après le choc, sur les jauges plus éloignées du point d'impact (J13 et J17). La flexion locale de la dalle, se produisant durant quelques millisecondes après l'impact, semble donc solliciter plus fortement en traction les armatures inférieures que lorsque la dalle atteint son déplacement maximal. Les déformations maximales enregistrées dans les armatures inférieures sont donc de l'ordre de $1980 \mu\text{m.m}^{-1}$ à quoi il convient d'ajouter les déformations résiduelles ($310 \mu\text{m.m}^{-1}$) dues au test T1. Au total l'armature la plus sollicitée s'est donc déformée de $2290 \mu\text{m.m}^{-1}$ ce qui reste inférieur à sa limite élastique en dynamique ($3500 \mu\text{m.m}^{-1}$).

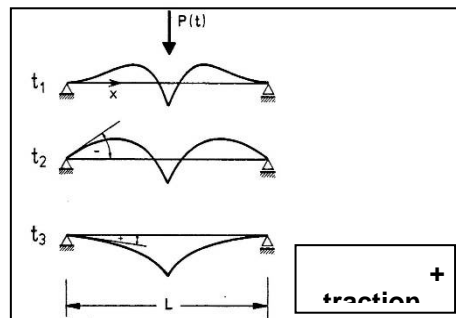


Figure 49 : distribution des moments fléchissant le long d'une poutre lors d'un impact

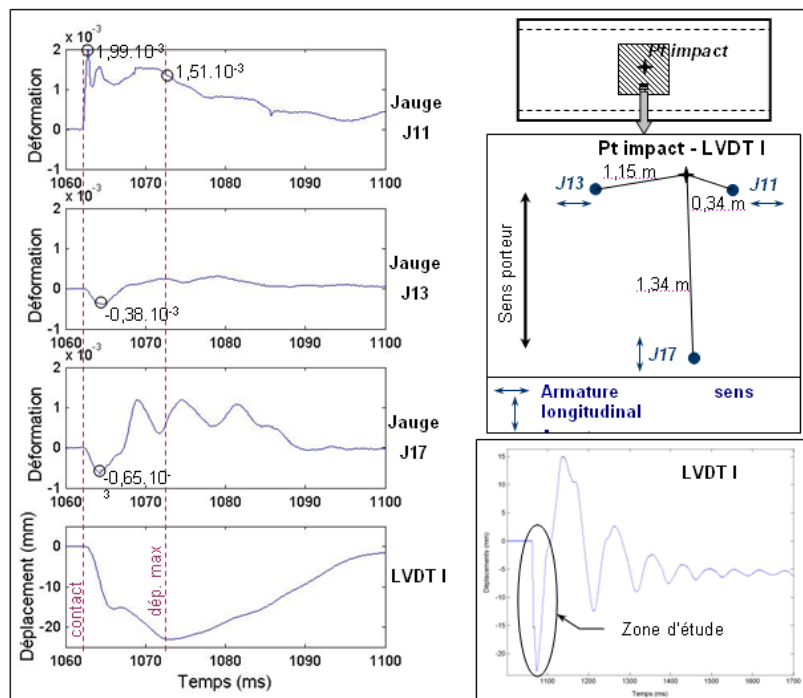


Figure 50 : signaux des jauges de déformation et du capteur LVDT I sous le point d'impact – Test T5 (Delhomme,2005)

En comparaison avec le test T2 (impact « exceptionnel » sur dalle saine), la flèche maximale de 23,2 mm a seulement augmenté de 3 % et les armatures n'ont également pas été plastifiées. La dalle a donc parfaitement résisté à un impact « exceptionnel » bien qu'elle ait déjà subi un premier

choc « courant ». La structure n'avait été que légèrement endommagée par le premier chargement et avait préservé la totalité de ses capacités de déformation nécessaires pour absorber le nouveau choc.

6.3.3.3 Comparaison avec le modèle de Tonello

Le tableau 5 compare les déplacements maximaux de la dalle obtenus avec le modèle développé dans le cadre de la thèse de Fabien Delhomme et avec modèle simplifié « masse-ressort » utilisé par le bureau d'études Tonello IC.

	Déplacement maximal de la dalle (mm)		
	Expérimentation	Modèle développé	Modèle de Tonello
Essai T5 (134 kJ)	23,2	22,5	34
Essai T1 (67 kJ)	14,5	15,4	23

Tableau 5 : déplacements maximaux de la dalle donnés avec le modèle développé et avec le modèle de Tonello

6.3.4 Conclusion

Il apparaît que le fait de dissocier l'impact en deux sous-modèles (Delhomme,2005) et de ne plus considérer le choc comme parfaitement mou permet d'avoir une bien meilleure estimation des déplacements maximaux atteints par la dalle. Nous remarquerons néanmoins que dans le modèle simplifié de Tonello, les déplacements sont surestimés ce qui va dans le sens de la sécurité. Ainsi nous pouvons considérer qu'il est possible de prendre en compte les effets d'impacts sur des structures avec des modèles simplifiés.

7 ETAPE CLE N°3 : REALISER DES OUVRAGES RESISTANTS²⁵

Ce paragraphe décrit de manière non exhaustive un certain nombre de pistes permettant de concevoir et réaliser des ouvrages résistant mieux à l'impact des avalanches.

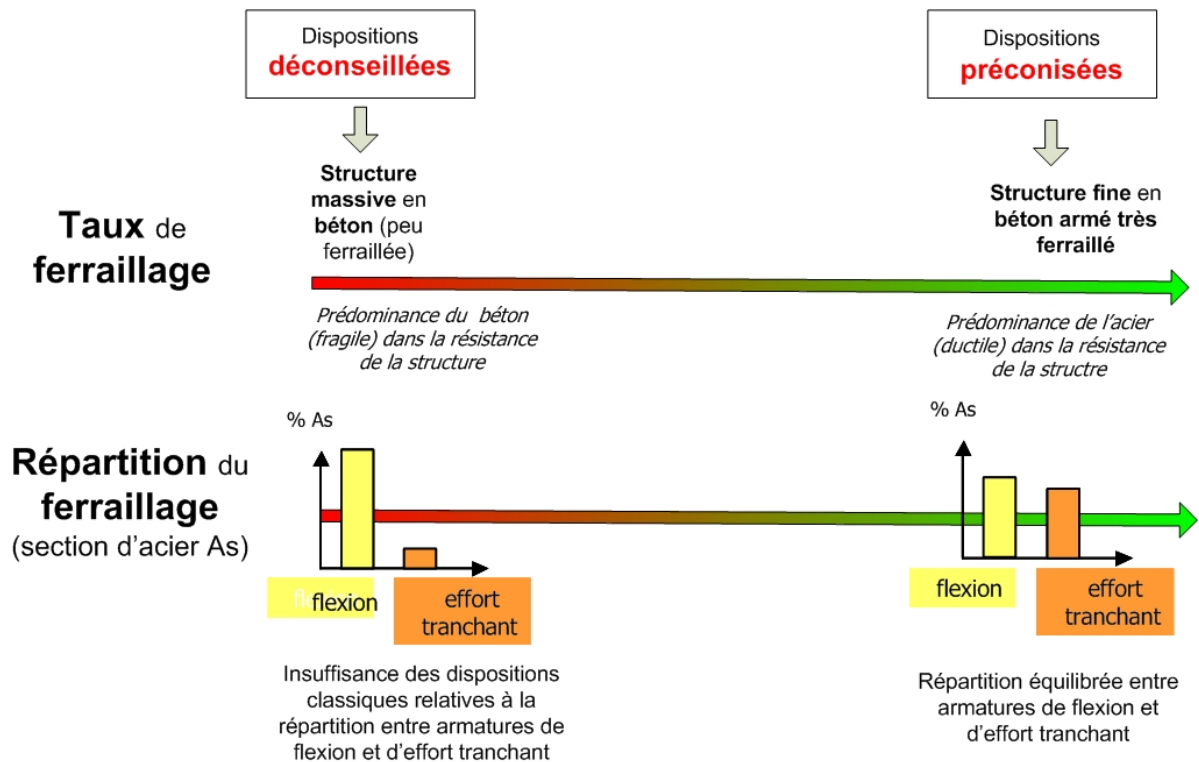
7.1 Dispositions constructives particulières pour les ouvrages neufs

