



HAL
open science

Étudier le comportement d'un monument historique en maçonnerie sous sollicitations sismiques : la chapelle du hameau de Boudin à Arêches-Beaufort, Savoie

Claire Limoge Schraen

► **To cite this version:**

Claire Limoge Schraen. Étudier le comportement d'un monument historique en maçonnerie sous sollicitations sismiques : la chapelle du hameau de Boudin à Arêches-Beaufort, Savoie. Génie civil. 2013. dumas-01133814

HAL Id: dumas-01133814

<https://dumas.ccsd.cnrs.fr/dumas-01133814>

Submitted on 20 Mar 2015

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.

Étudier le comportement d'un monument historique en
maçonnerie sous sollicitations sismiques :
La chapelle du hameau de Boudin à Arêches-Beaufort, Savoie

Claire Limoge Schraen

16 décembre 2013

Table des matières

Introduction	i
Séismes et Monuments Historiques : un problème d'actualité en France	iii
.1 Patrimoine	iii
.1.1 Enjeu financier, humain, matériel	iii
.1.2 Enjeu sociétal, Construction et transmission d'un héritage	iv
.1.3 Enjeu artistique : Notion du Beau, Savoirs constructifs, Leçon d'Architecture	v
.2 Démarche sécuritaire	v
.2.1 Nouveau zonage et nouveau code de construction sismique	vi
.2.2 Faible renouvellement du patrimoine bâti	vi
.2.3 Politique d'ouverture des monuments historiques	vi
.3 Accroissement des capacités techniques	vii
.3.1 Modélisation	viii
.3.2 Confortement	viii

I Séisme et dynamique des structures, le cas particulier des Monuments Historiques 1

I.1 Dimensionnement en zones sismiques	1
I.1.1 Qu'est ce qu'un séisme	1
a Tectonique des plaques	1
b Mécanisme des séismes	2
c Foyer/Epicentre	3
d Différentes ondes	3
e Caractérisation d'un séisme	5
I.1.2 Sismicité moyenne en France métropolitaine	7
a Aléa	8
b Vulnérabilité	9
c risque sismique – zonage	10
d Cas de la Savoie : failles et séismes historiques	10
I.2 Quelques éléments de dynamique du bâtiment sous séisme	12
I.2.1 Cas du système dynamique à 1 degré de liberté (1 ddl)	12
a Mouvement libre non-amorti : $C = 0$	12
b Mouvement libre amorti : $C \neq 0$	13
c Sollicitations périodiques et fonctions de transfert	14
d Décomposition des signaux	15
I.2.2 Spectre d'oscillateur, accélérogramme et spectre de réponse	16
a Réponse à un créneau	16
b Réponse à une impulsion	17
c Réponse à un séisme	18
I.2.3 Analyse modale d'un système à n degrés de liberté : différentes techniques	19
a Notions de modes propres	19

	b	Recombinaison modale	20
I.3		Problèmes spécifiques aux Monuments Historiques	22
	I.3.1	Volonté de conservation : les Chartes Internationales	22
	I.3.2	Stratégies et pratiques innovantes pour le confortement	23
		a Isolation sismique	24
		b Systèmes en alliage à mémoire de forme	25
		c Transmetteurs de Chocs Sismiques (TCS)	27
	I.3.3	Connaissance de l'état réel du bâtiment	27
		a Géométrie	28
		b Morphologie	28
		c Actions	28
		d Dommages et altérations	28
		e Histoire	28
	I.3.4	Les campagnes de tests pour qualifier les matériaux :	
		Tests non destructifs et tests peu invasifs pour la maçonnerie	29
		a Tests non destructifs	29
		b Tests peu invasifs	33
		c Tests en laboratoire	36

II Étudier une structure maçonnée sous séismes : différentes approches pour analyser la maçonnerie 39

II.1		Approches globales du contrôle du comportement sismique des bâtiments	39
	II.1.1	Analyses expérimentales	39
		a Les essais statiques	40
		b Essais sur table vibrante	40
	II.1.2	Analyses numériques	43
		a Analyses statiques équivalentes	43
		b Analyses dynamiques non-linéaires	44
	II.1.3	Essais pseudo-dynamiques ou hybrides – murs de réaction	45
II.2		La maçonnerie : un matériau complexe	47
	II.2.1	Descriptif des maçonneries	47
		a Nomenclature des différentes maçonneries	47
		b Description des matériaux	48
	II.2.2	Comportement sous sollicitations des maçonneries	51
		a Comportement global de la maçonnerie	52
		b Critères de rupture	55
	II.2.3	Conclusions et attentes pour la modélisation	58
II.3		Différentes approches de modélisations pour une maçonnerie historique	60
	II.3.1	Modélisations micromécaniques de la maçonnerie	60
		a La micro-modélisation détaillée	61
		b Modèle micro-mécanique simplifié : FEM avec éléments discrets (FEMDE)	61
		c Modèle micro-mécanique discret. (DEM)	62
	II.3.2	Modélisations macro-mécaniques de la maçonnerie	63
		a Modélisation en plasticité parfaite	63
		b Modélisation en élasticité linéaire	63
		c Prise en compte des phénomènes inélastiques	64
	II.3.3	Modélisations multi-échelles de la maçonnerie	64

III Cas d'étude : la chapelle du hameau de Boudin, Beaufort-sur-Doron	67
III.1 Contexte-Description de l'édifice	67
III.1.1 Le patrimoine culturel baroque de Savoie	67
a Les Hautes Vallées de Savoie : une architecture vernaculaire remarquable	67
b Le baroque savoyard	69
c Le choix de la chapelle du hameau de Boudin, à Hauteluce dans le Beaufortain	70
III.1.2 Situation géographique et risque sismique.	72
a Localisation	72
b Risque sismique	72
c Histoire et Richesse de la chapelle	73
III.1.3 Données structurelles	74
a Description de la structure	74
b Relevés	77
c Inspection visuelle	77
d Test non destructifs et peu invasifs	82
III.2 Choix du type de modélisation – Mise en place du modèle	83
III.2.1 Construction du maillage et simplifications adoptées	83
a Définition du type de modèle	83
b Simplifications structurelles	84
III.2.2 Caractéristiques des matériaux utilisés	85
a Maçonnerie	85
b Dalles du sol	86
c Charpente - Couverture	86
III.2.3 Conditions aux limites : interaction sol - structure	87
a Approche directe : Massif de terrain	87
b Conditions d'appuis	88
c Remarques	89
III.2.4 Identification dynamique du comportement de la structure	90
a L'identification dynamique.	90
b Le recalibrage du modèle numérique	91
III.3 Analyse du modèle	93
III.3.1 Analyse statique	93
a Sous poids propre : validation du modèle	93
b Validation de la simplification de la charpente et du porte à faux	93
c Quelques remarques	94
III.3.2 Analyse dynamique	95
a Chargement utilisé	95
b Analyse modale	97
c Confirmation de deux points à améliorer	100
III.3.3 Utilisation des critères	106
a Données d'entrée et fonctionnement de la boucle de tri	106
b Critère en traction	107
c Critère en compression	109
d Critère en cisaillement	110
III.3.4 Points forts du modèle et améliorations souhaitables	111
a Conclusions	111
b Limites et perspectives	112

Conclusion générale	115
Annexes	i
III.4 La Charte Internationale Sur la Conservation et la Restauration des Monuments et des Sites : Charte de Venise	i
III.5 Les différentes failles	iv
III.6 Prise en main de Cast3M, Comparaison analytique et numérique	v
c Calculs analytiques	vi
d Calculs par Cast3M	x
e Remarques	xv
III.7 La chapelle du hameau de Boudin, relevé photographique	xvii
III.8 La chapelle du hameau de Boudin, relevé géométral	xxi

Introduction

Construire des structures capables de résister aux séismes est, dans certaines parties de la planète, un enjeu majeur. Il s'agit de savoir construire des bâtiments neufs qui soient adaptés à leur environnement. Pour des raisons sociales et économiques, cette problématique est de plus en plus prise en compte dans des pays où l'aléa sismique est plus modéré. Mais, le parc immobilier ne se renouvelant que très lentement, il faut aussi trouver des moyens de conforter ce qui existe, de savoir comment et dans quel sens modifier les structures existantes pour qu'elles répondent aux normes et aux besoins fonctionnels actuels.

Les monuments historiques, notamment ceux en maçonnerie, constituent un domaine d'intervention encore plus particulier. Les récents séismes en Italie (Modène, L'Aquila, Assise, ...) ont mis en évidence la grande vulnérabilité du patrimoine architectural bâti au regard des risques naturels. Les destructions irréversibles de chefs d'œuvre italiens ont souligné la nécessité d'une action préventive sur ces structures tout à fait particulières. En la France, ce travail doit également être entrepris. Comment traiter le problème de tous ces édifices, reconnus et répertoriés comme des éléments cruciaux d'un patrimoine architectural, historique ou environnemental commun ? La préservation de ces témoignages historiques, patrimoines de nos sociétés, doit être pensée de façon préventive, avec l'intervention structurelle la plus légère possible pour permettre sauver l'édifice tout en conservant son caractère originel. En effet il ne s'agit pas de détruire pour remplacer ou même de changer le fonctionnement de la structure, mais de connaître intimement le bâtiment que l'on veut sauver pour trouver le moyen d'améliorer son fonctionnement structurel.

Cet objectif est particulièrement difficile à atteindre avec un matériau comme la maçonnerie, extrêmement hétérogène, surtout pour des constructions vernaculaires où la matériau est de qualité médiocre. Son emploi rend le travail plus ardu en ajoutant un niveau de complexité : il faut connaître la structure, mais aussi le matériau de ce bâtiment en particulier, et la façon dont il est utilisé. Or l'intervention sur un bâtiment classé est très réglementée. Comment faire donc pour acquérir les données nécessaires à la bonne connaissance du Monument ?

On voit que se pose déjà un problème d'échelle. Renseigner de façon exhaustive un bâtiment est peut-être faisable, en y mettant les moyens et le temps. Mais ce type d'étude sera réservé à du Patrimoine prestigieux en zone très sismique. Qu'en sera-t-il dans les zones un peu moins sismiques ? Ou de la multitude de bâtiments classés ou inscrits qui jalonnent le paysage français ?

D'autre part, on sait actuellement faire des modélisations numériques de plus en plus performantes en utilisant la technique des éléments finis pour les bâtiments constitués de matériaux homogènes. Mais pour tous les édifices plus anciens cette technique a montré ses limites : plus le matériau est hétérogène, plus le problème est ardu à résoudre. Grâce aux recherches dans le domaine et aux performances toujours plus grandes des moyens de calcul, on commence à proposer des modélisations plus raffinées encore, véritable espoir pour les Monuments Historiques.

Mais là encore, la question de l'échelle se pose. S'il faut un modèle très lourd et très détaillé pour avoir des résultats cohérents et fournir un premier diagnostic, on ne pourra en aucun cas se servir de tels outils pour une première approche. Pour une bonne prévention, il faudrait pouvoir hiérarchiser les efforts et complexifier progressivement un modèle simple à la base. Le résultats fournis par ce modèle de base nous permettraient de décider de la nécessité d'études plus poussées.

Parallèlement nous disposons aujourd'hui de techniques de confortement faisant appel à des matériaux ou des dispositifs innovants, beaucoup plus performants que par le passé. Mais leur mise en œuvre requiert des modélisations fiables, permettant de tester les solutions proposées avant de les mettre en œuvre sur l'édifice. En effet, la Charte de Venise, cadre de toute interven-

tion sur les monuments ou site classés, est très contraignante en terme de lisibilité, compatibilité et réversibilité des ajouts, modifications ou restaurations. On souhaite donc pouvoir limiter au maximum l'expérimentation in situ !

Il est donc primordial, pour pouvoir protéger notre Patrimoine bâti efficacement, de mettre au point une méthode d'investigation et d'étude du bâtiment. Celle-ci doit répondre à plusieurs échelles, de la plus vaste pour trier se donner les moyens de trier les bâtiments sur des critères structuraux et non financier et ainsi n'en laisser de côté aucun, à la plus petite pour s'approcher au plus près de la réalité structurelle du bâti et pouvoir proposer des solutions de confortement efficaces.

Dans un paragraphe introductif, nous expliquerons pourquoi l'étude du comportement de Monuments Historiques sous séismes est un sujet d'actualité. Nous rappellerons l'importance des enjeux.

Dans le premier chapitre, nous donnerons les définitions et préalables nécessaires à notre étude, afin de pouvoir comprendre les particularités d'une étude de Monument Ancien.

Nous présenterons d'abord les grandes lignes du mécanisme sismique ainsi que la situation de la France métropolitaine et particulièrement de la Savoie.

Puis nous définirons les termes et les étapes essentiels à une étude de dynamique des structures. En annexe 3, on trouvera un test de calcul analytique et numérique sur un modèle brochette dans le logiciel Cast3M qui nous servira par la suite pour l'étude du cas particulier.

Enfin nous nous pencherons sur les problématiques spécifiques à ces édifices. Cela nous permettra de présenter rapidement quelques réponses particulières qui actuellement peuvent être apportées.

Dans le second chapitre nous nous intéresserons plus particulièrement au diagnostic.

Nous présenterons d'abord les avantages et les inconvénients des diverses techniques d'étude d'une structure sous séisme à notre disposition.

Puis nous étudierons le matériau complexe qu'est la maçonnerie, en explicitant les problèmes lors de toute étude structurale. Nous proposerons ainsi un certain nombre de critères possibles pour déterminer la ruine de la maçonnerie en calcul linéaire.

Enfin, nous présenterons les différentes catégories de modélisations de la maçonnerie : quels objectifs elles peuvent atteindre et sous quelles contraintes, quels sont leurs points forts et leurs limites. Cela nous permettra finalement de choisir un type de modélisation pour notre étude de cas.

Dans le dernier chapitre, nous présenterons comme étude de cas le comportement sous sollicitations sismiques d'un monument historique classé : la chapelle du hameau de Boudin sur la commune de Arêches / Beaufort-sur-Doron dans le Beaufortain en Savoie. Nous pourrons de cette façon illustrer la démarche complète que devrait suivre une étude visant au diagnostic d'une structure ancienne en maçonnerie.

Tout d'abord nous présenterons le contexte historique et géographique du baroque savoyard pour légitimer le choix de cette chapelle. Nous en décrirons la structure et présenterons ses géométraux, relevés in situ.

Ensuite nous expliquerons la construction du modèle sous Cast3M, tant géométrique que mécanique, et les choix que nous avons faits.

Enfin, nous analyserons les résultats en statique, pour diverses validations du modèle et des options prises, puis sous chargement dynamique. Ceci nous amènera à formuler un certain nombre de remarques sur la stabilité de l'ouvrage et sur les risques les plus probables. Nous pourrons aussi souligner les limites de notre modèle et les améliorations à lui apporter.

Séismes et Monuments Historiques : un problème d'actualité en France

.1 Patrimoine

.1.1 Enjeu financier, humain, matériel

Augmenter la stabilité et la résistance aux séismes des monuments historiques représente un défi de taille dans un pays comme la France. En effet elle est caractérisée, nous le verrons plus loin, par une sismicité non-négligeable sur une partie significative de son territoire, bien que beaucoup moins forte que dans d'autres pays du bassin méditerranéen comme la Grèce ou l'Italie par exemple, mais aussi par un grand nombre de bâtiments anciens et précieux à plusieurs titres.

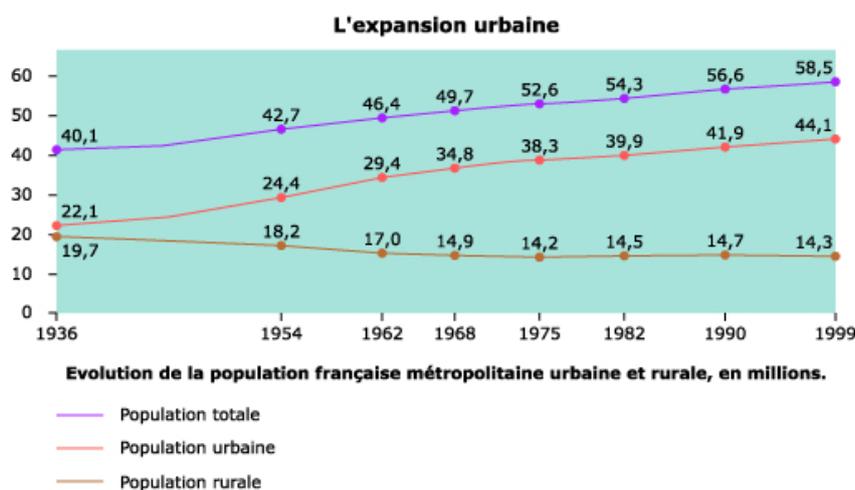


Fig. 1 – Urbanisation de la France entre 1936 et 1999

Les risques sismiques dépendent de la zone géographique étudiée. Le coût humain et matériel d'un tremblement de terre varie notamment en fonction de la densité humaine et bâtie. A intensités égales, un séisme en zone urbaine sera beaucoup plus dévastateur qu'un autre qui touchera un désert ! On peut ainsi noter qu'avec l'augmentation de la population mondiale et l'urbanisation toujours croissante, le prix de l'ensemble des catastrophes d'origine naturelle s'est envolé ces dernières décennies. Le nombre de personnes touchées a ainsi triplé entre 1970 et 1990 pour atteindre 2 milliards de victimes sur l'année 1990. D'après le rapport de la Croix rouge internationale, les pertes économiques directement dues aux catastrophes naturelles ont été multipliées par cinq pour atteindre 629 milliards de dollars US rien qu'au cours des deux dernières décennies. Les pertes annuelles directes dues à des séismes ont augmenté, passant d'un montant estimé à 3,9 milliards de dollars dans les années 1950 à 63 milliards de dollars dans les années 1990.

Or ces zones à risques sont en grande partie constituées, du moins en France, par les centres villes. Ce sont notamment les centres villes historiques où le bâti est très hétérogène et dense aussi bien en plans qu'en coupes et où, point qui nous intéresse, sont souvent regroupés les

monuments classés de notre patrimoine. Il s'avère donc capital, et pas seulement pour des raisons culturelles ou patrimoniales, d'apprendre à les renforcer pour limiter les coûts financiers, humains et matériels en cas de séisme.

.1.2 Enjeu sociétal, Construction et transmission d'un héritage

La définition du patrimoine dans le dictionnaire présente celui-ci comme l'ensemble des biens qui *descendent, suivant les lois, des pères et des mères aux enfants* ou bien comme *les biens de famille qu'on a hérité de ses ascendants et que l'on doit à son tour transmettre à ses descendants*.

C'est le patrimonium, ce qui nous vient de nos pères, de ceux qui nous ont donné naissance. Selon ce corpus de définitions, le patrimoine est fondé sur la loi du « sang », sur une filiation directe entre le groupe producteur de richesses (devenues patrimoniales) et ses héritiers. Ceux-ci sont ses gérants actuels mais également les initiés disposant des « mots de passe », permettant de reconnaître ces richesses en tant que patrimoine.

Le patrimoine est en effet lié à la recherche des origines, leitmotiv des préoccupations humaines. Le principe de l'héritage est un des liens éternellement nécessaire à toute construction sociale, dans le sens où seule la tradition permet l'intégration dans le temps d'une société.

Dans un territoire urbain, cette action revêt une importance particulière. L'éclatement des modes de vie, la désagrégation des pratiques sociales, le morcellement des rapports entre les habitants, conduisent le patrimoine « sang » à jouer un rôle fédérateur, à travers une démarche d'identification. Il peut légitimer également des actions d'opposition aux pouvoirs institutionnels. L'élément patrimonial devient alors le « drapeau » d'un groupe, le fondement de sa résistance, l'objet de démarches concrètes, le pôle fédérateur. C'est sans doute ce qui explique qu'au cours des dernières années on ait assisté à un élargissement sans précédent des champs thématique, chronologique et spatial du patrimoine. Le processus d'identification au patrimoine est donc essentiel, puisqu'il permet non seulement la survie du bien patrimonial mais aussi l'identification d'un groupe, fédéré autour de l'élément patrimonial. Cet élargissement correspond à une prise de conscience du public vis à vis des témoins rares et souvent fragiles d'un passé de plus en plus proche. La sensibilisation du public s'exprime à travers la ré-appropriation de territoires ou d'objets.

Il est important de cerner cette démarche d'identification au patrimoine. Selon André Chastel ([CB08]), l'attachement au patrimoine *explícite une relation particulière entre un groupe juridiquement défini et certains biens matériels tout à fait concrets : un espace, un trésor, ou moins encore*.

Comme le souligne Jean-Michel Leniaud dans [Len02], le patrimoine n'existe pas a priori. Un processus préalable d'adoption est nécessaire. Le groupe qui se l'approprié *non seulement comprend sa signification, mais encore s'identifie à travers lui*.

L'identification à un ensemble de biens patrimoniaux forge le sentiment d'appartenance à un groupe, grâce à un jeu subtil d'inclusion-exclusion. Le patrimoine découle de *la valeur humaine des possessions, des espaces défendus contre des forces adverses, des espaces aimés*. Comme l'a écrit Fernand Braudel dans l'Identité de la France ([Bra11]), *une nation ne peut « être » qu'à condition de s'identifier au meilleur, à l'essentiel de soi, conséquemment de se reconnaître au vu des images de marque, de mots de passe connus des initiés*. On voit donc à quel point la constitution pensée, puis la transmission aux générations futures, d'un héritage est d'une importance capitale pour l'ensemble de la société. C'est pourquoi Jean Michel Leniaud explique dans *L'Utopie française, essai sur le Patrimoine* ([Len01]), que c'est dans les monuments historiques, dans les cités et les quartiers anciens, dans les murs et les lieux, les sites et les oeuvres consacrés

par une tradition locale ou nationale, que se forge le sentiment d'appartenance française, autant que dans la langue et les moeurs. Leur conservation et le style de cette conservation importent à la bonne santé de la République française. Pour citer Marc Fumaroli, *L'enjeu de l'Utopie patrimoniale, c'est la Nation elle-même, exposée au défi de la culture de masse et de l'intégration européenne...*

Or ces héritages fondateurs de notre société sont exposés à toutes sortes de danger. On pourrait citer la volonté des gestionnaires d'en faire des objets économiquement rentables ou les politiciens qui tentent de les instrumentaliser ce qui pousse à assortir toute « rénovation » (on peut difficilement parler encore de restauration !) d'une réutilisation commerciale ou publicitaire.

Mais en dehors de ces risques très humains, ils sont malheureusement soumis aux mêmes conditions climatiques, au même temps qui passe, aux mêmes aléas que les bâtiments « communs ». Et, bien plus qu'eux, ils sont particulièrement exposés et en danger dans les situations de crise, notamment lors de catastrophes naturelles ou humaines. Dans l'urgence de la situation les réponses qu'on peut apporter à leur dommages sont souvent inadéquates voire totalement inexistantes faute de temps et de moyens. Un renforcement en amont de la catastrophe permettrait bien sûr de limiter ou d'éviter les dommages. Mais l'étude seule de ce patrimoine, même si elle n'est pas suivie d'une intervention matérielle, conduit à une accumulation de connaissances sur des édifices dont les comportements sous séismes est encore très mal connu. Celles-ci sont cruciales par la suite, en période de crise pour parer au plus pressé tout en respectant l'édifice, et sur le plus long terme pour des restaurations et des confortements rationnels et architecturalement de valeur. Seule cette démarche d'études puis de renforcement systématique pourra rendre la transmission patrimoniale au cœur du système de sauvegarde possible.

.1.3 Enjeu artistique : Notion du Beau, Savoirs constructifs, Leçon d'Architecture

Certes, le renforcement de la cohésion et du lien social dans des sociétés perturbées par des changements de toute nature constitue aujourd'hui une fonction majeure du patrimoine. Mais il ne faut pas pour autant oublier l'un de ses aspects principaux : tel Monument est aussi classé parce qu'il est Beau, parce qu'il représente un canon de beauté et des règles d'équilibre et de création architecturale aujourd'hui souvent disparues. Le patrimoine est le témoignage vivant de techniques, d'usages constructifs, de canons esthétiques que, sans eux, nous ne pourrions comprendre. Les livres n'ont pas le pouvoir de nous faire arpenter l'espace baroque comme Saint-Pierre de Rome ou toucher du doigt les proportions parfaites de l'architecture grecque comme le Parthénon.

De même, on peut dire que le Patrimoine, construit et inscrit dans l'histoire, crée des liens identitaires entre le citoyen et la société. Mais cette stratification est aussi une source de connaissance pour tout urbaniste et tout architecte. Au contact de ces monuments et de ces villes modelés au fil du temps, épaissis et enrichis de nouvelles significations selon des méthodes plus ou moins fructueuses de réhabilitation, ils peuvent construire sur des bases solides.

.2 Démarche sécuritaire

Notre société s'inscrit actuellement dans une démarche sécuritaire très large. Les pouvoirs publics prennent des mesures de plus en plus nombreuses visant à assurer la sécurité des citoyens en tous temps et en tous lieux. Cet état de fait prend toute son importance pour le sujet qui nous préoccupe.

.2.1 Nouveau zonage et nouveau code de construction sismique

En effet c'est dans ce cadre normatif de plus en plus dense qu'un nouveau zonage sismique a été adopté comme illustré sur la figure I.16. Contrairement à l'ancien zonage qui était en vigueur depuis 1991, celui-ci a été défini en se fondant sur une approche de type probabiliste, en prenant en compte les périodes de retour des séismes. Il s'avère être plus contraignant en terme d'accélération par zone.

De plus, ce nouveau zonage doit faciliter l'application de nouvelles normes de construction parasismiques comme l'Eurocode 8 ([Eur04]) et permettre par là même une harmonisation des codes de construction européens. Là aussi, même en se limitant aux dispositions constructives préconisées quelle que soit la zone de construction, les recommandations sont bien plus pénalisantes que les règles plus anciennes, que ce soit pour les longueurs de recouvrement, les épaisseurs d'enrobages ou l'espacement des armatures intermédiaires par exemple.

Une telle mobilisation autour des questions sismiques et de leurs prise en compte dans notre façon de construire et de réhabiliter montre bien à quel point il y a là un enjeu politique, économique et humain.

.2.2 Faible renouvellement du patrimoine bâti

Cette démarche de sécurisation nous touche tous, que l'on s'intéresse au patrimoine classé ou non, moderne ou ancien. En effet d'une part le patrimoine bâti français, sans distinction de classement, se renouvelle extrêmement lentement : environ 1% par an. Il est donc primordial de savoir d'une part adapter le bâti ancien aux exigences contemporaines de sécurité et de confort, d'autre part réutiliser des bâtiments en les détournant de leur fonction première. Dans ce contexte, ne se concentrer que sur le neuf pour édicter des normes, qu'elles soient sismiques, thermiques, acoustiques . . . pour le bâtiment, n'aurait donc qu'un impact très modéré sur le parc dans son ensemble. C'est pourquoi ces normes sismiques ont intégré dès le départ l'arrêté du 22 octobre 2010 modifié, pour faciliter les démarches de renforcement volontaire de la part d'un maître d'ouvrage, en permettant de choisir le niveau de confortement. On a donc dû penser dès le départ comment adapter des règles de conception pour la réhabilitation.

D'autre part, il faut souligner que le « patrimoine bâti » comprend l'ensemble des biens dont il s'agit de garantir la pérennité. Selon l'approche traditionnelle lentement adaptée, le patrimoine bâti s'identifie aux « monuments remarquables » (châteaux, églises, places, jardins, . . .), à l'architecture vernaculaire ou même industrielle, jusqu'à comprendre le « petit patrimoine populaire » : un répertoire d'objets singuliers et autonomes auxquels s'appliquent les outils de protection, d'entretien, de conservation et de restauration. Mais dans un second temps, l'attention s'est élargie, à l'instar du patrimoine naturel, du monument prestigieux isolé à l'ensemble ordinaire à valeur patrimoniale. Ce glissement de la thématique – de l'objet au tissu qui l'englobe – a augmenté encore très largement le nombre de bâtiments concernés d'une façon ou d'une autre, à des degrés divers, par une politique de protection organisée. A cela s'ajoute enfin que dans un cadre de renouvellement très lent du bâti, tout propriétaire doit considérer sa propriété comme un patrimoine à sauvegarder et sera donc concerné, à des degrés divers là aussi, par les nouvelles normes qui fleurissent.

.2.3 Politique d'ouverture des monuments historiques

Ce problème sécuritaire se pose actuellement avec de plus en plus d'acuité pour la plupart des Monuments Historiques classés, propriétés privées ou de l'État. En effet, ils doivent de plus en plus souvent être pleinement considérés comme des Établissements Recevant du Public (ERP), et sont soumis à des campagnes de travaux importantes, ce pour deux raisons principalement.

D'une part l'extension de la notion de Monument Historique soulignée plus haut est allée de pair avec l'augmentation des besoins financiers nécessaires à leur entretien. Devant les contraintes qui pèsent sur les finances publiques, l'État ne peut plus fournir les moyens nécessaires à leur entretien et leur restauration et doit trouver d'autres sources de financement. L'une des solutions récemment mise en pratique par l'État est de transférer la propriété de certains monuments historiques aux collectivités territoriales concernées afin qu'elles en assurent la gestion, l'entretien et la valorisation. Dans ce cas là, la fonction du monument reste la même. Mais une deuxième solution est d'ouvrir la gestion des monuments à des opérateurs privés qui peuvent y développer leur propre activité sous réserve d'assurer la restauration et l'entretien de l'édifice. De même, l'État a décidé de vendre simplement certains monuments : depuis l'année 2005, l'État s'est engagé dans une vaste campagne de cession de ses biens immobiliers. Dans ce cas, les biens immobiliers sont vendus sans aucune affectation afin de renflouer les caisses de l'État. Ainsi, ce sont plus de 1 700 édifices aussi bien exceptionnels qu'inattendus qui se sont retrouvés sur le site de France Domaine, le service chargé des cessions immobilières de l'État, et attendent leur tour pour passer entre les mains de leurs nouveaux propriétaires : des familles princières des Émirats, d'Asie et de Russie principalement. Ces changements complets d'affectation nécessitent d'importants travaux, où la question de la mise aux normes est capitale.

D'autre part, avec 43 000 monuments historiques protégés, la France occupe une place exceptionnelle en Europe et dans le monde. Depuis une vingtaine d'année, l'État s'est lancé dans une politique d'ouverture au plus grand nombre des Monuments et sites classés. Même dans le contexte de crise actuel, il a été décidé d'inscrire ce patrimoine dans le plan de relance pour permettre d'accroître considérablement les moyens de l'État en faveur des monuments historiques. 220 opérations de restauration sont ainsi lancées cette année, réparties sur l'ensemble du territoire, dont 50 pour les cathédrales, 100 pour le patrimoine des petites communes et 70 pour les grands monuments. On peut lire dans les archives du gouvernement ([Alb09]) que *cet engagement de l'État en faveur du patrimoine est une forme d'investissement : on estime en effet que la restauration et l'ouverture au public de nos monuments entraînent des retombées économiques d'un montant de 21 milliards d'euros et représentent plus de 500.000 emplois*. C'est ainsi que la somme nationale des visites augmente chaque année. En 2011, 61% de français ont visité au moins un site ou monument classé. Le patrimoine, sous toutes ses formes, attire une population bien plus large qu'on pourrait le penser et doit donc se donner les moyens d'accueillir ces personnes selon les règles de sécurité édictées par l'État.

On conçoit donc bien à quel point l'adaptation de notre bâti existant aux nécessités du temps présent est une question de plus en plus présente pour tout professionnel du bâtiment. Qu'il soit question de l'entretien, de la rénovation ou de la réhabilitation lourde avec changement d'activité, la question des normes en vigueur et de la sécurité est un des axes majeurs dans la thématique des Monuments Historiques. Mais comment aborder cette questions épineuse ?

.3 Accroissement des capacités techniques

On a vu comment et pourquoi poser la question de la sauvegarde des Monuments historiques en zone sismique était d'actualité. Mais ce sont aussi les nouvelles possibilités en terme de diagnostic et d'intervention qui mettent progressivement, depuis une vingtaine d'années, le patrimoine maçonné au centre d'une dynamique de recherche. De nouveaux horizons, bouchés par manque de moyens techniques, s'ouvrent aujourd'hui.

.3.1 Modélisation

Nous ne détaillerons pas ici les différentes techniques de modélisations, aux éléments finis ou discrets. Ceci sera fait dans la partie deux du second chapitre. Notons seulement pour l'instant que l'augmentation des capacités de calcul disponibles non seulement dans chaque laboratoire de recherche mais aussi dans tous les bureaux d'étude, a permis de développer des méthodes d'analyse de plus en plus fines et de plus en plus performantes, du projet architectural comme de l'existant. Avec des succès encore très variés, les méthodes se multiplient pour couvrir un domaine d'expertise de plus en plus vaste.