L'approche proposée se veut à la fois objective d'un point de vue scientifique mais aboutir autant que possible à des considérations pragmatiques. Décrire la connaissance aboutit souvent à également reconnaître l'étendue de sa méconnaissance. Au niveau opérationnel, malgré ces incertitudes, de nombreux ingénieurs conçoivent des dispositifs qui fonctionnent. Sur la base des modes de fonctionnement, et des endommagements observés sur des ouvrages réels, un certain

²⁵ Rédigé par Jean-Marc Tacnet en collaboration avec Ali Limam

nombre de règles et principes de bonne pratique très qualitatifs peuvent être proposés. Ils sont décrits ci-dessous.

En matière de ferrailage des structures en béton armé (voir figure ci-dessous), la conception du ferrailage devrait par exemple privilégier le recours à des structures plutôt fines mais très fortement ferrillée. De même, la conception d'un ferrailage adapté à la reprise des efforts tranchants (cadres) sera recherchée. Un ferrailage très important mais conçu uniquement pour résister à des efforts de flexion sera mis en défaut.



J.M. Tacnet

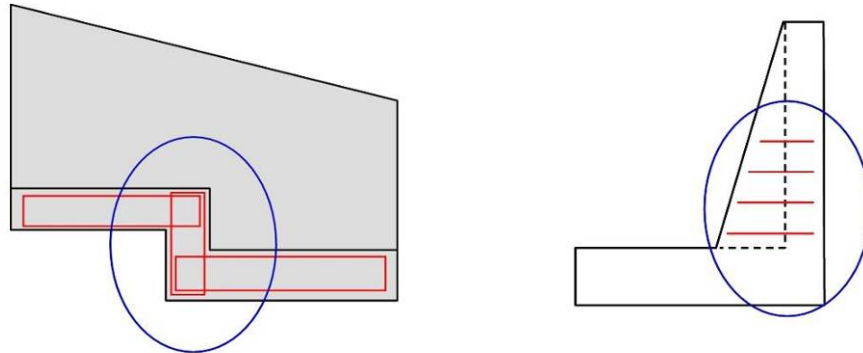
Figure 51 : Préconisations de répartition et de taux de ferrailage adaptés au cas des ouvrages soumis à impact

Le cas des dalles pare-blocs structurellement dissipantes illustre la possibilité de concevoir des ouvrages en béton armé qui résistent aux sollicitations dynamiques. Sur des structures conçues et réalisées selon des principes plus classiques, nous décrivons ci-dessous quelques dispositions constructives simples particulièrement adaptées pour résister à des situations de sollicitations dynamiques.

Ces approches empiriques liées à la mise en place de dispositions constructives adaptées ne sont pas nouvelles. Elles existent déjà et ont donné satisfaction par exemple dans le contexte de crues torrentielles. Dans bien des cas, ces mesures constituent une réponse pragmatique et opérationnelle des techniciens au difficile problème de prise en compte des efforts dynamiques en l'absence de connaissances établies dans ce domaine (Deymier, Tacnet et al. 1995). Le concepteur visera autant que possible à assurer la répartition et la bonne transmission d'efforts ponctuels vers des zones de l'ouvrage moins sollicitées. Les aciers de répartition associés à des chaînages transversaux jouent ici un rôle prépondérant : leur section, choisie au-delà des valeurs

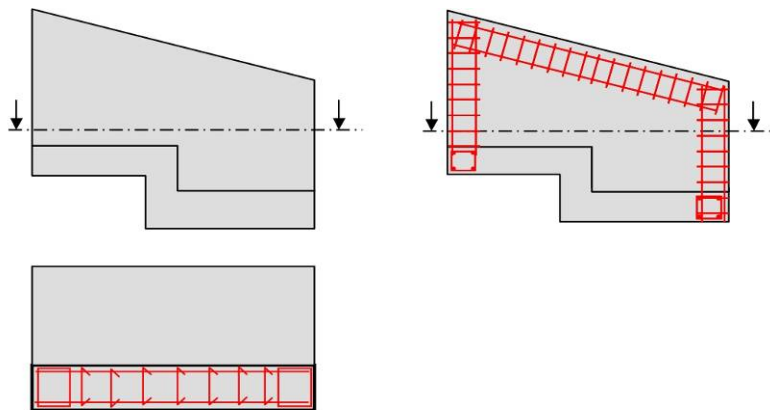
« réglementaires » est un élément de sécurité vis-à-vis de l'impact. Les figures ci-dessous rappellent, par exemple, les exigences en matière de chaînage des couronnements d'ouvrages et des semelles.

On rappelle que les discontinuités géométriques telles que les redans dans les semelles sont à éviter autant que possible. Le cas échéant, elles doivent faire l'objet de renforts spécifiques.



J.M. Tacnet

Figure 52 : exemple de recommandations de dispositions constructives pour la semelle d'un ouvrage en béton armé



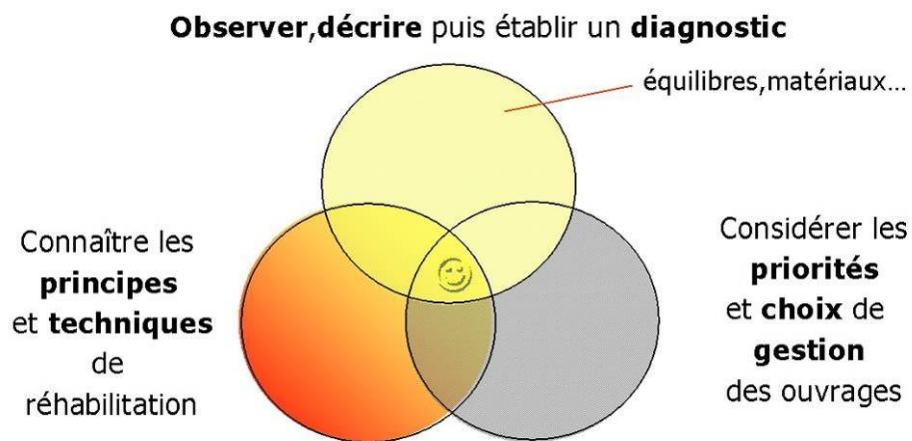
J.M. Tacnet

Figure 53 : Exemple de dispositions constructives de ferrailage d'un voile en béton armé adapté au contexte de sollicitation dynamique

7.2 Réparations en cas de pathologie

La réparation d'ouvrages constitue certainement un des domaines les plus délicats du génie civil. Il est en effet nécessaire de maîtriser tout d'abord les méthodes de dimensionnement d'ouvrages neufs, d'être capable d'identifier et d'interpréter les pathologies observés sur le terrain et enfin de proposer des méthodes de réparation adaptées.

L'analyse des pathologies d'ouvrages de protection contre les risques naturels n'est pas spécifique en soit. La méthodologie de réparation d'un ouvrage en béton armé suit une démarche classique visant tout d'abord à caractériser les pathologies sur la base d'observations détaillées (voir l'exemple de l'étude réalisée par le Cete-LRPC Lyon sur le site de Taconnaz dans le cadre du projet PRANE). Cette étape est essentielle pour espérer pouvoir établir un diagnostic pertinent sur les causes du désordre. Les pathologies sont ensuite reliées à différentes hypothèses relatives à des défauts de stabilité interne ou externe. Le diagnostic permet ensuite d'envisager la réhabilitation de l'ouvrage sur la base de critères de faisabilité technique mais aussi de critères économiques (voir figure ci-dessous).



J.M. Tacnet

Figure 54 : les étapes incontournables d'une analyse de pathologies d'ouvrages existants

Le point important concerne la nécessité d'une analyse détaillée des faciès de rupture affectant un ouvrage. Cette approche est en effet capable de confirmer ou d'infirmer des hypothèses de scénarios de fonctionnement de l'ouvrage. Dans les cas de pathologies avérées et/ou en phase de conception, il peut être nécessaire d'améliorer les conditions de stabilité des ouvrages. Quelques exemples illustrent ces objectifs dans le cadre d'une amélioration de la stabilité externe et interne des ouvrages.

7.2.1 Améliorer la stabilité externe

L'amélioration de la stabilité externe de l'ouvrage porte sur les différents équilibres et plus particulièrement sur les équilibres de glissement et de mobilisation de la capacité portante du sol. La figure ci-dessous illustre le renforcement de la capacité portante par mise en place d'un remblai renforcé sous l'ouvrage et la mise en place d'une bêche amont. Ce schéma de principe propose également la mise en place d'une zone de remblai plus compressible en amont de la semelle pour offrir une possibilité de déplacement limité à la structure en cas d'impact.

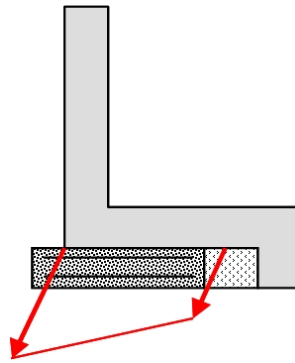


Figure 55 : amélioration de la résistance au glissement et répartition des contraintes en fondation

La figure ci-dessous illustre la solution de lestage d'une structure existante. Cette solution augmente les actions stabilisatrices mais doit être envisagée avec prudence au niveau du contact entre le massif de lestage et la structure béton. Le cas des dents déflectrices de Tacconnaz illustre d'une part le problème entraîné par la présence d'un espace entre le massif et le mur et d'autre part le rôle défavorable du massif de lestage dans le cas où celui-ci n'est pas mis en place sur toute la hauteur de l'ouvrage.

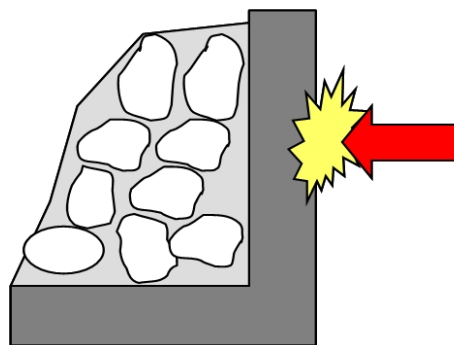
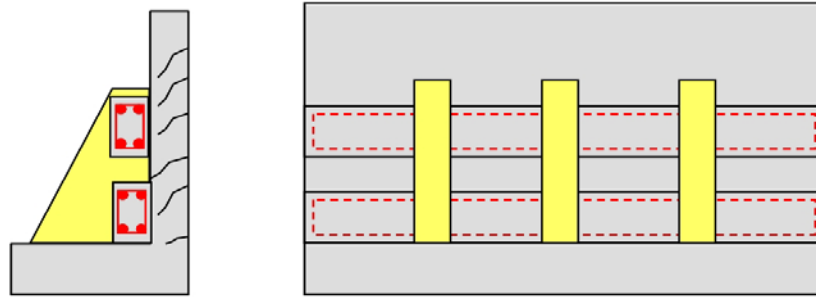


Figure 56 : Amélioration de la stabilité externe par lest des fondations (avantages et limites)

7.2.2 Améliorer la stabilité interne

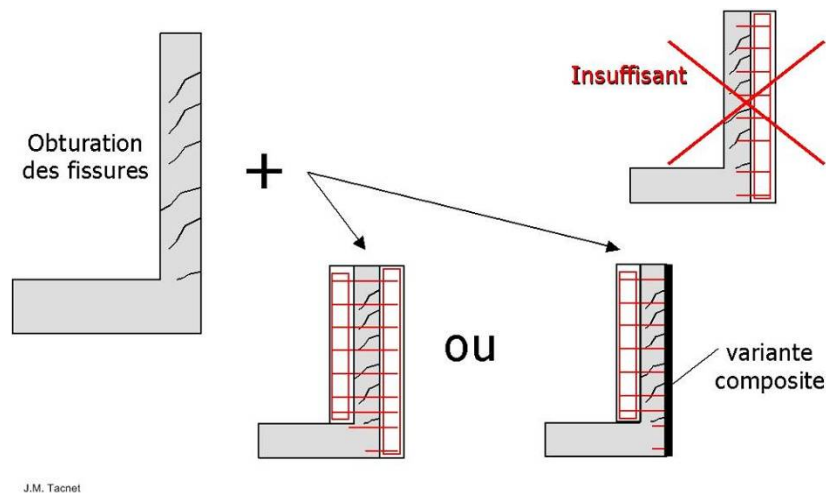
Les sollicitations de type impact nécessitent la prise en compte des efforts tranchants. En termes de stabilité interne, l'amélioration de la stabilité interne d'une structure existante peut ainsi consister en la mise en place de contreforts et de poutres horizontales. De manière générale, une importance particulière doit être apportée aux ferraillements transversaux mis en place dans l'épaisseur des voiles. L'analyse en retour des pathologies observées sur l'ouvrage de Tacconnaz montre nettement que le dimensionnement et la conception du ferraillement selon des hypothèses de flexion ne suffit pas à garantir la résistance de la structure.



J.M. Tacnet

Figure 57 : Renforcement global d'une structure par augmentation de la résistance à la flexion et à l'effort tranchant

Une attention particulière doit être apportée au renforcement de structures impactées et fortement fissurées. La mise en place de voiles de renforcement doit ici encore prendre en compte le renforcement vis-à-vis de l'effort tranchant. Le renforcement peut se faire par une solution béton armé ou par la mise en place de renforts composite (dans les cas où la pression exercée est répartie avec absence de blocs et de chocs ponctuels).