.3.2 Confortement

Le développement de techniques parasismiques innovantes applicables aux monuments historiques, a pris son essor en 1996 avec le travail d'une commission européenne : ISTECH Project (Development of Innovative Techniques for the Improvement of Stability of Cultural Heritage, in particular Seismic Protection). En effet depuis 1986, la Commission européenne s'est engagée dans un programme de recherche, le plus important au monde, consacré à la protection du patrimoine culturel liée à la détérioration environnementale. Dans ce cadre, de nouveaux matériaux et de nouveaux dispositifs sont proposés pour améliorer le comportement des édifices anciens sous séismes, en tentant de s'affranchir des inconvénients des méthodes traditionnelles.

Ce n'est pas l'objet de ce mémoire, mais trois de ces techniques sont présentées au paragraphe I.3.2 de ce mémoire, comme illustrations de stratégies de confortement possibles dans les Monuments Historiques.

Chapitre I

Séisme et dynamique des structures, le cas particulier des Monuments Historiques

I.1 Dimensionnement en zones sismiques

I.1.1 Qu'est ce qu'un séisme

a Tectonique des plaques

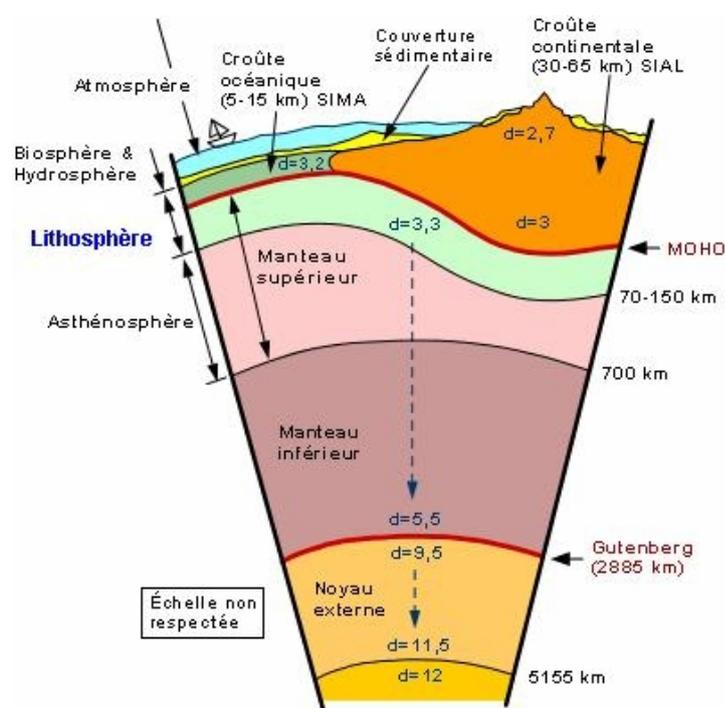


Fig. I.1 – Structure interne de la Terre

L'écorce terrestre n'est pas homogène. La lithosphère (croûte et partie superficielle du manteau supérieur) est morcelée en plusieurs fragments, les plaques lithosphériques, constituant la surface terrestre. Ces plaques, de 10 à 100 km d'épaisseur, forment la couche superficielle de la Terre, dont l'écorce, très rigide, forme l'enveloppe la plus externe d'environ 30 km d'épaisseur, comme illustré sur la figure I.1.

Ces plaques «flottent» à la surface du manteau et «dérivent» en «frottant» les unes contre les autres. Le «moteur» qui est à l'origine des ces mouvements est le phénomène de convection qui se produit à l'intérieur du manteau terrestre. L'intérieur de la Terre est composé de roches faiblement radioactives dont la désintégration produit de la chaleur. Celle-ci s'évacue par conduction mais aussi par convection car

le manteau est plastique. En effet, dans le phénomène de convection, une circulation globale de matière se met en place, qui permet d'évacuer la chaleur produite au centre plus efficacement

que par la seule conduction. Le système s'organise en cellules persistantes à l'échelle du globe : à certains endroit la matière monte, ce sont les dorsales, à d'autres endroit elle redescend, ce sont les zones de subduction. Enfin, un certain nombre de volcans en général marins, appelés points chauds ne bougent que très faiblement les uns par rapport aux autres. Ils sont fixes par rapport à la terre et les plaques «défilent» par dessus. En surface, la matière est simplement translaturée des dorsales vers les zones de subductions. Sous l'effet du refroidissement, cette matière devient cassante et constitue les plaques. C'est ce mouvement, appelé tectonique des plaques, qui donne lieu à la dérive des continents.

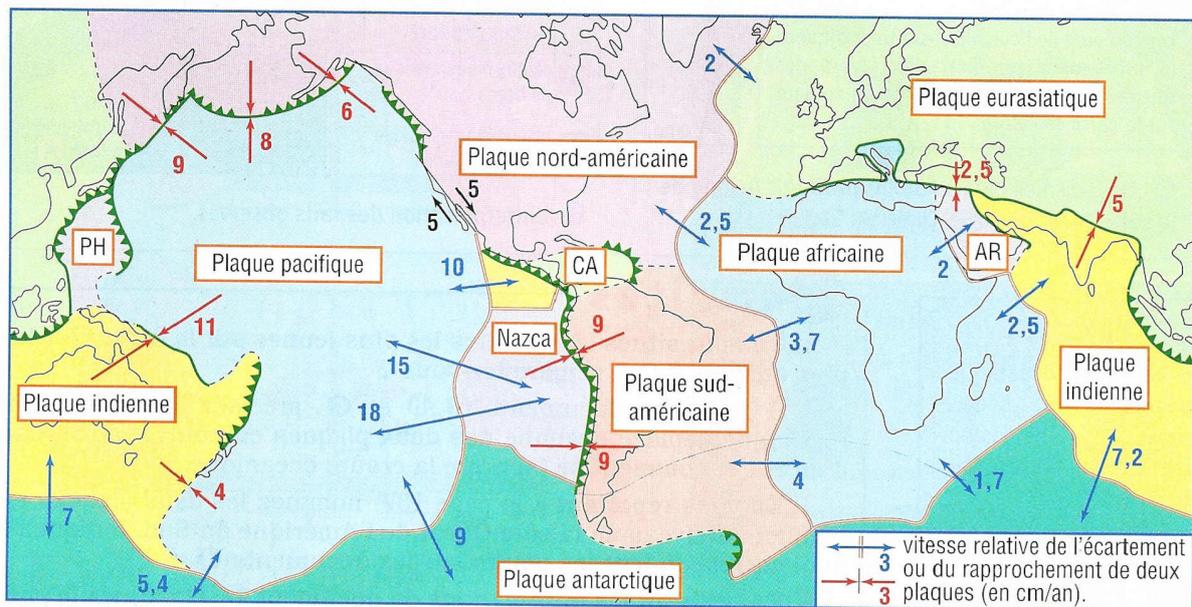


Fig. I.2 – Mouvements des plaques. Ils peuvent être divergents (extension), convergents (compression) ou en coulissage (cisaillement)

L'hypothèse de Wegener de la dérive des continents a été confirmée depuis une trentaine d'années par nombre d'observations géophysique, dont la découverte de l'existence de bandes dans les planchers océaniques, où le champ magnétique du matériau est alternativement dirigé vers le Nord et vers le Sud. C'est la trace de la polarité du champ magnétique terrestre au moment du refroidissement de la plaque à sa sortie de la dorsale. Des estimations de la vitesse de cette dérive des continents ont pu être produites à partir de la datation de ces bandes et de leur largeur, ou en estimant le décalage des deux moitiés d'une structure coupée par une faille. Dans le référentiel des points chauds, les vitesses de ces déplacements varient de presque rien à plusieurs centimètres par an, et jusqu'à 20 cm/an dans certaines régions du Sud-Est asiatique (Papouasie-Nouvelle Guinée) et du Pacifique (Tonga-Kermadec)! La figure I.2 regroupe les différentes vitesses des plaques.

b Mécanisme des séismes

Lorsqu'un matériau rigide est soumis à des contraintes, il va d'abord se déformer de manière élastique, puis, lorsqu'il aura atteint sa limite d'élasticité, il va se rompre, en dégageant de façon instantanée toute l'énergie qu'il a accumulée durant la déformation élastique. Sous l'effet des contraintes causées par le mouvement des plaques tectoniques, la lithosphère accumule l'énergie.

Lorsqu'en certains endroits, la limite d'élasticité est atteinte, il se produit une ou des ruptures qui se traduisent par des failles. On pourra trouver en Annexe 2 les différents types de failles. Cette libération brutale d'énergie occasionne une vibration du sol : le séisme. Plus de 90% de l'énergie sismique totale relâchée à la surface de la terre est produite au niveau de grands accidents qui limitent les plaques.

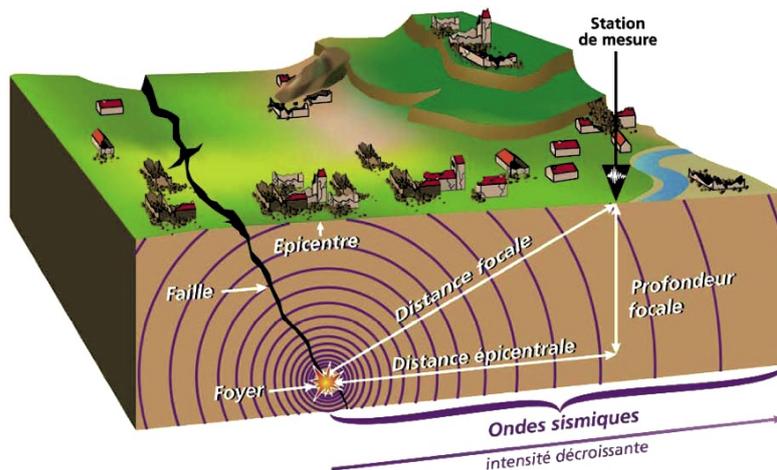
Si les contraintes se poursuivent dans cette même région, l'énergie va à nouveau s'accumuler et la rupture conséquente se fera dans les plans de faille déjà existants. Ces failles constituent soit des ruptures de la croûte terrestre (séisme de Spitak, magnitude 6,8, comme on peut le voir sur la figure I.3), soit des limites ou frontières de plaque. (Séisme de Sumatra, 2004, magnitude 9).



Fig. I.3 – Rupture de surface, Spitak, Arménie, 1988, magnitude 6,8

c Foyer/Epicentre

Lorsqu'un séisme est déclenché, un front d'ondes sismiques se propage dans la croûte terrestre. On nomme foyer le lieu dans le plan de faille où se produit réellement le séisme, alors que l'épicentre désigne le point situé à la surface terrestre à la verticale du foyer. Les différents termes sont illustrés sur la figure I.4.



Le foyer peut être situé à faible profondeur (quelques kilomètres), on parle alors de séisme superficiel, ou à grande profondeur (plusieurs dizaines, voire centaines de kilomètres), on parle alors de séisme profond. Le séisme est d'autant plus violent en surface que la quantité d'énergie emmagasinée avant le séisme est importante et que la faille par laquelle elle se dégage est proche de la surface.

Fig. I.4 – Représentation schématique de la rupture sismique d'une faille - Foyer et Epicentre (*donnees.paca.developpement-durable.gouv.fr*)

L'énergie dégagée lors d'un séisme peut atteindre voire dépasser, pour les événements cataclysmiques, plus de 1000 fois celle de la bombe lâchée sur Hiroshima en 1945 (énergie $\sim 6,3 \cdot 10^{13} \text{ J}$). Les séismes peuvent être ressentis, voire même être destructeurs, à plusieurs centaines de kilomètres de l'épicentre (Mexico, 1985)

d Différentes ondes

On distingue deux grands types d'ondes émises par un séisme, enregistrables par les sismographes sur toute la surface de la terre :

- les ondes de volume, celles qui se propagent à l'intérieur de la terre, ondes S et ondes P

- les ondes de surface, celles qui ne se propagent qu'en surface, ondes de Love et ondes de Rayleigh.

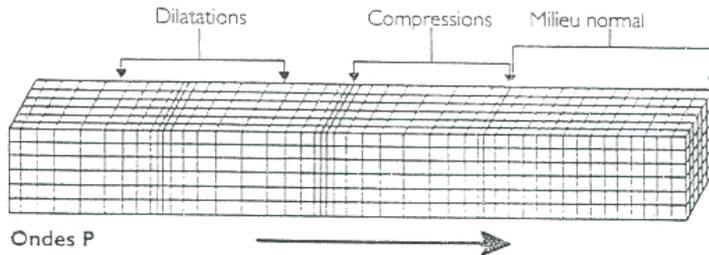


Fig. I.5 – Les ondes P

Les ondes P, longitudinales, correspondent à des mouvements alternant de compression et de dilatation. Elles sont assimilables aux ondes sonores et se propagent dans tous les états de la matière. Ce sont les plus rapides, 6 km/s près de la surface, elles arrivent donc les premières aux observatoires et sont responsables du grondement sourd que l'on peut entendre au début d'un tremblement de terre. Les particules se déplacent selon un mouvement avant-arrière dans la direction de la propagation de l'onde, comme illustré sur la figure I.5.

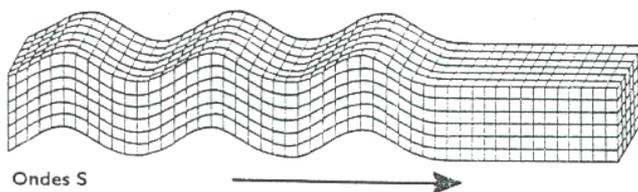


Fig. I.6 – Les ondes S

Les ondes S sont des ondes transverses, de cisaillement, qui ne se propagent que dans les solides, elles sont en particulier arrêtées par le noyau externe de la Terre. Leur vitesse est de l'ordre de 4 km/s. Les particules oscillent dans un plan orthogonal à la direction de propagation de l'onde, ce que montre la figure I.6.

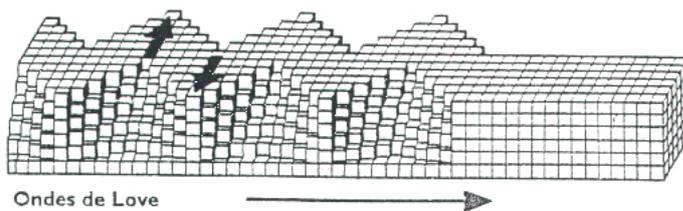


Fig. I.7 – Les ondes de Love

Les ondes de Love ou ondes L sont des ondes de cisaillement, comme les ondes S, mais qui oscillent dans un plan horizontal en surface, ce qu'on peut voir sur la figure I.7. Elles impriment au sol un mouvement de vibration latéral, cause de nombreux dégâts dans les bâtiments. Elles se propagent à environ 4 km/s.

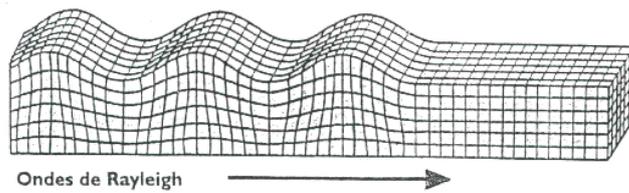


Fig. I.8 – Les ondes de Raleigh

Les ondes de Rayleigh sont assimilables à une vague, comme illustré sur la figure I.8. Ce sont des ondes de surface, le résultat de l'interaction entre la vibration du sol due aux ondes de volume P + S et la surface. Elles sont beaucoup plus lentes que les précédentes. Les particules du sol se déplacent selon une ellipse, créant une véritable vague qui affecte le sol lors des séismes.

e Caractérisation d'un séisme

Un séisme est donc géographiquement caractérisé par son épicerne et son foyer, comme définis en (c). D'autres données sont nécessaires pour caractériser un séisme et pouvoir transformer en phénomène géologique en données d'entrée, sollicitations sismiques, d'une étude de structure.

Intensité

Intensité	Description des effets observés
I	Secousse non perceptible
II	Secousse à peine perceptible
III	Secousse faible ressentie de façon partielle
IV	Secousse largement ressentie. Quelques personnes sont réveillées. Les fenêtres, les portes et la vaisselle vibrent.
V	Réveil des dormeurs.
VI	Frayeur. Chute d'objets.
VII	Dommages aux constructions (fissures, chute de plâtre, chutes de parties de cheminées). Beaucoup d'objets tombent.
VIII	Larges fissures aux constructions. Des structures anciennes peu solides s'écroulent.
IX	Panique générale. De nombreuses constructions peu solides s'écroulent.
X	De nombreux bâtiments bien construits s'effondrent.
XI	Catastrophe. La plupart des bâtiments bien construits s'effondrent, même ceux ayant une bonne conception parasismique.
XII	Changement de paysage. Pratiquement tous les bâtiments sont détruits.