J.M. Tacnet

Figure 58 : Renforcement de la résistance à l'effort tranchant

8 PERSPECTIVES ET PROPOSITIONS OPERATIONNELLES

Sur la base des développements précédents, le lecteur aura compris qu'il subsiste encore un grand nombre de lacunes dans la connaissance. Au-delà des solutions pratiques décrites ci-dessous, les auteurs proposent ici un certain nombre de pistes de réflexion. Dans l'esprit d'une contribution à une sorte de livre blanc, ce paragraphe présente de manière non exhaustive des voies d'amélioration possibles de la prise en compte des actions dynamiques liés aux avalanches sur les structures de génie civil.

Proposition n°1 : Expliciter la traçabilité et quantifier l'incertitude

De manière idéale, l'expertise du risque d'avalanche nécessite la conjonction de nombreux types d'expertise. Les experts et/ou approches de type « naturaliste » doivent être associés à des approches de type modélisation, statistiques etc... De même, une expertise efficace se doit d'associer des ingénieurs et des chercheurs en valorisant et exploitant l'expérience pratique et compétences respectives. En effet, dans le domaine des avalanches, les connaissances restent partielles et les approches pratiques ne sont bien souvent pas totalement validées scientifiquement (Ancey, 2006). Dans cet esprit, avant de s'intéresser au dimensionnement fin des ouvrages, il est indispensable de raisonner en termes d'ordre de grandeur pour vérifier simplement et rapidement que les hypothèses prises restent réalistes et plausibles.

Dans ce cadre, il apparaît particulièrement important d'explicitier les hypothèses et les limites associées aux outils, méthodes et approches théoriques associées. Ceci est nécessaire pour éviter de donner de fausses impressions de certitude. Le cas de la pression exercée par une avalanche en est un bon exemple. Ceci nécessite de mettre en place des outils de traçabilité des raisonnements et de quantification de l'incertitude associant des aspects quantitatifs (approches probabilistes classiques) mais aussi qualitatifs pour prendre en compte les jugements experts.

Proposition n°2 : développer des règles de calcul spécifiques aux ouvrages soumis à l'impact de phénomènes naturels, dépasser les règles habituelles

Au niveau des actions à prendre en compte, le scénario descriptif d'un phénomène gravitaire rapide ne doit plus se limiter à la proposition d'une répartition de pression statique. Des spectres d'actions dynamiques doivent être proposés.

Aujourd'hui, les méthodes de dimensionnement employées se basent sur les approches réglementaires type BAEL (BAEL 1992) qui ne permettent pas de prendre correctement en compte certains aspects essentiels de l'action avalancheuse : en particulier, les forces qui conditionnent le caractère dynamique de la sollicitation, ne sont pas directement intégrées. Par ailleurs, le fait de traiter de phénomènes naturels, avec des probabilités d'occurrence plutôt faibles, est différent de la situation d'un ouvrage fonctionnel et classique comme un pont. Ainsi, l'application stricte du règlement est parfois difficile notamment pour choisir entre les combinaisons d'action "service", "ultime" et "accidentel" dont l'application est moins adaptée au contexte particulier des risques naturels. Sur ce point, le débat n'a d'ailleurs pas encore pu aboutir et les pratiques diffèrent d'un projeteur à l'autre (Calgaro, 2000). Il est donc intéressant de pouvoir traiter ces ouvrages aussi avec des outils et des moyens permettant d'aller plus loin et d'aborder les spécificités liées aux avalanches.

Un des points cruciaux ici est d'intégrer dans la démarche la dynamique du problème. Si le règlement ne l'aborde pas directement, il existe des moyens complémentaires permettant de creuser en ce sens. Il peut s'agir de dispositions constructives adaptées ou même de moyens de vérifications permettant de prendre en compte des scénarios d'action plus réalistes. En effet, la mise en place d'une démarche de dimensionnement statique ne permet finalement pas de garantir suffisamment la résistance effective de l'ouvrage face au phénomène réel et il s'agit donc de compléter ou le cas échéant améliorer les approches actuelles pour une meilleure sécurité et gestion du risque.

Dans ce cadre, il convient de rappeler que le dimensionnement des ouvrages de protection doit à chaque fois résulter d'une analyse spécifique. Si la méthodologie et les outils peuvent être harmonisés, il paraît plus contestable d'imaginer des cas de charges type. Suivant la configuration d'un site, les mêmes cas de charges et/ou les mêmes dispositions constructives peuvent correspondre à des niveaux de protection très différents. Cette remarque est particulièrement valable pour le dimensionnement de structures d'habitation en zone exposée. Dans ce contexte, deux approches sont possibles :

- 1) fixer un niveau d'aléa défini par un type d'action, une intensité et une fréquence puis dimensionner les structures et enjeux exposés ;
- 2) choisir des types d'enjeux et des dispositions constructives réalisables dans des conditions techniques et économiques acceptables puis calculer en retour le niveau d'aléa acceptable à fixer comme limite dans les documents réglementaires.

A l'heure actuelle, le critère de choix prioritaire n'est pas clairement explicité. L'hypothèse de base conditionne pourtant les mesures et la démarche à mettre en œuvre par la suite.

Proposition n°3 : Développer et diffuser des principes de conception/construction/réparation adaptés – Contrôler la réalisation

Des guides professionnels et une formation adaptée doivent être conçus et mis en place à destination des maîtres d'ouvrage, maîtres d'œuvre et entreprises pour les phases de conception et de réalisation.

Dans ce cadre, il apparaît particulièrement important de préciser la nature des cas de charges à prendre en compte. Le caractère transitoire ou accidentel des situations impliquant des actions avalancheuses doit être discuté en fonction de la structure sollicitée. Les cas des ouvrages de protection et des habitations correspondent à deux contextes très différents. Dans le premier cas, les ouvrages ont pour fonction première d'être impactés par une avalanche d'intensité choisie par le concepteur. Pour la gamme d'efforts retenue, l'ouvrage doit non seulement résister mais répondre à des exigences de durabilité.

Au-delà de cette valeur limite correspondant à l'avalanche de projet, les actions prennent un caractère accidentel. L'ouvrage résiste mais peut subir des dommages. Pour les habitations sujettes à un impact, la discussion relative à la qualification des actions reste ouverte. L'analyse de la vulnérabilité structurelle (potentiel de dommages) associée à ces constructions reste actuellement un sujet de recherche.

Après réalisation, sous réserve d'avoir validé des prescriptions, il apparaît également important d'être capable de certifier que les dispositions constructives prescrites sont effectives en termes de réalisation. L'organisation du dispositif actuel est marqué par un contrôle a priori : l'absence de contrôle du caractère effectif de dispositions constructives a posteriori pose le problème de la vulnérabilité réelle des habitations.

Proposition n°4 : Développer et diffuser des méthodes de vérification et de calcul simplifiées

La recherche peut utiliser des méthodes et des outils de calcul très élaborés qui ne seront pas accessibles aux maîtres d'œuvre chargés de la conception d'ouvrages ou de bâtiments en routine. La mise au point et la diffusion d'outils simplifiés adaptés à des formes d'ouvrages type nous semble être un enjeu majeur. De même, des travaux permettant de qualifier la résistance (et donc la sécurité) résiduelle d'un ouvrage apparaissent comme essentiels. Des essais en vraie grandeur doivent être poursuivis sur les types de structures concernés (ouvrages de protection et enjeux de type habitations).

Proposition n°5 : Approfondir la problématique spécifique du zonage

Il n'y a pas de caractère absolu associé aux délimitations des différentes zones de risque dans le cadre d'un P.P.R.. Celles ci résultent en fait du choix arbitraire d'un scénario de référence associé à une hypothèse de période de retour (100 ans par exemple). Ce scénario de référence implique un certain niveau d'extension, d'intensité et de dégâts potentiels. Il fixe de manière implicite un niveau acceptable fixé par l'Etat qui prescrit et encadre les PPR. Comment les usagers peuvent-ils exprimer le niveau de risque qui leur paraît acceptable ? Comment peut-on établir un lien entre un phénomène et ses conséquences potentielles ? Quelles sont les connaissances et méconnaissances qui sous-tendent l'élaboration et le choix du zonage ? Comment fait-on apparaître ces difficultés dans le document final ? Quelles seraient (le cas échéant) les conséquences d'une évolution de la connaissance de la vulnérabilité des structures ? Comment associer les zonages réalisés à un niveau de connaissance donnée à un instant donné ?

La question apparemment limitée de la vulnérabilité structurelle a des implications non seulement en termes de dimensionnement et de conception d'ouvrages de protection mais aussi dans le domaine des mesures non structurelles. A l'heure actuelle, la vulnérabilité structurelle reste mal connue : elle constitue cependant le cœur du problème. Par exemple, elle conditionne la validité des approches de type coût-bénéfice et/ou tentatives d'optimisation économique des choix de protection. Elle sous-tend également indirectement les notions de risque « acceptable ».

Proposition n°6 : Analyser et qualifier globalement la qualité de la chaîne « ouvrages » : « conception – dimensionnement (réglementaire) – réalisation – fonctionnement »

C'est en effet l'ensemble de la chaîne qui conditionne l'efficacité du dispositif de protection ou la vulnérabilité structurelle d'un enjeu. La mise en place d'une approche « qualité » intégrée, ou en tous les cas, mieux coordonnée, serait une piste intéressante pour caractériser et garantir un certain niveau de performance dans les zones exposées aux phénomènes naturels dynamiques.

Proposition n°7 : Améliorer le suivi des pathologies et organiser le retour d'expérience : suivre et capitaliser les dégâts observés sur les structures de protection et sur les enjeux touchés par les phénomènes

La qualité et la pertinence d'observations faites après un événement naturel est essentielle pour l'ensemble des phases ultérieures du processus de gestion (Tacnet et al. 2006). Bien souvent, les dégâts ne font l'objet que d'une description partielle. Pour exploiter ces résultats dans le cadre de l'amélioration de la connaissance du comportement d'ouvrages soumis à des impacts, il faudrait pouvoir intégrer une mission d'analyse des ouvrages dans une démarche de retour d'expériences (fonds d'intervention, responsables identifiés). Ceci doit permettre de fournir un cadre d'intervention pour les organismes assurant l'expertise. Dans ces conditions, on peut espérer une description des dégâts exploitable ultérieurement dans le cadre d'une analyse en retour. Le coût économique d'une telle intervention serait négligeable par rapport à son intérêt scientifique et technique. Idéalement, deux aspects doivent être envisagés : la description des phénomènes et la description des dégâts sur les ouvrages. Une équipe mixte mobilisable rapidement semble indispensable. Les données recueillies et/ou les expertises descriptives devraient également pouvoir être partagées au sein de la communauté technique traitant de ces problématiques.

Comme dans beaucoup d'autres risques naturels, un grand nombre de données sont détenues par les assurances et ne sont donc pas directement accessibles. Peu de descriptions de dégâts sur habitations sont publiés. Il existe ici une grande marge de progrès pour tenter d'exploiter les données (probablement sur un volet qualitatif plus que quantitatif).

Proposition n°8 : Mettre en place des équipes et structures d'expertise pluridisciplinaires

Ce document illustre la nécessité d'avoir des approches complémentaires pour espérer progresser dans la détermination des efforts exercés par un phénomène dynamique sur une structure rigide. Les modalités d'expertise peuvent être améliorées en ce sens. Le recours à différentes disciplines semble incontournable à la fois dans le cadre de travaux de recherche et d'expertise. L'association entre les disciplines de la mécanique des fluides, des solides, du génie civil est indispensable pour progresser dans la connaissance. En matière de recommandations techniques et/ou de prescriptions réglementaires, la concertation entre les différents acteurs de la décision est indispensable pour gérer la complexité de la question. Il est assez facile d'établir soit un catalogue des actions à prendre en compte pour le dimensionnement soit des environnements de calcul paramétriques. Il est plus difficile de fixer des seuils acceptables pour ces paramètres en fonction d'exigences de sécurité, des enjeux exposés, du coût économique des conséquences, de la complexité technique des méthodes de dimensionnement, de la faisabilité... Dans ce contexte, il faut accepter notre méconnaissance mais mieux analyser les conséquences de l'incertitude associée à l'un ou l'autre des facteurs sur les mesures de gestion et de protection envisagées.

Proposition n°9 : Etendre ces approches à d'autres phénomènes naturels

Certaines problématiques ne sont pas spécifiques à un type de phénomène naturel particulier. L'impact d'un bloc charrié par une avalanche ou une lave torrentielle se traduit par les mêmes conséquences au niveau structurel. Dans cet esprit, il apparaît particulièrement important de décloisonner les approches et d'exploiter le plus possible les analogies entre les phénomènes naturels. Des questions assez similaires se posent entre les cas d'application relatifs aux avalanches, aux crues torrentielles.

9 CONCLUSION

Dans tous les cas, à la fois pour les ouvrages existants et pour les ouvrages projetés, l'objectif de ce document n'est pas de développer un propos alarmiste en laissant sous-entendre de manière définitive et expéditive que la sécurité est complètement menacée par les pratiques actuelles en matière de génie civil.

La démarche globale comporte des lacunes qui ne se traduisent heureusement pas par des accroissements inconsidérés du nombre de catastrophes liés aux défaillances des structures. Dans une certaine mesure, les règlements de calcul intégrant différents coefficients de sécurité compensent les incertitudes sur le comportement des structures, la définition de l'événement de référence par les experts... L'important est par contre de faire un constat objectif, d'identifier les lacunes et de proposer des améliorations.

Sur la base d'une approche de type « génie civil », ce document décrit la problématique scientifique de l'impact d'une avalanche sur un ouvrage et les éléments de (mé)connaissance de l'action exercée par ce phénomène naturel. Il remet en perspective les pratiques actuelles en analysant les lacunes et les pistes de progrès. La construction d'ouvrages rigides, notamment les ouvrages de protection en béton armé, résistant à des sollicitations dynamiques reste dans ce cadre tout à fait possible. Elle doit être envisagée en respectant les deux principes suivants :

- 1) en termes de dimensionnement, les approches classiques sur la base d'équivalent statique sont insuffisantes.
- 2) indépendamment des stratégies et moyens de calcul, des dispositions constructives adaptées aux sollicitations dynamiques doivent être prévues systématiquement.