Elle caractérise les effets et les dommages d'un séisme en un lieu donné. Ce n'est donc pas une donnée objective, mais une appréciation humaine de la façon dont le séisme se traduit en surface. Pour un séisme, l'intensité diminue avec la distance et varie en fonction des conditions topographiques et géologiques locales. Ce n'est donc pas un critère intrinsèque au phénomène naturel, mais plutôt un état des lieux de l'environnement humain face à un séisme donné : état des constructions, degré de préparation de la population... On utilise habituellement l'échelle MSK, qui comporte 12 degrés, décrits dans la figure I.9.

Fig. I.9 – Échelle d'intensité : European Macrosismique Scale (MSK)

Magnitude

Magnitude	Effets du tremblement de terre.
Moins de 3,5	Le séisme n'est pas ressenti, mais enregistré par les sismographes.
De 3,5 à 5,4	Il est ressenti, mais ne cause pas de dommages.
De 5,4 à 6	Les bâtiments bien construits subissent de légers dommages. Les autres peuvent subir des dégâts majeurs.
De 6,1 à 6,9	Destructeur sur un rayon pouvant atteindre 100 km.
De 7 à 7,9	Tremblement de terre pouvant causer de sérieux dommages sur une large surface.
Au dessus de 8	Très grand séisme pouvant causer beaucoup de dégâts sur des centaines de kilomètres.

Fig. I.10 – Échelle de Magnitude : Échelle de Richter

Introduite par Richter en 1935, c'est une quantité logarithmique calculée soit à partir de l'amplitude du signal enregistré par des sismographes, soit à partir de sa durée. On peut voir les effets du séisme en fonction de la magnitude sur la figure I.10. Identique en tout point pour un même séisme, elle traduit la quantité d'énergie libérée. La magnitude n'est pas une échelle mais une fonction continue qui peut être négative et qui en principe n'a pas de limites. En réalité, sa valeur minimale est limitée par la sensibilité des sismographes, tandis que sa valeur maximale dépend de la longueur de la faille susceptible de se fracturer d'un seul coup.

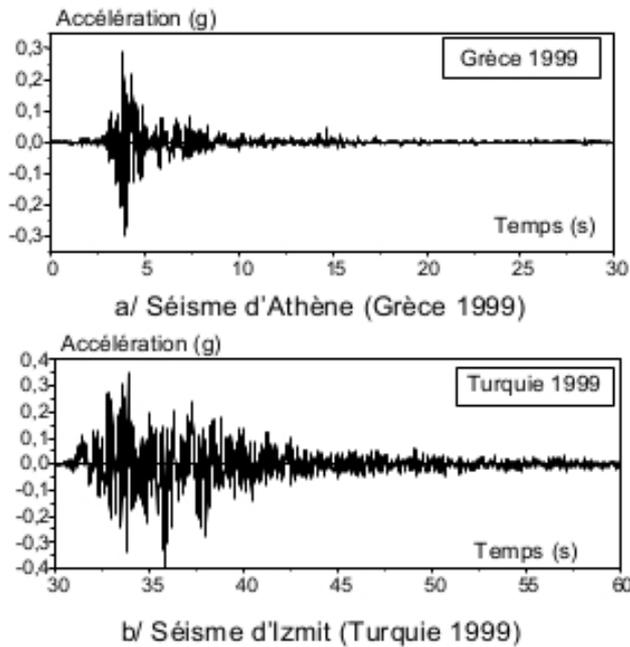
Plusieurs types de magnitude peuvent être utilisés pour caractériser un séisme, notamment la Magnitude locale M_l et la Magnitude des ondes de surface M_s . La première est définie pour des séismes locaux et dépend d'une relation entre la distance d'enregistrement et l'amplitude maximale observée. La seconde est valable pour toutes les distances et calculée à partir des ondes de surface de Rayleigh. Elle caractérise des séismes importants à faible profondeur.

La Magnitude de moment M_w est la plus utilisée. Directement reliée au moment sismique du séisme, elle est utilisée pour les gros séismes ($M_w > 7.5$) pour lesquels M_s et M_l sous-estiment les énergies libérées. On peut ainsi quantifier relier l'énergie du séisme et la longueur de faille, comme sur la figure I.11.

Longueur de la faille	Magnitude M_w	Séismes
1 km	< 2	Microséisme imperceptible
1 km	4	Séismes ressentis localement
10 km	6	Séismes provoquant des dégâts localisés assez importants
100 km	8	Séismes très importants avec des dégâts considérables
1000 km	10	Les plus forts séismes connus, avec des dégâts importants et des impacts sur l'environnement

Fig. I.11 – Relation entre la longueur de Faille, la magnitude de moment M_w et l'énergie du séisme

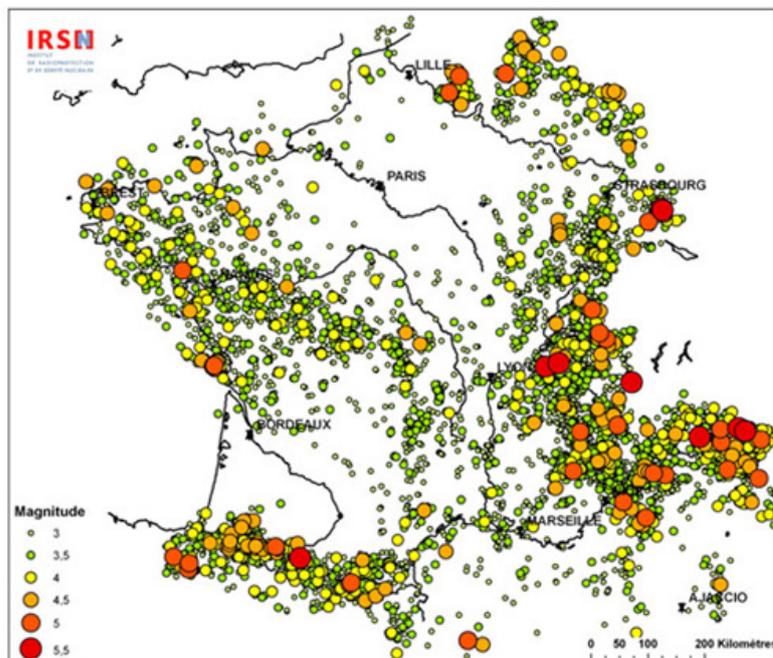
Accélération du sol



En génie parasismique, on utilise l'accélération du sol pour définir le séisme car c'est le paramètre physique le plus riche qui est relié directement aux forces qui s'exercent à la base des ouvrages. L'amplitude associée à chacune des fréquences du mouvement du sol permet ainsi de connaître l'accélération que devra supporter une structure ayant une fréquence de vibration privilégiée. Ce sont les sismographes qui enregistrent les accélérogrammes lors de séismes réels, comme illustré sur la figure I.12. Mais ces courbes qui représentent l'accélération du sol en fonction du temps peuvent aussi être générées par ordinateur.

Fig. I.12 – Accélérations enregistrées en 1999

I.1.2 Sismicité moyenne en France métropolitaine



Le risque sismique est fonction de l'aléa, c'est-à-dire de la probabilité pour un lieu géographique donné de connaître un séisme d'intensité, de magnitude, de profondeur données, mais aussi de la vulnérabilité, c'est à dire des enjeux et de la fragilité par rapport au séisme. Contrairement à ce que l'on pourrait penser, la France n'est donc pas totalement à l'abri du risque sismique, comme la figure I.13 en atteste.

Fig. I.13 – Sismicité en France de 1963 à 2007 - Carte de l'IRSN

a Aléa

L'aléa métropolitain n'est pas nul. La sismicité française métropolitaine ne peut pas être comparée à celle des zones les plus sensibles de la planète. Toutefois, la situation tectonique de la France ne la met pas à l'abri d'un tremblement de terre destructeur. La convergence entre la plaque Afrique et la plaque Eurasie, à une vitesse entre 4 et 6 mm/an, est accommodée par différentes zones sismiques, repérées sur la figure I.14.

Tout d'abord, la frontière de plaque se situant le long du pourtour sud de la Mer Méditerranée, la majorité des séismes a lieu au niveau du Maroc, de l'Algérie, puis atteint la Sicile, ex : El Asnam (10/10/1980, MS=7,2, Catalogue de l'International Seismic Center – ISC, et MS=7,3 selon l'USGS).

Ensuite dans la partie Sud de l'Espagne, zone de l'arc Bétique, plusieurs tremblements de terre historiques ont eu lieu en 881 (Io=X- XI), 1431 et 1884 (Io=XI, Institut Andalou de Géophysique, 2003). A la même latitude en Italie, le rapprochement des plaques et l'accommodation qui s'en suit se traduit par une rotation anti-horaire de la plaque adriatique d'où une sismicité assez importante au niveau des Apennins, ex : Aquila (16/04/2003, MS = 6, à 6,3 sources CSEM, USGS, GEOSCOPE).

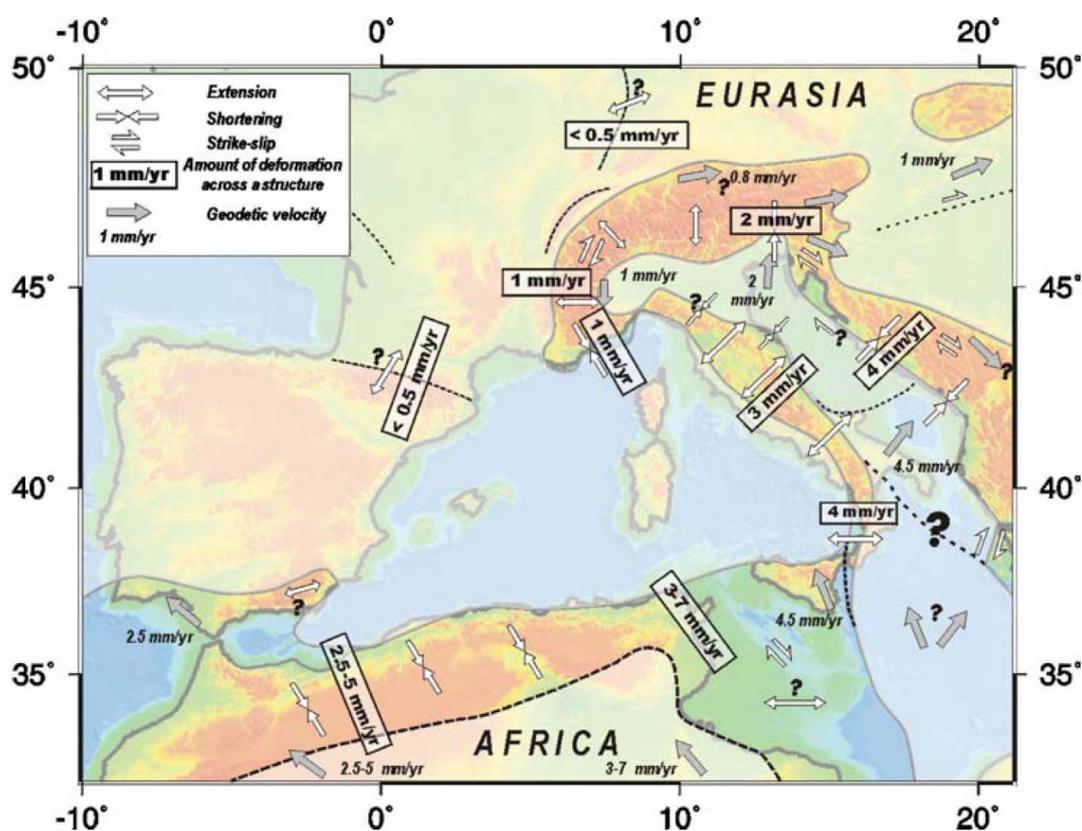


Fig. I.14 – Sismicité du Bassin méditerranéen

Enfin, une dernière zone sismique, dont la France, poursuit l'accommodation par une déformation continentale. Il s'agit d'une extension au niveau des Alpes de l'ordre de 1 mm/an perpendiculairement à l'axe de la chaîne, et d'une extension de 0,5 mm/an NNE-SSW dans les Pyrénées et ESE-WNW dans le Fossé Rhénan (Nocquet et Calais (2004)). Les taux de déformation au niveau de la chaîne pyrénéenne et dans les Alpes sont donc nettement inférieurs à ceux de l'Afrique du Nord et de l'Italie.

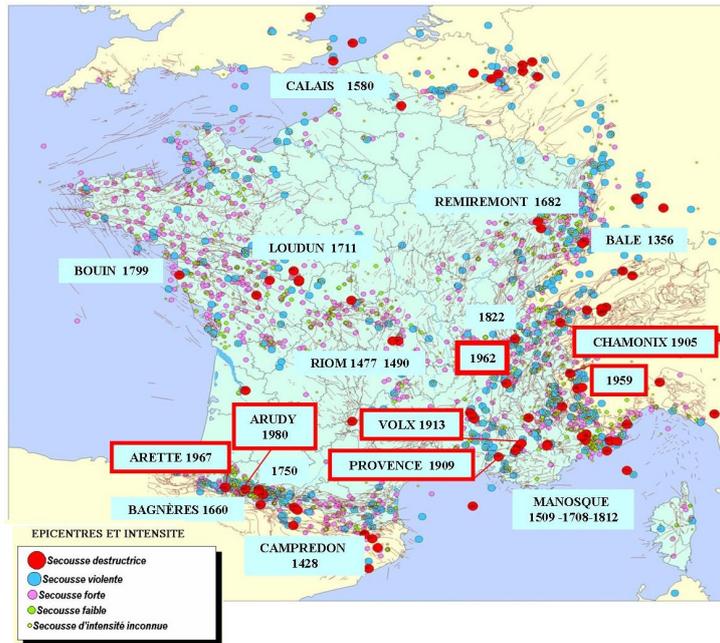


Fig. I.15 – Localisation des épicentres de séismes historiques en France métropolitaine (d'après SisFrance, 2007) : en encadré ROUGE, séismes destructeurs survenus au cours du XX^{ème} siècle

Dans ce contexte, la France connaît une sismicité modérée. On dénombre ainsi en moyenne chaque année une vingtaine de séismes de magnitude supérieure à 3,5. Quelques événements par décennie sont de magnitude supérieure à 5, et quelques uns proches ou de l'ordre de 6 par siècle sans pouvoir préciser d'avantage. Le séisme de Bâle en 1356 a fait de nombreux dégâts en France, le séisme de Rognes en Provence en 1909 a occasionné victimes et dégâts importants. La base de données SisFrance établit un recensement des séismes ressentis en France depuis l'an 580 comme on peut le voir sur la figure I.13, plus de 6 000 à ce jour.

b Vulnérabilité

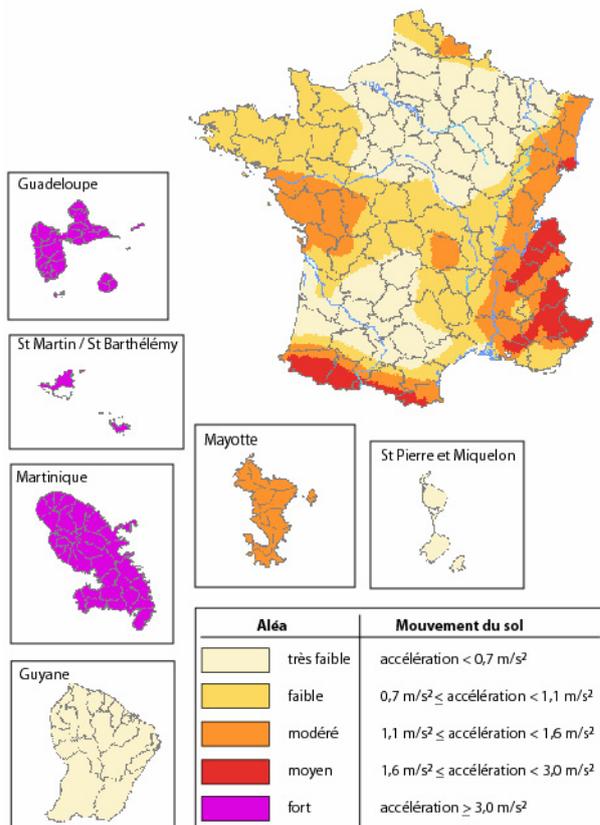


Fig. I.16 – Nouveau zonage sismique français

La vulnérabilité en France métropolitaine est loin d'être nulle. D'une part le pays est, au moins sur certaines parties, fortement urbanisées, ce qui multiplie les enjeux : biens, personnes, moyens... susceptibles d'être affectés par le séisme. Des scénarios théoriques, confirmés par les retours d'expérience, montrent qu'avec la progression de l'urbanisation et la perte de mémoire du risque, les séismes passés pourraient être beaucoup plus catastrophiques aujourd'hui. D'autre part, contrairement au Japon par exemple, l'aléa sismique n'est pas suffisamment élevé pour qu'il soit intimement perçu en chaque constructeur. A l'échelle de l'âge de la majorité du bâti, les zonages sismiques sont récents (1986). On est progressivement arrivé à des réglementations plus strictes comme l'Eurocode 8, mais il reste encore beaucoup

de chantiers pour les bâtiments courants où les règles parasismiques ne sont pas respectées. De plus, compte tenu de l'âge moyen du bâti, on comprend bien que la majeure partie des constructions actuelles ne sont pas « aux normes ».

c risque sismique – zonage

À partir des informations sur les séismes passés et actuels, il a donc été possible de définir un zonage sismique national, en figure (I.16), c'est-à-dire une carte découpée en plusieurs zones en fonction des niveaux de sismicité possibles : ce type de carte permet d'évaluer les mouvements sismiques plausibles dans chaque région et donc de définir des normes de construction parasismique adaptées.