Ce travail peut conduire à des adaptations de documents et/ou procédures existants traitant d'ouvrages exposés à des impacts d'avalanches. Les guides méthodologiques « Construire en montagne » et le guide P.P.R. avalanches (version provisoire) peuvent être cités comme exemple.

10 LES AUTEURS

Philippe BERTHET-RAMBAUD est Ingénieur des Travaux Publics de l'Etat (promotion 1999) et docteur en mécanique et génie civil. Sa thèse réalisée entre le Cemagref, le laboratoire 3S et le Cete/LRPC a porté sur le thème des ouvrages soumis aux avalanches et aux chutes de blocs. En 2004, il rejoint les services de l'Equipement au groupe de mécanique des Roches du Laboratoire Régional des Ponts et Chaussées où il a eu en charge différents projets liés aux risques naturels et aux systèmes de protection: secrétariat technique du groupe de travail européen pour le marquage CE des écrans de filets, assistance à maîtrise d'ouvrage à la DDE de la Réunion pour la sélection des filets de protection de la Route du Littoral, suivi du projet de station d'essais de chutes de blocs, Partie avalanche du diagnostic Multirisque de l'accès à la Vallée de Chamonix....En 2007, il crée et dirige le bureau d'études MND Engineering en 2007 au sein du Groupe Montagne et Neige Développement. Spécialisé en ingénierie du risque et en recherche et développement de nouvelles solutions de protection et sécurité, MND Engineering intervient en particulier sur les problématiques d'avalanches, aussi bien en France (Alpe d'Huez, Le Seignus d'Allos...) qu'à l'international (Russie, Kazakhstan...) en étant notamment co-détenteur du brevet du système de déclenchement hélicopté DaisyBell.

Ali LIMAM est professeur des universités à l'INSA de Lyon dans le laboratoire de Génie Civil et d'Ingénierie Environnementale (LGCIE). Son activité de recherche a notamment porté sur le flambage de coques et sur le comportement au crash de structures tubulaires mais aussi sur les structures en béton armé soumises à des impacts dynamiques.

Pascal PERROTIN est maître de conférences au laboratoire LOCIE de l'ESIGEC à Chambéry spécialisé en génie civil. Il a participé avec Jean Tonello à la mise au point et l'expérimentation d'un nouveau concept de structures pare-blocs dit structurellement dissipant.

Didier RICHARD est, Ingénieur en Chef du Génie Rural, des Eaux et des Forêts, chef de l'unité de recherche "érosion torrentielle, neige et avalanches" au *Cemagref* de Grenoble depuis 2001. Travaillant dans le domaine du transport de sédiments par charriage torrentiel depuis 1990, il a été successivement en charge de l'équipe de recherche "érosion et hydraulique torrentielle" au Cemagref (1996-1999), et du thème de recherche « conditions de formation, d'occurrence et de déclenchement des écoulements naturels en montagne » au Cemagref (1999-2004). Il est membre de plusieurs Comités Scientifiques de programmes dans le domaine des risques naturels. Il a assuré la coordination du projet PRANE (Réseau Génie Civil et Urbain) de 2001 à 2004. Il a participé aux projets européens "Eroslope" et "Eroslope 2" (FP4), sur l'érosion et le transport de sédiments dans les bassins versants de montagne, et coordonné le projet "Glaciorisk" (FP5), sur les risques glaciaires en régions de montagne. Plus récemment il a contribué à des projets Interreg III (Alcotra et Espace Alpin) dans le domaine de la gestion des risques naturels en montagne (Risknat) et des impacts du changement climatique dans les Alpes (ClimChAlp).

Jean-Marc TACNET est ingénieur ENGEES en 1989 (Ecole Nationale du Génie de l'Eau et de l'Environnement de Strasbourg) puis ingénieur ENGREF en 2003 (Ecole Nationale du Génie Rural des Eaux et des Forêts, Paris). Il est titulaire d'un Master informatique double compétence de l'université Joseph Fourier de Grenoble et d'une thèse de doctorat de l'Ecole des Mines de Saint-Etienne. Il a tout d'abord exercé des fonctions d'ingénieur dans le domaine des équipements publics relatifs à l'alimentation en eau potable, l'assainissement...avant de rejoindre le Cemagref (Institut de Recherche pour l'Ingénierie de l'Agriculture et de l'Environnement). Tout d'abord, ingénieur spécialisé dans le génie civil des barrages de correction torrentielle, il a ensuite assuré l'animation de l'équipe de recherche *AntiRisk* relative aux « Techniques et stratégies de protection contre les risques naturels ».

Depuis 2003, il a élargi son domaine d'activité à la gestion intégrée du risque et à l'aide à la décision dans le cadre de l'expertise des risques naturels en montagne.

Jean TONELLO est diplômé de l'Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne et ancien directeur du bureau d'Ingénieurs Conseils Tonello. Au cours de sa carrière, il a réalisé de nombreux ouvrages d'art et de protection contre les risques naturels en montagne souvent particulièrement innovants.

Emmanuel THIBERT est Ingénieur Physicien de l'Ecole Nationale Supérieure de Physique de Grenoble (promotion 1991, Institut Polytechnique de Grenoble) et Docteur en Géophysique (Université Joseph Fourier). Il a travaillé dans plusieurs établissements de recherche au CEA (DAM), au CNRS (Laboratoire de Glaciologie et Géophysique de l'Environnement) et aujourd'hui au Cemagref au sein de l'unité de recherche Erosion torrentielle, Neige et Avalanches de Grenoble. Il a travaillé sur de nombreuses problématiques scientifiques fondamentales (physique de la neige et de la glace) ou appliquées à l'environnement et aux sciences de la terre comme les risques naturels (glaciers, avalanches). Il est l'auteur d'une vingtaine d'articles/chapitres dans des revues internationales et ouvrages spécialisés.

11 BIBLIOGRAPHIE

- ANCEY C., 1996. *Guide neige et avalanches : connaissances, pratiques, sécurité*, ouvrage collectif, Edisud, 317 p.,
- ANCEY C., 2001. Snow avalanches, *Lectures Notes in Physics*, Springer-Verlag Heidelberg, Volume 582, 319 p.
- ANCEY, C., Ed. (2006). *Dynamique des avalanches. Dynamique des avalanches*. Lausanne, Suisse - Antony, France, Presses polytechniques universitaires romandes - Cemagref.
- Association Nationale pour l'Etude de la Neige et des Avalanches, 2001. *Bilan et perspectives de 30 années de gestion du risque d'avalanche en France*, Actes de colloque, 19-23 novembre 2001, Grenoble, 229 p.
- Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites*, 1992. Fascicule 62, titre 1er, section 1 du CCTG, Direction des Journaux officiels, Paris.
- BARTELT P., STÖCLI V., 2001. The influence of tree and branch fracture, overturning and debris entrainment on snow avalanche flow, *Annals of Glaciology*, Vol. 32, pp.209-216.
- BERTHET-RAMBAUD P., 2004. *Structures rigides soumises aux avalanches et chutes de blocs: modélisation du comportement mécanique et caractérisation de l'interaction "phénomène-ouvrage"*, thèse de l'Université Joseph Fourier, Grenoble.
- BERTHET-RAMBAUD P., D. RICHARD, J. MAZARS, 2004. *PRANE: Ouvrages de Protection soumis à l'Action de la NEige*, *Revue Française de Génie-Civil*, Vol. 8, N°1.
- BERTHET-RAMBAUD P., A. LIMAM, P. ROENELLE, F. RAPIN, J-M TACNET, J. MAZARS, 2007, *Back-analysis of the collapse of taconnaz reinforced concrete deflective walls by February 11th 1999 avalanche*, *Cold Regions Science and Technology* 47, 16–31
- BERTHET-RAMBAUD P., A. LIMAM, D. BAROUDI, E. THIBERT, J-M TAILLANDIER, 2008. *Characterisation of avalanche loading on impacted structures: a new approach based on inverse analysis*. *Journal of Glaciology*, Vol.54, N°185, 2008.
- BERTHOULY TP, 1990, *Protection paravalanche de Taconnaz, dents défectrices, note de calcul*.
- BIRCH and JONES, 1992. *Measurement of Impact Loads using a Laser Doppler Velocimeter*. *Proc Inst of Mech Engng*, Liverpool-England, vol. 204 pp. 1-8 (1992).
- BISCHOFF P.H., PERRY S.H, 1991. *Compressive behaviour of concrete at high strain rates*. *Materials and structures*, vol 24, pp. 425-450.
- BOUCHET, A., NAAIM, M., OUSSET, F., BELLOT, H., CAUVARD, D., 2003. *Experimental determination of constitutive equations for dense and dry avalanches: Presentation of the set-up and first results*. *Surveys in Geophysics* 24(5-6), 525-541.
- CALGARO Jean-Armand 2000. *Réflexions sur le choix des valeurs représentatives et des valeurs de calcul des actions dues aux avalanches*, dans "*La neige Recherche et réglementation*", Association Française de Génie-Civil, Presses de l'ENPC, p269 /335 p.
- CHARLIER Jean-Claude, MARCO Olivier, 1995. *Les avalanches : modélisation et expertise, Glaciologie et nivologie, état des recherches et des connaissances à la fin du XX siècle*, Colloque d'hydrotechnique, Grenoble, , 8 p.
- CLEMENT RASTELLO Marie, 2002. *Etude de la dynamique des avalanches de neige en aérosol*, Thèse de l'Université Joseph Fourier, 178 p.
- DAUPHINE André, 2003. *Risques et catastrophes, observer, spatialiser, comprendre, gérer*, Armand Colin Ed, Paris.
- DELHOMME F., 2005. *Etude du comportement sous impact d'une structure pare-blocs en béton armé*, thèse de l'Université de Savoie, Le Bourget du Lac.

- DENT J.D, BURRELL K.J, SCHMIDT D.S, LOUGE M.Y, ADAMS E.E., JAZBUTIS T.G., 1998. *Density, velocity and friction measurements in dry-snow avalanche*, *Annals of glaciology*, vol 26.
- DEYMIER C., TACNET J.-M. et al. (1995). *Conception et calcul des barrages de correction torrentielle - " Etudes " du Cemagref*, Série Equipement pour l'eau et l'environnement, n°18. Antony, Cemagref.
- EUROPEAN ENVIRONMENT AGENCY, 2003. *Mapping the impact of recent natural disasters and technological accidents in Europe*, rapport, Copenhague.
- GLASS B., HUET P., RAT M. , TORDJEMAN R., 2000. *Retour d'expérience sur l'avalanche du 9 février 1999 à Montroc, commune de Chamonix*, Rapport de l'Inspection Générale de l'Environnement, 69 p.
- HAEHNEL R.B, DALY S.F, 2002. *Maximum Impact forces of woody Debris on Floodplain Structures*, Rapport, Engineer Research and Development Center, Cold regions Research and Engineering Laboratory, ERDC/CRREL TR 02-2.
- HOPFINGER E., 1983. *Snow avalanche motion and related phenomena*, *Review of Fluid Mechanics*, pp. 47-76.
- HOPKINSON D. 1914. *A method of measuring the pressure produced in the detonation of high explosives or by the impact of bullets*. Philos. Trans. Roy. Soc. London Ser, A 213, pp 437-452.
- INTERREG II C "Falaises", 2001. *Prévention des mouvements de versants et des instabilités de falaises*, 239 p.
- SCHAER, M., ISSLER, D., 2001. *Particle densities, velocities and size distributions in large avalanches from impact-sensor measurements*, *Annals of Glaciology*, 32, pp. 321-327
- JAMIESON Bruce, STETHEM Chris, 2002. *Snow avalanche hazards and management in Canada : Challenges and progress*, *Natural Hazards* 26, pp. 35-53
- KELLER S., ITO Y., NISHIMURA K., 1998. *Measurements of the velocity distribution in ping-pong-ball avalanches*, *Annals of glaciology*, N°26, pp. 259-264.
- KOLSKY H. 1949, *An investigation of the mechanical properties of materials at very high rates of loading*, Proc. Phys. Soc., London 62b, pp 676 -700.
- KOTLYAKOV, V.M., B.N. RZHEVSKIY AND V.A.SAMOYLOV. 1977. *The dynamics of avalanching in the Khibins*, *J. Glaciol.*, 19(81), 431-439.
- LACHAMP P, 2003. *Modélisation numérique de l'effet d'un obstacle sur les écoulements de fluide à seuil par la méthode SPH*, thèse de l'Université Joseph Fourier.
- LACROIX, E. (2005). *Risques naturels en montagne : aspects juridiques de l'affichage de l'incertitude dans les expertises* - Master 2 Professionnel "Droit et développement de la montagne". Grenoble, Cemagref - Université Pierre Mendès France - Grenoble II.
- LANG, T., R.L. BROWN, 1980. *Snow avalanche impact on structures*, *J. Glaciol.*, vol 25, n°93, pp. 445-455.
- LANG T.E, DENT J.D., 1980. *Scale modeling of snow-avalanche impact on structures*, *Journal of Glaciology*, Vol. 26, N° 94, pp. 189-196.
- Laboratoire des Ponts et Chaussées, CETE de Lyon, 2002. *Dispositif paravalanche de Taconnaz : Dent 9 et 11*, Rapport d'expertise, n°MX34809.
- LE MEUR, E., C. VINCENT, 2006. *Monitoring of the Taconnaz ice fall (French Alps) using measurements of mass balance, surface velocities and ice cliff position*. Cold Regions Science and Technology, Volume 46, Issue 1, October 2006, Pages 1-11
- MANCHE Yannick, 2000. *Analyse spatiale et mise en place de systèmes d'information pour l'évaluation de la vulnérabilité des territoires de montagne face aux risques naturels*, Thèse de l'Université Joseph Fourier, 171 p.
- MAZARS, J. 1986. *A description of micro- and macro-scale damage of concrete structures*. *Engineering Fracture Mechanics*, 25(5/6): 729-737.
- MCCLUNG D., SCHAERER P.A., 1985. *Characteristics of flowing snow and avalanche impact pressures*, *Annals of Glaciology*, N°6, pp.9-14.

M.A.T.E. et M.E.T.L. (1997). *Plans de prévention des risques naturels prévisibles (PPR) - Guide général*, Ministère de l'Aménagement du Territoire et de l'Environnement - Ministère de l'Équipement, des Transports et du Logement.