Le degré de protection dépend des zones géographiques, qui sont définies par décret. L'appartenance d'une commune à une zone donnée fait l'objet du décret 2010-1255 du 22 octobre 2010. Il divise le territoire national en 5 zones de 1 à 5 par ordre croissant de sismicité (anciennement 0, Ia, Ib, II et III). La construction parasismique est régie par le décret 2010-1254 du 22 octobre 2010. Les décrets et l'arrêté cités sont entrés en vigueur le 1er mai 2011.

d Cas de la Savoie : failles et séismes historiques

La chaîne de montagne des Alpes a été essentiellement formée pendant l'Eocène- Oligocène soit il y a 40 à 30 Millions d'années. Elle résulte de la collision du promontoire italien avec l'Eurasie à cause de la remontée de la plaque Afrique (Lemoine et al., 2000). Cette remontée provoque la fermeture du domaine océanique et la collision des marges. Cette activité tectonique explique la grande complexité géologique que l'on peut observer sur la figure I.17.

Les Alpes franco-italiennes ne sont qu'un fragment de la chaîne alpine qui se prolonge à l'est jusqu'en Autriche. Ce fragment est long de 400 km environ et large de 150 km. Dans les régions centrales les plus élevées comme le Mont-Blanc et autres sommets des Alpes, on trouve surtout des roches cristallines, alors que les calcaires sont prédominants sur les parties plus basses.

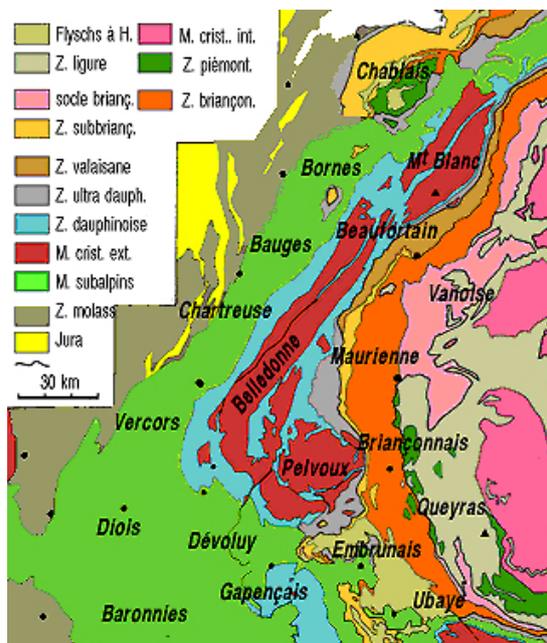


Fig. I.17 – Carte structurale et géologique simplifiée des Alpes occidentales

On peut voir que la zone qui nous intéressera plus précisément - Mont Blanc, Beaufortain, Vanoise et Maurienne - est particulièrement hétérogène. En se reportant à [Gid77], à notre niveau, on remarquera que le massif est extrêmement complexe. Nous divisons la région en trois zones :

- *Domaine "péri-alpin"* en jaune et gris ;
- *Domaine externe, "autochtone"* comprenant les massifs éruptifs en rouge, bleu et vert ;
- *Domaine interne*, très complexe, comprenant des nappes de charriages, Briançonnais, Embrunais etc.

Cette activité tectonique peut aussi engendrer des séismes de forte intensité : les Alpes sont affectées par différents essais de séismes. On distingue deux domaines tectoniques majeurs :

- les Alpes internes au niveau des arcs briannonnais et piémontais, qui connaissent des événements de magnitude relativement faible à modérée (inférieure à 5).

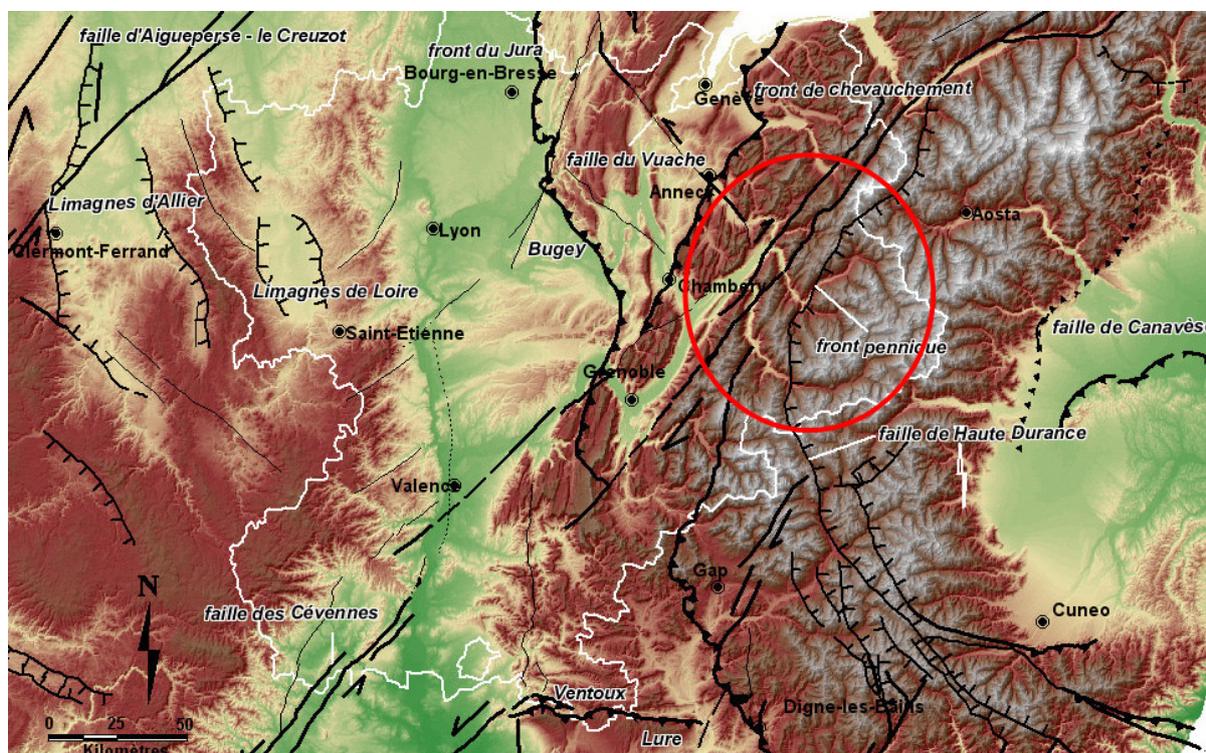


Fig. I.18 – Les failles sismiques en région Rhône-Alpes - carte BRGM

- les zones externes, dont la sismicité historique et instrumentale montre plusieurs séismes ayant entraînés des dégâts relativement importants. Plusieurs épicentres situés dans la région Rhône Alpes ou proches ont ainsi dépassé l'intensité VIII. Les plus importants ($I_0 > VIII$ ou $M > 5$) sont énumérés ci- dessous en rapportant les intensités macrosismiques épicentrales à l'échelle MSK-64 :

- Valais Suisse, le 26 juillet 1855 ($I_0 = VIII$)
- Ligure, le 23 février 1887 ($I_0 = IX$, SisFrance, 2005),
- Lambesc, le 11 juin 1909 ($I_0 = VIII-IX$, SisFrance, 2005),
- Chamonix, le 29 avril 1905 ($I_0 = VIII$, BCIS, 1909[C8], $M = 5,7$ Karnik, 1969, noté "séisme d'Emosson" dans la base SisFrance),
- Chamonix, le 13 août 1905 ($I_0 = VI-VII$, BCIS, 1909, $M = 5,6$ Karnik, 1969),
- Corrençon (Vercors), le 15 avril 1962 ($I_0 = VII-VIII$, SisFrance, 2005),
- Haut-Verdon, le 12 décembre 1885 ($I_0 = VIII$, SisFrance, 2005),
- Manosque, le 14 août 1708 ($I_0 = VIII$, SisFrance, 2005), et quelques plus anciens dans les Alpes-Maritimes (1564, $I_0 = VIII$),

Sismicité instrumentale :

- Annecy - Epagny, le 15 juillet 1996 ($I_0 = VII$, SisFrance, 2005, $MLDG = 5,3$, $MRéNaSS = 5,2$),
- Le Grand-Bornand, le 14 décembre 1994 ($I_0 = VII$, SisFrance, 2005, $MLDG = 5,1$, $MRéNaSS = 4,7$).

I.2 Quelques éléments de dynamique du bâtiment sous séisme

Nous allons maintenant définir les termes et les étapes essentiels à une étude de dynamique des structures.

I.2.1 Cas du système dynamique à 1 degré de liberté (1 ddl)

La déformée u d'une structure soumise à des efforts statiques, est calculée en écrivant l'équilibre entre les efforts internes et les efforts externes :

$$K_{Flexion}u = F_{extérieure} \quad (I.1)$$

Le champ de déplacement ainsi que les efforts calculés doivent vérifier les conditions aux limites (encastremets, appuis, bords libres...).

En régime dynamique, cette équation devient :

$$M \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} + C \frac{\partial u}{\partial t} + K_{Flexion}u = F_{extérieure}(t) \quad (I.2)$$

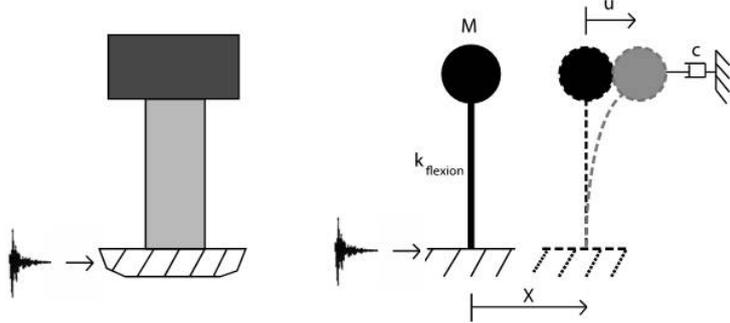


Fig. I.19 – Système à 1 degrés de liberté

A l'équation d'équilibre statique, s'ajoutent les forces d'inertie ($-M \frac{\partial^2 u}{\partial t^2}$), les forces visqueuses ($-C \frac{\partial u}{\partial t}$) ainsi que le chargement dynamique : les charges extérieures sont fonction du temps (Cf. Figure I.19).

Dans ce cas, l'équation du mouvement ne peut être résolue complètement qu'en prenant en compte les conditions initiales de type déplacement et vitesse à $t = 0$.

a Mouvement libre non-amorti : $C = 0$

Lorsqu'aucune force extérieure ne s'applique à la masse et que la viscosité est négligée, l'équation s'écrit :

$$M \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} + K_{Flexion}u = 0 \quad (I.3)$$

Soit :

$$\frac{\partial^2 u}{\partial t^2} + \omega_0 u = 0 \quad (I.4)$$

en posant

$$\omega_0 = \sqrt{\frac{K}{M}}$$

ω_0 est appelée pulsation propre du système (en rad/s).

$f_0 = \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{K}{M}}$ est par définition la fréquence propre du système (en Hz), et la période propre $T_0 = \frac{1}{f_0}$ en secondes.

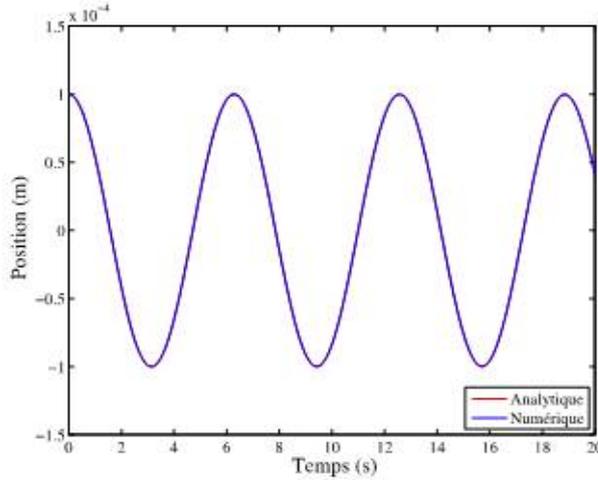


Fig. I.20 – Déplacement en fonction du temps d'un oscillateur libre non amorti

La solution de l'équation différentielle (I.4) représentée sur la figure I.20 s'écrit sous la forme :

$$u = A \sin(\omega_0 t) + B \cos(\omega_0 t)$$

Les constantes d'intégration A et B sont déterminées à l'aide des conditions initiales sur la vitesse u'_0 et le déplacement

$$u_0 : A = \frac{u'_0}{\omega_0} \text{ et } B = u_0$$

b Mouvement libre amorti : $C \neq 0$

Les bâtiments sont des systèmes amortis : on ne peut pas négliger la dissipation d'énergie. L'oscillateur à 1 ddl sera donc un oscillateur simple composé d'une masse ponctuelle se déplaçant selon une direction et reliée à une tige caractérisée par sa raideur k et son amortissement C , comme représenté sur la figure I.19. C'est l'équivalent d'une masse reliée à un ressort et à un amortisseur de caractéristiques respectives k et C placés en parallèle.

Lorsqu'on tient compte de l'amortissement visqueux, l'équation (I.2) s'écrit :

$$M \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} + C \frac{\partial u}{\partial t} + K_{Flexion} u = 0 \quad (I.5)$$

En introduisant un coefficient d'amortissement ξ , toujours inférieur à 1 pour les systèmes sous-critiques tels que les bâtiments, l'équation peut s'écrire :

$$\frac{\partial^2 u}{\partial t^2} + 2\xi\omega_0 \frac{\partial u}{\partial t} + \omega_0 u = 0 \quad (I.6)$$

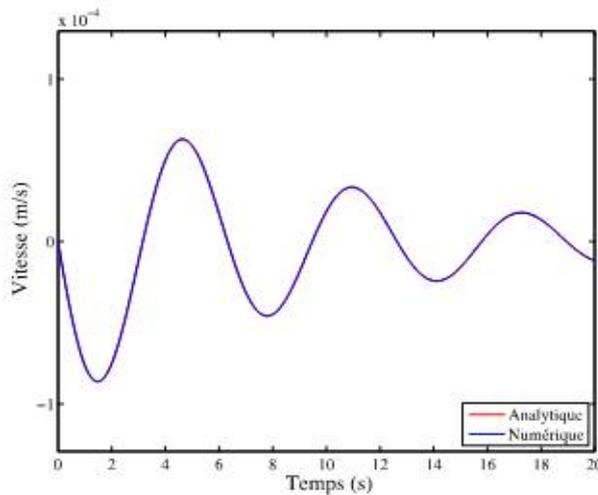


Fig. I.21 – Déplacement en fonction du temps d'un oscillateur libre amorti

La solution de l'équation différentielle de la figure I.21 s'écrit sous la forme :

$$u = (A \sin(\omega_D t) + B \cos(\omega_D t)) \cdot e^{-\xi\omega_0 t}$$

avec $\omega_D = \omega_0 \cdot \sqrt{1 - \xi^2}$, la pseudo pulsation des oscillations libres amorties.

Les constantes d'intégration A et B sont déterminées à l'aide des conditions initiales sur la vitesse et le déplacement :

$$A = \frac{u'_0 + u_0 \xi \omega_0}{\omega_0} \text{ et } B = u_0$$

Le système amorti oscille donc à une pulsation légèrement inférieure à la pulsation du système non amorti. Dans le cas des bâtiments, l'amplitude du mouvement décroît dans le temps de façon exponentielle, atteignant une amplitude nulle mais pour un temps infini.

c Sollicitations périodiques et fonctions de transfert

On cherche maintenant à développer des outils permettant de passer de sollicitations périodiques simples à des excitations beaucoup complexes, comme les séismes.