MEDD, MAAPAR, et al. (2005). *Plans de Prévention des Risques naturels (PPR) risques d'avalanches, Guide méthodologique- version provisoire*. Paris, Ministère de l'Écologie et du Développement Durable - Ministère de l'Agriculture de l'Alimentation, de la Pêche et des Affaires Rurales - Ministère de l'équipement des Transports, du Logement du Tourisme et de la Mer - Ministère de l'Intérieure, de la Sécurité Intérieure et des Libertés Locales: 133.

MINISTERE DE L'ÉCOLOGIE ET DU DEVELOPPEMENT DURABLE, MINISTERE DE L'ÉQUIPEMENT, 2004. *Construire en montagne, la prise en compte du risque d'avalanche*, collection éléments mitigation.

NAAIM, M., FAUG, T., THIBERT, E., ECKERT, N., CHAMBON, G., NAAIM, F., BELLOT, H., 2008. *Snow avalanche pressure on obstacles*. Proceedings of the International Snow Science Workshop 2008, 21-27 September 2008, Whistler, BC, Canada, International Snow Science Workshop Canada Inc. (eds), 740-746.

NISHIMURA K., MAENO N., SANDERSEN F., KRISTENSEN K., NOREM H., LIED K., 1993. *Observations of the dynamic structures of snow avalanche*, Annals of Glaciology, n°18, pp.313-316.

NOREM H., KVISTERØY T., EVENSEN B.D., 1985. Measurement of avalanche speed and forces: instrumentation and preliminary results of the Ryggfonn project, *Annals of Glaciology*, N°6, pp. 19-22.

NOREM H., 1990. *Estimating snow avalanche impact pressures on towers*, Rapport Norwegian Geotechnical Institute NGI, n°581200-18, 12 p..

OFFICE FEDERAL DE L'ENVIRONNEMENT, DES FORETS ET DU PAYSAGE 1999. *Apprivoiser le risque d'avalanches, les enseignements de l'hiver 1999*, Suisse

OJEDA Virgile, 2000. *Éléments pour la conception d'une galerie paravalanche dans "La neige Recherche et réglementation"*, Association Française de Génie-Civil, Presses de l'ENPC, p231 /335 p.

PENEL Michel, MARCO Olivier (coord), 1991. *Aspects socio-economiques de la gestion des risques naturels*, Actes du colloque, ENGREF, CEMAGREF, 150 p.

QIU J., XU J., JIANG F., ABE O., SATO A., NOHGUCHI Y., NAKAMURA T., 1997. *Study of avalanches in the Tianshan Mountains, Xinjiang, China, Snow engineering : recent advances*, Balkema (Rotterdam), pp.85-90.

RAPIN F., ANCEY C., 2000. *Occurrence conditions of two catastrophic avalanches at Chamonix*, France, International snow science workshop, Big sky, Montana, USA,.

RAPIN François, 2000. *L'expertise du risque avalanche, Poussée d'une avalanche sur un obstacle*, Stage RTM perfectionnement Neige, Cemagref

RAPIN François, 2001. *Avalanche de Taconnaz du 11 février 1999*, Rapport d'expertise, Cemagref.

ROGNON, P.G., CHEVOIR, F., BELLOT, H., OUSSET, F., NAAIM, M., COUSSOT, P., 2008. *Rheology of dense snow flows: Inferences from steady state chute-flow experiments*. Journal of Rheology 52(3), 729-748.

SCHAERER P.A., SALWAY A.A., 1980. *Seismic and Impact Monitoring of flowing avalanches*, Journal of Glaciology, Vol. 26, N° 94, pp.179-187.

ROUQUAND, A., PONTIROLI, C. 1995. *Some Considerations on Implicit Damage Models Including Crack Closure Effects and Anisotropic Behaviour*. Proceedings FRAMCOS-2, Ed. F.H. Wittmann, AEDIFICATIO Publisher, Freiburg.

ROSSY P, 1997. *Strain rate effects in concrete structures: The LCPC experience*. Materials and structures, pp 54-62.

ROUQUAND A., PONTIROLI C., MAZARS J, 2006 *Concrete structures under severe loadings : a strategy to model the response for a large range of dynamic loadings*, Proceedings of FRAMCoS-6 Catania Italy, Ed. A. Carpinteri & P. Gambarova, Publ. Taylor & Francis (in press).

SALM, B., BURKARD, A., GUBLER, H. U., 1990. *Calcul des Avalanches: une méthode pour le praticien avec des exemples*. Traduction C. Ancey. Rapport du SLF n°47, Davos (Switzerland), 37p.

SCHAER M., ISSLER D., 2001. *Particle densities, velocities and size distributions in large avalanches from impact-sensor measurements*, *Annals of Glaciology*, Vol. 32, pp.321-327.

SOVILLA, B; SCHAER, M; RAMMER, L ,2008a. *Measurements and analysis of full-scale avalanche impact pressure at the Vallee de la Sionne test site*. COLD REGIONS SCIENCE AND TECHNOLOGY Vol. 51(2-3), p 122-137.

SOVILLA, B; SCHAER, M; KERN, M, BARTELT, P., 2008b. *Impact pressures and flow regimes in dense snow avalanches observed at the Vallee de la Sionne test site*. *J. Geophys. Res.*, 113, F01010, doi: 10.1029/2006JF000688

TACNET, J.-M. , ESCANDE S. et al. 2006. *Methodology of snow avalanche post-event field investigations : tools, difficulties and perspectives*. International Snow Science Workshop Proceedings - October 1-6, 2006, Telluride (Colorado, USA).

TACNET, J.-M., BURNET, R., LIEVOIS, J., 2005. *Systèmes d'information et P.P.R. avalanches : contribution à l'amélioration de la traçabilité des données et des raisonnements - Rapport d'étude, Cemagref - ONF/RTM - Ministère de l'Ecologie et du Développement Durable/ Direction de la Prévention des Pollutions et des Risques*.

TACNET, J.-M., LACROIX, E., 2005. *Risques naturels en montagne : aspects juridiques de l'affichage de l'incertitude dans les expertises*. Colloque Incertitude et environnement, Arles 23-25 novembre 2005.

TIBERGHEN, D., 2007. *Etude expérimentale de l'interaction d'un écoulement à surface libre de fluide à seuil avec un obstacle. Application aux laves torrentielles boueuses*. Thèse de Doctorat, Université Joseph Fourier, Grenoble, France.

THIBERT E., X. RAVANAT, D. BAROUDI, P. BERTHET-RAMBAUD, A. LIMAM, 2007. *Caractérisation des impacts d'avalanches sur les ouvrages : une nouvelle approche par analyse inverse du comportement des structures*, Journées de la section nivologie de la Société Hydrotechnique de France, Grenoble.

THIBERT, E., BAROUDI, D., LIMAM, A., BERTHET-RAMBAUD, P., 2008. *Avalanche impact pressure on an instrumented structure*. *Cold Regions Science and Technology* 54, 206-215.

UNESCO, 1981. *Atlas des Avalanches*, Paris, 266 p.

VOELLMY A. 1955 *Über die Zerstörungskraft von Lawinen*, *Schweizerische Bauzeitung*.