Pour ce faire, considérons dans un premier temps un chargement temporel mono-fréquentiel, à la fréquence ω . L'équation (I.6) devient :

$$\frac{\partial^2 u}{\partial t^2} + 2\xi\omega_0 \frac{\partial u}{\partial t} + \omega_0^2 u = \frac{p(t)}{M} = \frac{p_0}{M} \cdot \cos(\omega t) \quad (\text{I.7})$$

La solution de cette équation différentielle est la somme d'une solution particulière - régime permanent ou forcé- et d'une combinaison linéaire de solutions de l'équation différentielle sans second membre - le régime transitoire-

u = solution particulière pour le régime forcé + solutions pour le régime transitoire

$$u = \frac{p_0}{M} \frac{\cos(\omega t - \theta)}{\sqrt{(1 - (\frac{\omega}{\omega_0})^2)^2 + (2\xi \frac{\omega}{\omega_0})^2}} + (A \sin(\omega_D t) + B \cos(\omega_D t)) \cdot e^{-\xi \omega t} \quad (\text{I.8})$$

Le régime permanent ou forcé possède une fréquence égale à la fréquence d'excitation alors que le régime transitoire est une oscillation à la fréquence propre du système, qui dépend des conditions en début de chargement. En présence d'amortissement positif, le régime transitoire disparaît après quelques périodes d'oscillation.

Pour cette raison on peut négliger la partie transitoire, ce qui permet de travailler en nombres complexes. On écrit l'excitation sous la forme $p(t) = p_0 \cdot e^{i\omega t}$, et on cherche des solutions du type $u(t) = u(i\omega) \cdot e^{i\omega t}$

On se ramène alors au système linéaire complexe suivant :

$$(-\omega^2 + 2i\omega\xi\omega_0 + \omega_0^2) \cdot u(i\omega) = \frac{p_0}{M} = \rho_0 \quad (\text{I.9})$$

Le premier membre est appelé impédance ou raideur dynamique. La solution physique observable expérimentalement est la partie réelle de la solution du système complexe suivant :

$$u(i\omega) = \rho_0 \cdot \frac{1}{(-\omega^2 + 2i\omega\xi\omega_0 + \omega_0^2)} \quad (\text{I.10})$$

La vitesse et l'accélération peuvent être calculés en multipliant le déplacement respectivement par $i\omega$ et $-\omega^2$

Ceci nous permet de définir les fonctions de transfert donnant le rapport entre l'excitation et le déplacement, la vitesse ou l'accélération. En posant $\rho_0 = \frac{p_0}{M}$, on peut écrire les fonctions suivantes :

$$\text{Fonction de transfert en déplacement : } H_u(i\omega) = \frac{\rho_0}{(-\omega^2 + 2i\omega\xi\omega_0 + \omega_0^2)}$$

$$\text{Fonction de transfert en vitesse : } H_v(i\omega) = \frac{i\omega\rho_0}{(-\omega^2 + 2i\omega\xi\omega_0 + \omega_0^2)}$$

$$\text{Fonction de transfert en accélération : } H_a(i\omega) = \frac{-\omega^2\rho_0}{(-\omega^2 + 2i\omega\xi\omega_0 + \omega_0^2)}$$

On peut ici faire deux remarques.

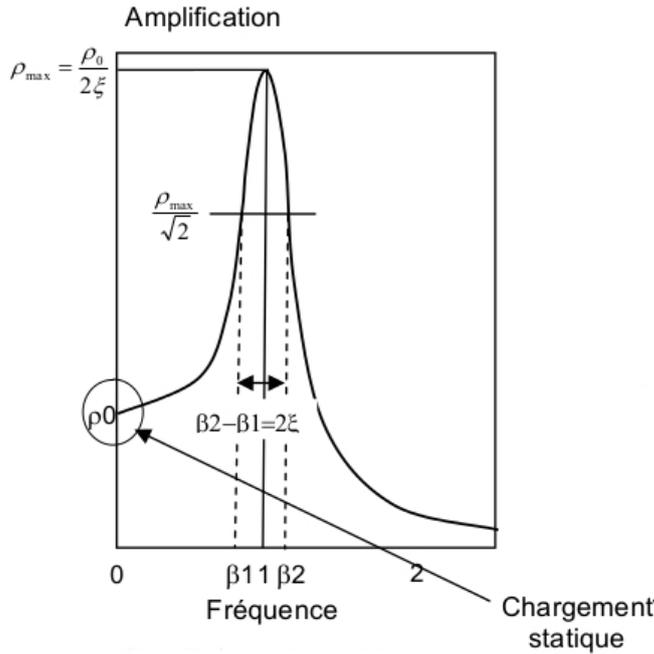


Fig. I.22 – Coefficient d’amplification : Amplitude de la fonction de transfert en déplacement, [Com06]

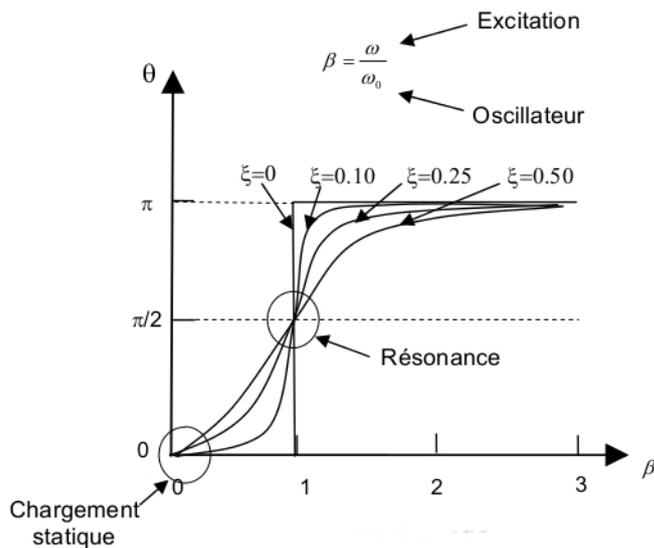


Fig. I.23 – Phases de la fonction de transfert en déplacement, [Com06]

Tout d’abord l’amplitude de la réponse est aisément donnée par le module de la fonction de transfert, comme on peut le voir sur la figure I.22.

Elle dépend du rapport entre la pulsation d’excitation ω et la pulsation propre du système ω_0 . Cette amplitude est maximale lorsque $\omega = \omega_0$. Elle diverge si l’amortissement est nul. Notons que la pulsation de résonance varie légèrement suivant que l’on étudie le déplacement, la vitesse ou l’accélération.

D’autre part, l’excitation et la réponse de la structure sont déphasées d’un angle θ comme suit :

- Avant la résonance soit pour $\omega < \omega_0$, le déphasage est proche de 0. La réponse est quasi-statique et dans la même direction que l’excitation.
- Après la résonance soit pour $\omega > \omega_0$, le déphasage devient proche de 180° : le déplacement est en opposition de phase par rapport à l’excitation.
- Lors de la résonance soit pour $\omega \simeq \omega_0$, le déphasage est exactement de 90°. Plus l’amortissement est faible, plus la bande de fréquences d’excitation dans laquelle s’effectue le passage de 0° à 180° est étroite, comme on peut le voir sur la figure I.23.

d Décomposition des signaux

Passons maintenant à des signaux plus complexes.

On sait que tous les signaux périodiques peuvent être décomposés en harmoniques de la pulsation fondamentale, notée par la suite $\omega_f = \frac{2\pi}{T}$, avec T la période de la fonction excitatrice.

Ainsi, toute fonction $f(t)$ peut s'écrire de la façon suivante :

$$f(t) = a_0 + \sum_{i=1}^{\infty} a_n \cos(n\omega_f t) + \sum_{i=1}^{\infty} b_n \sin(n\omega_f t) = a_0 + \sum_{i=1}^{\infty} A_n \cos(n\omega_f t + \phi_n) = \sum_{i=-\infty}^{\infty} c_n e^{-in\omega_f t} \quad (\text{I.11})$$

$$\text{avec : } a_n = \frac{2}{T} \int_0^T f(t) \cos(n\omega_f t) dt, \quad b_n = \frac{2}{T} \int_0^T f(t) \sin(n\omega_f t) dt, \quad \text{et } c_n = \frac{1}{T} \int_0^T f(t) e^{-in\omega_f t} dt.$$

Lorsque le signal n'est pas périodique mais possède une durée finie, on le considère comme périodique avec une période supérieure à sa durée totale.

Rappelons maintenant les propriétés d'un opérateur temporel particulier : le Dirac ou impulsion δ_{t_0} . Le produit scalaire défini par l'intégrale sur l'espace des nombres réels du Dirac en t_0 avec une fonction quelconque g , est égal à la valeur de cette dernière fonction en t_0 .

Si l'on considère l'impulsion définie en $t_0 = 0$, on peut en écrire sa transformée de Fourier comme en (I.11)

$$\text{contenu...} \quad (\text{I.12})$$

avec les coefficients suivants :

$$a_n = \frac{2}{T} \int_0^T \delta_0(t) \cos(n\omega_f t) dt = \frac{2}{T}, \quad b_n = \frac{2}{T} \int_0^T \delta_0(t) \sin(n\omega_f t) dt = 0, \quad c_n = \frac{1}{T} \int_0^T f(t) e^{-in\omega_f t} dt = \frac{1}{T}.$$

On voit bien que les coefficients ne dépendent pas de la fréquence. Cela signifie qu'une impulsion possède un contenu fréquentiel très riche et homogène. Sa transformée de Fourier est la fonction constante dans l'espace des fréquences.

Cette propriété remarquable est souvent utilisée expérimentalement pour déterminer les fonctions de transfert d'un système : si une force impulsionnelle est appliquée, par exemple, avec un marteau de choc, la transformée de Fourier des déplacements, vitesses et accélérations donnent directement les fonctions de transfert entre le point d'application de la force et le point de mesure.

Ces différents outils vont nous permettre maintenant de définir ce qu'est un spectre d'oscillateur, outil très utilisé en ingénierie pour estimer les efforts subis par une structure soumise à un séisme ou à un choc.

I.2.2 Spectre d'oscillateur, accélérogramme et spectre de réponse

a Réponse à un créneau

Prenons comme sollicitation le signal de la figure I.24 :

La réponse du système non amorti est :

$$u(t) = \frac{F_0}{K} + A \cos(\omega_0 t + \phi) \quad (\text{I.13})$$

Pour des conditions initiales de déplacement et vitesse nulles, la solution, visible sur la figure I.25 devient :

$$u(t) = \frac{F_0}{K} \cdot (1 - \cos(\omega_0 t)) \quad (\text{I.14})$$

Le déplacement maximal dynamique de la masse vaut $u_{max}^{dynamique} = \frac{2F_0}{K}$, soit deux fois le déplacement maximal statique de la même masse. Cette valeur intéresse particulièrement l'ingénieur pour le dimensionnement : elle permet de calculer la déformée maximale de la structure.

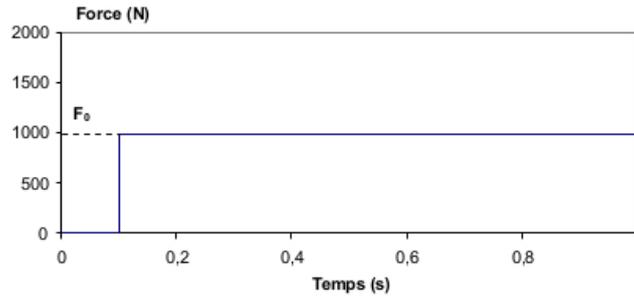


Fig. I.24 – Créneau : $p_\tau(t) = 0$ si $t < \tau$ et $p_\tau(t) = F_0$ si $t > \tau$

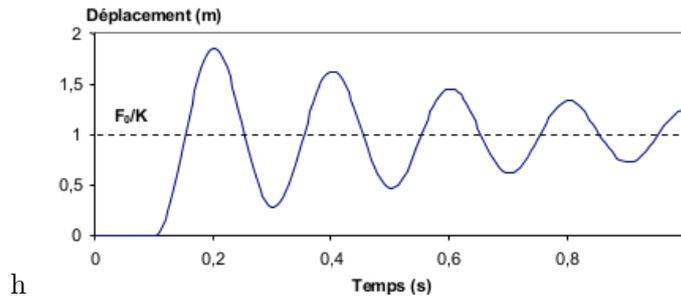


Fig. I.25 – Réponse d'un oscillateur à 1ddl soumis à un chargement créneau

On peut définir à la suite la Pseudo-accelération, quantité proportionnelle à une accélération, en multipliant le déplacement par ω_0^2 : $\tilde{a} = \omega_0^2 \cdot u_{max}^{dynamique}$
 La pseudo-accelération multipliée par la masse donne l'effort qui, appliqué statiquement, conduit au déplacement maximal de l'oscillateur pendant le chargement dynamique. Cet effort de dimensionnement vaut donc ici $2F_0$ et la pseudo-accelération $\frac{2F_0}{M}$

b Réponse à une impulsion

Reprenons l'équation du mouvement (I.13) mais avec un chargement de type impulsion, comme représenté sur la figure I.26.

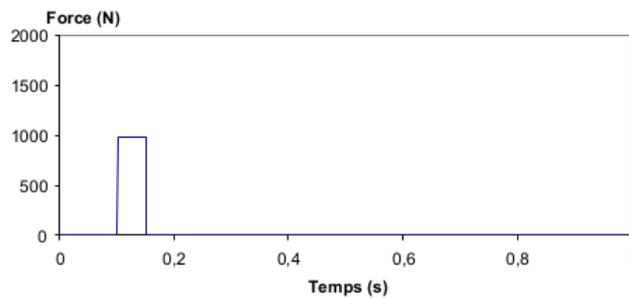


Fig. I.26 – Impulsion : $p_\tau(t) = 0$ si $t < \tau$ et $t > \tau + d_\tau$

Lorsque la période de la structure est faible devant la durée du chargement, on retrouve le chargement précédent, le créneau. Si la durée de l'impulsion est très faible devant la période de vibration du système, le déplacement devient :

$$u(t) = \frac{p(\tau)d\tau}{M \cdot \omega_D} \cdot \sin(\omega_D(t - \tau)) \cdot e^{-\xi\omega_0 t} \text{ avec } \omega_D = \omega_0 \cdot \sqrt{1 - \xi^2} \quad (\text{I.15})$$

En effet, la conservation de la quantité de mouvement pendant la durée du chargement, en négligeant la raideur, permet de connaître l'incrément de vitesse dû au chargement. Une fois le chargement terminé, on se ramène à un problème de vibration libre à vitesse initiale imposée.

On peut donc décomposer tout signal temporel en une succession d'impulsions. Le système étudié étant linéaire, la réponse est la superposition des impulsions successives, ou intégrale de Duhamel :

$$u(t) = \int_0^t \frac{p(\tau)}{M \cdot \omega_D} \cdot \sin(\omega_D(t - \tau)) \cdot e^{-\xi \omega_0 t} d\tau \quad (\text{I.16})$$

Elle permet de calculer numériquement la réponse d'un oscillateur linéaire à un chargement temporel, ou spectre d'oscillateur en déplacement :

$$S_D = \left| \frac{1}{\omega_D} \int_0^T \ddot{u}(\tau) \cdot e^{-\xi \omega_0(t-\tau)} d\tau \right|_{max} \quad (\text{I.17})$$

En posant les hypothèses suivantes,

– ξ et $\xi^2 \simeq 0$

– $\omega_D \simeq \omega$

on peut définir :

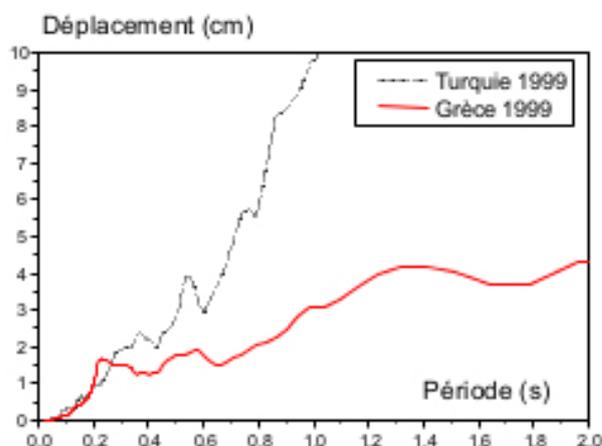
– le Spectre de Pseudo-Vitesse : $S_v = \omega \cdot S_D$

– le spectre de Pseudo-Accélération : $S_A = \omega^2 \cdot S_D$.

Ces différents spectres permettent de déterminer pour quelles valeurs de fréquence ou de période, le déplacement, la vitesse ou l'accélération la structure présenteront des pics, c'est à dire des valeurs dimensionnantes du point de vue de l'ingénieur.

c Réponse à un séisme

La technique précédente est à la base des méthodes de dimensionnement en génie parasismique. En effet, on peut étudier le comportement d'une structure sous séisme en utilisant des algorithmes d'intégration temporelle et directement des accélérogrammes comme montrés sur la figure I.12. Mais cette méthode est souvent lourde et nécessite des temps et des moyens de calculs importants.



A partir de ces enregistrements, on est capable, comme on vient de le voir, de déterminer la réponse d'un oscillateur simple. Le spectre en déplacement, comme sur la figure I.27 représente le déplacement maximum du système à 1 ddl en fonction de la période du système.

Fig. I.27 – Spectres d'oscillateurs en déplacement construits à partir des accélérogrammes de la figure I.12

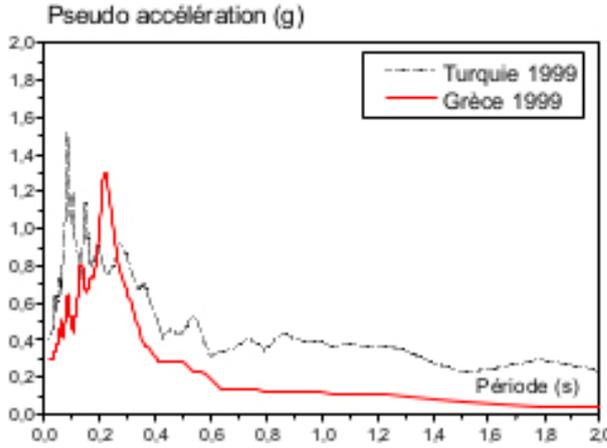


Fig. I.28 – Spectres d'oscillateurs en déplacement construits à partir des accélérogrammes de la figure I.12

Notons que ces spectres sont associés à des valeurs précises d'amortissement. Théoriquement, pour chaque séisme il y a donc un spectre par valeur d'amortissement.

En fait le dimensionnement ne se fait pas avec un spectre de séisme réel mais avec un spectre réglementaire *enveloppe*, dit Spectre Normalisé de Calcul, défini par une courbe analytique qui dépend de la qualité du sol sur lequel est située la structure, de la classe de la structure, de l'amortissement etc. On peut trouver ces spectres en figure III.66, et les valeurs seuils dans la figure III.67

I.2.3 Analyse modale d'un système à n degrés de liberté : différentes techniques

Nous nous contenterons ici de rappeler la notion de modes propres puis de présenter très succinctement deux des principales techniques de calcul, utilisée par la suite : les calculs temporels et par recombinaison modale. Nous n'aborderons pas les calculs dans le domaine fréquentiel, pourtant utilisés, car ce n'est pas l'objectif de ce mémoire.

a Notions de modes propres

Prenons une poutre de Bernoulli sans déformée de cisaillement. Son mouvement axial, sans force extérieure, est décrit par l'équation aux dérivées partielles sans second membre suivante :

$$\rho S \cdot \frac{\partial^2 u_x}{\partial t^2} - ES \frac{\partial^2 u_x}{\partial x^2} = 0 \quad (\text{I.18})$$

Si on cherche des solutions sous la forme $u_x(x, t) = f(x) \cdot g(t)$, c'est à dire en séparant fonction de forme et fonction temporelle, on peut écrire deux équations à une inconnue, couplées par une constante k.

$$f(x) = f_0 \sin(kx + \phi_x)$$

$$g(t) = g_0 \sin(\omega t + \phi_t)$$

$$\text{avec } k^2 = \frac{\omega^2}{c^2} \text{ et } c^2 = \frac{E}{\rho}$$

ϕ_t est déterminé avec les conditions initiales, ϕ_x et k sont déterminés à l'aide des conditions aux limites.

Par exemple, pour une poutre de longueur L sur 2 appuis dont les déplacements axiaux sont

On utilise plus souvent le spectre en accélération comme sur la figure I.28, qui indique l'accélération maximum de la structure en fonction de la période. Ceci permet de déterminer les efforts de dimensionnement en connaissant la période ou la fréquence de la structure et en multipliant la pseudo accélération par la masse de la structure.

$$F = -M \cdot \gamma_{max}$$

On peut alors traiter le chargement sismique comme les chargements statiques.

bloqués, $\phi_x = 0$, $kL = n\pi$ et $\omega = \frac{E}{\rho} \left(\frac{n\pi}{L}\right)^2$. Les déformées modales sont donc de la forme :

$$f_n(x) = \sin\left(\frac{n\pi x}{L}\right) \quad (\text{I.19})$$

Pour **un système à n ddl**, on utilise exactement la même démarche : résolution de l'équation sans second membre

$$[M] \{\ddot{u}_i\} + [K] \{u_i\} = 0 \quad (\text{I.20})$$

en recherchant des solutions découplées en temps et espace, de la forme :

$$\{u_i\} = \{\Phi_i(X)\} \cdot f_i(t) \quad (\text{I.21})$$

L'équation différentielle en temps $\ddot{f}_i(t) = -\omega_i^2 f_i(t)$ admet pour solution une fonction du type :

$$f_i(t) = (A \sin(\omega_i t) + B \cos(\omega_i t)) \quad (\text{I.22})$$

avec A et B des constantes dépendant des conditions initiales. Le système linéaire n'a pas de second membre et sa résolution revient au problème aux valeurs propres suivant :

$$-\omega_i^2 [M] \{\Phi_i(X)\} + [K] \{\Phi_i(X)\} = 0 \quad (\text{I.23})$$

Les ω_i sont appelées **pulsations propres** et $\Phi_i(X)$ les **vecteurs propres**. L'ensemble constitue les **modes propres**. Les vecteurs propres sont orthogonaux entre eux pour les produits scalaires avec la matrice de raideur et la matrice de masse. Ceci n'est vrai que si l'on fait l'hypothèse d'un amortissement nul. Dans le cas des bâtiments, où l'amortissement doit être pris en compte, il est cependant suffisamment faible pour que l'on puisse faire cette approximation. Notons qu'en présence d'amortissement la matrice de raideur n'est pas symétrique. Les modes propres sont alors être complexes.

Le calcul des modes propres peut s'avérer très coûteux suivant les méthodes utilisées et le nombre de modes calculés. Notons juste que la méthode la plus utilisée est celle de Raleigh, que l'on généralise pour aboutir au processus suivant :

- On choisit un vecteur initial x_1
- On résout $Kx_{i+1} = Mx_i$
- On vérifie que $|x_{i+1} - x_i| < \epsilon$. Si ce n'est pas le cas, on change de vecteur initial.
- $\phi = x_{i+1}$ et $\omega^2 = \frac{\langle \Phi, K\Phi \rangle}{\langle \Phi, M\Phi \rangle}$

b Recombinaison modale

Nous n'entrerons pas dans le détail ici, de même que nous ne sommes pas entrés dans les détails du calcul des modes. Lorsqu'une base de modes propres, réduite ou non, a été calculée, de façon exacte ou approchée avec la méthode de Rayleigh, l'équation de la dynamique peut être résolue en projetant sur cette base réduite.

On part donc à chaque instant d'un système à n ddl, pour se ramener à une somme de n systèmes à 1 ddl en projetant le chargement sur chacun des modes. Ceci permet de réduire considérablement la difficulté du problème. Les évolutions temporelles des déformations et efforts internes peuvent aussi être déterminées en calculant les gradients spatiaux nécessaires et en utilisant les lois de comportement matérielles nécessaires.

Notons que les spectres d'oscillateur utilisés en séisme donnent les valeurs extrêmes (en déplacement par exemple) ou les efforts statiques. Or les données utiles au dimensionnement

sont généralement les valeurs extrêmes des efforts internes, contraintes ou déplacements, ce qui limite les calculs. En présence de plusieurs modes, il faut donc cumuler les effets de chacun des modes. Plusieurs règles de cumul existent (SRSS, CQC, ...). Une des plus simples est le cumul quadratique simple (Square Root of the Sums of the Squares) utilisable lorsque les modes ont des fréquences suffisamment distinctes.

Pour des exemples aussi simple qu'un pendule à un ou quelques degrés de libertés, il est possible de résoudre analytiquement avec les méthodes exposées plus haut le problème du dimensionnement de la structure représentée. Mais pour un bâtiment réel, à plusieurs milliers de degrés de liberté, il est nécessaire de s'appuyer sur des logiciels de calculs résolvant les équations différentielles de la dynamique et de l'élasto-plasticité. Ces logiciels sont en général appuyés sur une technique de maillage, modélisation de la structure discrétisée. Nous avons utilisé pour ce travail le logiciel Cast3M développé au CEA. Vous pouvez trouver en annexe un exemple de calcul sur un pendule à 2 ddl. Il est traité en analytique puis avec Cast3M, ce qui permet de comprendre l'architecture des fichiers et la démarche à suivre. On présente ensuite une comparaison des résultats.

I.3 Problèmes spécifiques aux Monuments Historiques

L'essence même de ces monuments exceptionnels rend toute intervention sur leur structure beaucoup plus complexe qu'une intervention du même ordre mais sur du bâti récent voire encore même dans les cartons. Les contraintes sont de plusieurs ordres.

I.3.1 Volonté de conservation : les Chartes Internationales

Une fois établi qu'il est capital de constituer un patrimoine, reste la difficile question du choix et de la conservation des bâtiment ou objets qui le constitueront. On peut identifier un certain nombre de critères qui forment un corpus de valeurs identifiées au fil du temps.

- *valeur vénale* : l'objet n'ayant pas ou plus d'usage, sa valeur dépend de la qualité de ses matériaux, de leur mise en œuvre, mais aussi des rapports entre l'offre et la demande : l'offre est en diminution constante, alors que la demande dépend de la valeur scientifique et de communication.
- *valeur scientifique* : l'objet est devenu un sujet d'études, classé dans une collection.
- *valeur de communication* : communication artistique, quand elle permet d'édicter les lois d'un genre ou de le définir ; communication politique ou communication sociale.

On voit que les conventions sont nombreuses, mais là n'est pas la difficulté la plus grande. Comment définir et imposer des règles à la conservation du patrimoine sélectionné ? Dès le premier *Congrès international des architectes et techniciens des monuments historiques* qui s'est tenu à Paris en 1957, la diversité des méthodes et des conceptions qui avait présidé aux énormes travaux de restauration du patrimoine monumental endommagé pendant la deuxième guerre mondiale a montré l'urgence d'une confrontation des doctrines et des opinions et, si possible, l'émergence de quelques principes fondamentaux communs. La Charte de Venise fut adoptée en 1964 avec facilité par une assemblée, composée de spécialistes et de délégués de près de 80 pays. En effet d'une part les techniques de conservation et de restauration faisaient des progrès et, de ce fait, requéraient des spécialistes, d'autre part le progrès technique lui même constituait une nouvelle menace pour tous les monuments. Les principes de la **Charte de Venise**, dont on peut lire le texte en annexe I, peuvent se résumer en cinq points.

- *Concept de Monument Historique* : le concept de Monument historique est considérablement élargi tant en ce qui concerne l'édifice isolé que les ensembles par rapport aux travaux antérieurs (Charte d'Athènes de 1933).
- *Conservation* : un monument doit être utilisé afin d'en assurer sa conservation, mais sans altération. Ses abords doivent être protégés. Il ne doit pas être déplacé ni privé de ses décorations (sauf cas extrême).
- *Restauration* : elle ne doit être entreprise que par nécessité. Pas de reconstruction, on doit respecter la structure et l'authenticité des matériaux. Tout élément nouveau doit être reconnaissable. Quand les techniques traditionnelles sont inadéquates on peut avoir recours à des techniques modernes éprouvées. Les apports valables de toutes les époques doivent être respectés. Aucune falsification ne doit être tolérée pour remplacer les parties manquantes.
- *Archéologie* : les fouilles ne doivent être effectuées que par des professionnels. L'aménagement des sites archéologiques ne doit pas altérer le monument pour en faciliter la compréhension.
- *Documentation et publication* : toute intervention doit être accompagnée d'une documentation fournie et déposée dans des archives publiques.

Notons qu'on lui a souvent attribué une valeur presque dogmatique, or peut-on vraiment parler de dogmes en matière de sauvegarde du patrimoine culturel ? Tout d'abord parce que la Charte n'est autre chose que l'expression d'une position bien précise sur l'attitude de la culture face à son patrimoine et que la culture est en état d'évolution constante. Ensuite parce que la culture concernée par la Charte est fondamentalement la culture occidentale. Enfin parce que la Charte est insuffisamment nuancée et très incomplète. Reportez-vous, pour vous en convaincre, au chapitre consacré aux sites monumentaux réduit à un seul article ! Par contre, elle a l'avantage de la clarté et de la brièveté et, de ce fait, est compréhensible et convaincante. Elle pose les principes de compatibilité, réversibilité et lisibilité qui doivent guider le travail de toute personne amenée à œuvrer sur du patrimoine.

I.3.2 Stratégies et pratiques innovantes pour le confortement

Le risque sismique est lié à la fois à la *demande* de l'action sismique (aléa) et à la *capacité* de la structure (vulnérabilité). Dans le cas où l'analyse de vulnérabilité aurait mis en avant la nécessité d'un confortement, deux axes sont possibles :

- soit une action permettant une *réduction de la demande* = réduire le niveau des charges sismiques auxquelles l'ouvrage pourrait être exposé. La sollicitation sismique se développe dans l'ouvrage par l'application d'une accélération en base de la structure, et son effet dépend de la distribution des masses dans la structure. La réduction de la demande passe donc par une modification de ces facteurs. La vulnérabilité aux séismes d'un ouvrage diminue avec la baisse des charges sismiques auxquelles il est susceptible d'être exposé. Ces charges dépendent de sa masse et des accélérations qu'il subit. Les deux grandeurs peuvent être minimisées, mais réduire la demande reste une opération délicate et coûteuse dans le cadre de la réhabilitation d'un ouvrage, particulièrement sur un monument classé.
- soit un renforcement de la structure permettant un *accroissement de sa capacité* pour améliorer le niveau de performances de l'ouvrage. C'est majoritairement l'alternative la plus aisée. Dans cette optique, l'intégration de nouveaux éléments structuraux et/ou le renforcement des éléments en place sont largement pratiqués.

Ces approches peuvent être adoptées simultanément ; en outre, certaines stratégies comme l'accroissement de la dissipativité, agissent sur les deux tableaux. Notons tout de même que ces solutions, quand elles sont intégrées à un bâti existant dont on veut préserver les qualités structurelles et spatiales, doivent respecter les chartes de conservations du patrimoine. Réversibilité, lisibilité et compatibilité seront nécessaires, ce qui sera difficile dans bien des cas et demandera des études poussées. Or le choix du type de renforcement a en général une incidence non négligeable sur l'architecture de l'ouvrage.

Nous présentons maintenant quelques techniques innovantes de confortement, étudiées spécialement pour répondre aux exigences propres aux Monuments Historiques. Le développement de techniques parasismiques innovantes, applicables aux monuments historiques, a pris son essor en 1996 avec le travail d'une commission européenne : ISTECH Project (Development of Innovative Techniques for the Improvement of Stability of Cultural Heritage, in particular Seismic Protection), consacré à la protection du patrimoine culturel liée à la détérioration environnementale. L'Union européenne a contribué au projet non seulement en soutenant financièrement la recherche et le développement, mais aussi grâce à des travaux menés par le « *Laboratoire européen pour l'évaluation des structures* » du Centre Commun de Recherche-ELSA, [ELS]), qui a entrepris les tests de caractérisation matérielle et a contrôlé l'efficacité des systèmes proposés par des tests à grande échelle.

Prenons pour exemples trois solutions développées - matériaux innovants, techniques adaptées du génie civil - qui ont été utilisées ces 10 dernières années sur le terrain, après de nombreux essais en laboratoire.

a Isolation sismique

L'isolation sismique de la base est un concept simple remontant au début du 20ème siècle. Cependant, les premières applications modernes dans le monde n'ont été réalisées que dans les années 80.

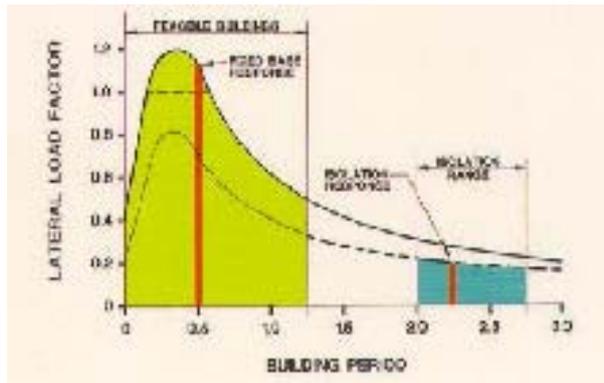


Fig. I.29 – Principe de l'isolation sismique des bâtiments : déplacement des périodes propres

conséquent, les forces d'inertie transmises aux éléments de fondations sont limitées et demeurent en deçà de la capacité élastique de tels éléments. Les dommages subis par la structure et les fondations sont donc limités, la fonctionnalité de la structure préservée.

L'idée est de réduire les effets exercés par le séisme sur la structure pour lui conférer, ainsi qu'à son contenu, un haut degré de protection. On cherche donc à dissocier le mouvement du sol du mouvement de la structure. Les forces sismiques exercées sur la structure isolée sont typiquement de l'ordre de 3 à 10 fois plus petites que la demande en force sur la structure non isolée. L'isolateur capte les déformations (inélastiques) et filtre les accélérations (hautes fréquences), comme on peut le voir sur le figure I.29, de sorte que la superstructure isolée se déplace essentiellement selon un mode rigide subissant de faibles accélérations et presque pas de déformations. Par

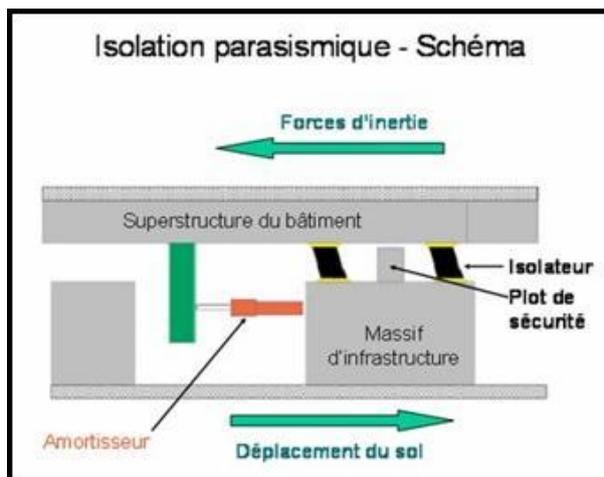


Fig. I.30 – Schéma du principe de fonctionnement des isolateurs sismiques pour les bâtiments

Le schéma de principe du montage d'un isolateur est visible sur la figure I.30. Si on réussit à augmenter la période naturelle de la structure pour l'éloigner de la période des principaux composants harmoniques des actions sismiques, il n'y a pas de phénomène de résonance. L'énergie stockée diminue et les accélérations subies par la structure, par conséquent les forces d'inertie, sont nettement réduites. Dans ce cas c'est l'isolateur qui subit l'essentiel des mouvements. Si ceux-ci deviennent trop importants, il faut intégrer des unités d'isolation ou un dispositif parallèle et externe de dissipation d'énergie (amortisseurs) pour les contrôler et concilier efficacement la réduction de la force et l'accroissement du déplacement.

b Systèmes en alliage à mémoire de forme



Fig. I.31 – Confortement traditionnel : clé et tirant métalliques

La technique traditionnelle la plus commune de confortement sismique est d'introduire des renforcements localisés, habituellement des câbles ou des barres métalliques comme illustré sur la figure I.31. Ceci augmente la capacité générale de la structure à travailler comme un tout en créant des liens entre des éléments discontinus et en leur conférant une ductilité accrue. Mais ceci n'empêche pas les effondrements (les efforts deviennent trop élevés ponctuellement sous séismes, les renforts empêchent tout mouvement, les déformations sont irréversibles...) Les techniques intégrant des AMF semblent éviter tous ces inconvénients.

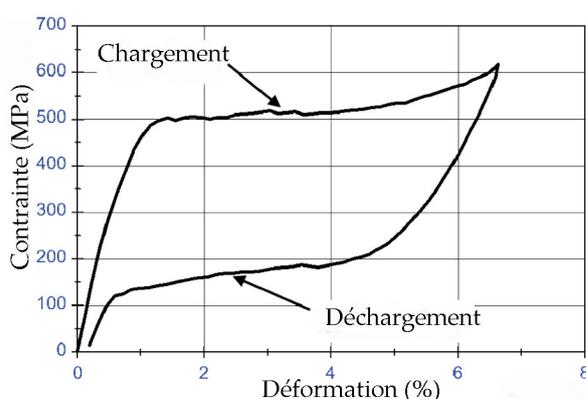


Fig. I.32 – Test de chargement/déchargement d'une barre d'AMF à température constante : superélasticité et mémoire de forme

On peut voir sur la figure I.32 qu'un échantillon d'un tel alliage, déformé de façon apparemment plastique, peut récupérer intégralement sa forme initiale, c'est l'**effet mémoire de forme**. Cette déformation peut atteindre 8 à 10% en traction soit plus de 10 fois la déformation réversible (élastique) d'un métal ordinaire. Ce phénomène est appelé **superélasticité**, il est associé à une transformation structurale de type martensitique réversible. Celle-ci se produit sous l'effet d'une contrainte ou d'un changement de température. Le retour aux conditions initiales provoque la transformation inverse et donc la récupération de la forme initiale.

L'utilisation des AMF pour résoudre des problèmes d'amortissement mécanique présente plusieurs avantages :

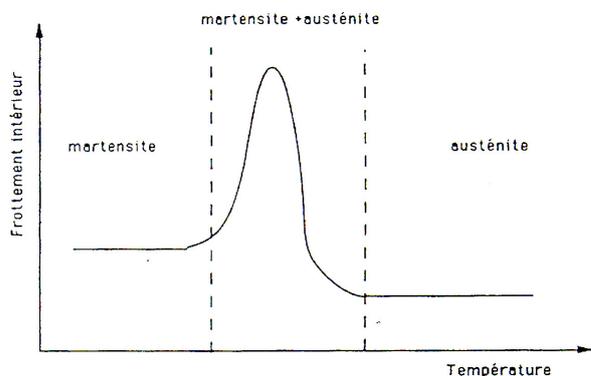


Fig. I.33 – Frottement interne d'un AMF en fonction de la température ou de la contrainte imposée

- par rapport aux métaux ou polymères, les AMF présentent simultanément un frottement intérieur élevé, comparable à celui de certains polymères et une rigidité importante, comparable à celle de certains métaux.
- le frottement interne dépend de l'état structural du matériau. On peut donc, par une simple variation de température ou de contraintes puisque leurs effets sont semblables, obtenir pour une même structure mécanique un fort amortissement dans l'état martensitique, un faible amortissement dans l'état austénitique et l'amortissement le plus élevé lors de l'accumulation de contraintes, c'est-à-dire pendant le séisme. C'est ce qui est illustré sur la figure I.33.

Actuellement dans le bâti ancien on utilise deux systèmes :

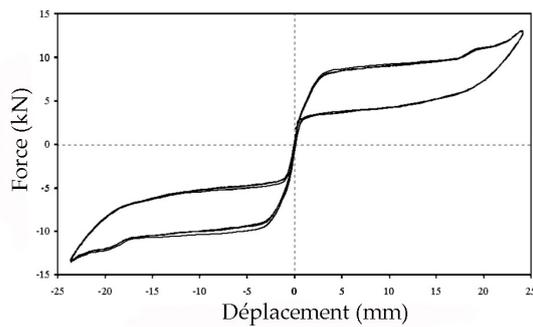


Fig. I.34 – Traction compression d'un système auto-balançé à plateau simple

- *Système auto-balançé à plateau simple* : Il est basé sur l'usage d'un barreau d'alliage travaillant en compression comme en traction. Il ne s'active que quand il est soumis à des actions dynamiques engendrant un chargement plus important que la « force initiale » pour laquelle il est conçu. Son comportement est symétrique, que les déplacements soient positifs ou négatifs, ce qu'on peut voir sur la figure I.34, et très stable, quel que soit le nombre de cycles.

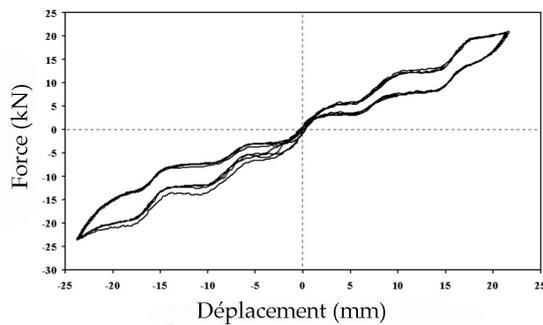


Fig. I.35 – Traction compression d'un système auto-balançé à plateaux multiples

- *Système auto-balançé à plateaux multiples* : C'est une combinaison de plusieurs systèmes simples en série. Il permet de travailler à des niveaux de force croissants dus à des intensités de séismes différentes. De plus sa conception optimum et donc ses performances dépendent moins de la résistance à la traction de la maçonnerie que le système à simple plateau. Les risques engendrés par une sur- ou sous-estimation de la résistance à la traction de la maçonnerie peuvent être évités ou sensiblement diminués.

En effet il est possible de sélectionner autant de niveaux de forces donc de déplacements correspondants que de barres dans le système, pour prendre en compte une large gamme de propriétés mécaniques de la maçonnerie donc optimiser le système. Son comportement est illustré sur la figure I.35. Chaque barre travaille pour un type de niveau de forces et est « relayée » par la suivante quand elle quitte sa « période optimum », c'est à dire sa phase de transformation d'austenite en martensite. Grâce à leur superélasticité, ces systèmes en AMF peuvent aussi être utilisés pour recentrer et remettre d'aplomb un bâtiment qui s'est déplacé de sa base durant le séisme.



Fig. I.36 – Les systèmes à base d'AMF utilisés sur la Basilique Saint François d'Assise

On a sélectionné pour les monuments historiques des AMF composés de titane et de nickel (NiTi, voir figure I.36) qui ont une très bonne résistance à la corrosion. Ceci permet non seulement d'avoir des systèmes avec une longue durée de vie, mais aussi d'éviter la détérioration (corrosion, coulures. . .) des monuments traités. Les matériaux en présence sont compatibles. Notons que ces systèmes structuraux de connection respectent aussi les critères de réversibilité et de lisibilité de la charte de Venise. Lisibilité car, sans forcément les mettre en évidence, leur nature est visiblement différente de celle du monument à protéger. Réversibilité car leur retrait est assez simple à effectuer : on ne détruit rien de la structure existante.

c Transmetteurs de Chocs Sismiques (TCS)

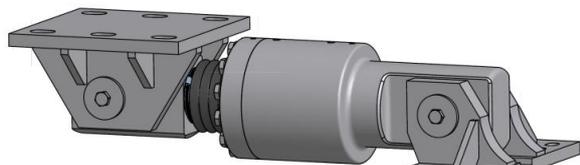


Fig. I.37 – Exemple d’un Transmetteur de Chocs Sismiques sur le pont Bd Henri Bourrassa à Québec - *Products Technology Inc. LCL Ponts*

Le Transmetteur de Chocs sismiques (TCS, voir figure I.37) est le système le plus couramment utilisé et le plus expérimenté in situ sur des monuments historiques à l’heure actuelle, à ne pas confondre avec les amortisseurs hydrauliques (voir figure I.30).

Le premier mode d’action est basé sur les capacités dissipatives du système. L’idée est de dissiper une part importante de l’énergie du séisme dans des zones prédéfinies de la structure, celles où l’on s’attend à d’importants déplacements relatifs durant un séisme. Les appa-

reils de dissipation eux-mêmes concentrent la plus grande partie de cette absorption d’énergie pour la gamme de séismes les plus courants, préservant les autres éléments structuraux de dommages inélastiques majeurs. D’autre part, ils permettent de découpler les différentes parties de la structure, ce qui réduit les masses modales.

Avec cette méthode, la structure historique conserve donc ses appuis conventionnels, ses fondations sont fixes. Quand ils sont utilisés sur des monuments historiques, une attention particulière est apportée au choix des matériaux. Les connections des éléments à la structure historique doivent être pensées pour respecter les critères de réversibilité (remplacement voire suppression aisés) et de compatibilité (pas de dommages à la structure initiale)

On voit donc que les capacités techniques à notre disposition pour entretenir, protéger et réhabiliter les bâtiments anciens, classés ou non, sont de plus en plus vastes. La sauvegarde du Patrimoine n’est donc pas une discipline figée, mais bien un domaine où la pratique du terrain, les savoirs anciens et la recherche doivent et peuvent travailler de concert pour un résultat de plus en plus satisfaisant.

I.3.3 Connaissance de l’état réel du bâtiment

Une conception parasismique doit nécessairement passer par la connaissance approfondie de la structure à traiter : type et qualité des fondations, nature des sols, fonctionnement de la superstructure etc. Cela est très difficile sur de l’existant, car il faut réaliser des sondages et car toutes les données ne sont pas disponibles. Ce problème est amplifié quand on intervient sur des monuments historiques : d’une part les sondages destructifs sont impossibles, d’autre part il s’agit souvent de techniques de constructions anciennes et mal maîtrisées de nos jours, voire de mises en œuvre dans un état qui rend toute étude difficile. Pensons à la cathédrale de Troyes, durement ébranlée quand on a voulu en étudier le système de fondation. Fondée sur une forêt de pilotis baignés par la Seine, ceux-ci ont mal supporté l’assèchement du sol nécessaire aux études, provoquant des affaissements différentiels de la superstructure que l’on souhaitait restaurer. Les dommages dus aux études préalables sont parfois irréversibles. Les caractéristiques structurelles réelles des monuments anciens sont donc très difficiles à évaluer. Le schéma statique de départ n’est plus de mise dans la plupart des cas au moment de la réhabilitation.

Pourtant, il est absolument capital, pour proposer un diagnostic pertinent du bâtiment, de pouvoir répondre à un certain nombre de questions, notamment sur les points suivants.

a Géométrie

Les Monuments historiques sont très souvent des structures à la géométrie très complexe, surtout comparé aux bâtiments modernes. Ils combinent la plupart du temps des éléments rectilignes et des éléments courbes. De même ils mélangent des éléments courbes à une dimension comme des arches ou des arcs boutants, deux dimensions comme des voûtes ou des dômes et trois dimensions comme les différents remplissages, les pendentifs etc. De même, on y trouve des structures élancées côtoyant des éléments massifs : piliers, contrefort, fondations. . .

Cette complexité, une fois appréhendée correctement, est toutefois de plus en plus facile à représenter numériquement grâce aux progrès des différents logiciels.

b Morphologie

La description de la morphologie interne de chaque élément et de la façon dont ils sont connectés entre eux est un problème plus ardu.

D'une part les éléments structuraux sont souvent non homogènes et présentent des structures internes complexes : décomposition en plusieurs couches, présence de nombreux trous, insertions de pièces métalliques. . .

D'autre part les zones de connections sont des zones critiques, où les particularités géométriques et morphologiques se combinent, ce qui engendre des phénomènes de résistance et de transfert de forces spécifiques : problème de contact, friction, chargement excentré. . .

Toutes ces spécificités sont très difficiles à appréhender correctement, même par des tests adaptés comme nous en présenterons plus loin. De plus, les prendre toutes en compte pour les modéliser numériquement est toute façon très coûteux d'un point de vue modèle, et inenvisageable manuellement.

c Actions

La résistance des structures historiques à été amoindrie - et continue parfois à l'être - par des facteurs extrêmement variés comme leur poids propre sur le très long terme, un mauvais entretien, une restauration antérieure désastreuse, des extensions, des travaux dans les environs qui ont ébranlé les fondations, des attaques chimiques des matériaux de la maçonnerie à cause de la pollution atmosphérique, des vibrations de la circulation routière etc. Ils ont été endommagés au cours de leur vie, voire fragilisés par des séismes antérieurs dans les cas qui nous intéressent.

Il est important de prendre conscience de l'effet de la durée : il faut définir ces actions sur le long terme, à une échelle historique. Ces actions peuvent être cycliques et répétitives, augmenter graduellement, ou être ponctuelles. Dans tous les cas, prises sur le long terme il peut en résulter des effets beaucoup plus significatif que l'effet initial.

d Dommages et altérations

Il faut modéliser les dommages et altérations, qui affectent vraiment la capacité de la structure. Prendre en compte les caractéristiques actuelles d'une structure existante permet d'être le plus réaliste possible et donc d'améliorer la pertinence des prédictions en termes de performances et de capacités. Ceci inclut les fissures aussi bien que les dégradations physiques ou chimiques du matériau lui-même.

e Histoire

L'histoire du bâtiment est une de ses dimensions essentielle et doit à ce titre être prise en considération. Procédés de construction, modifications architecturales postérieures à la construc-

tion, destructions, catastrophes naturelles comme des séismes ou des inondations sont autant de phénomènes liés à l'histoire du monument qu'il faut prendre en compte comme des éléments ayant influencé sa réponse structurelle.

De plus l'histoire peut être une source de connaissances. Une performance historique avérée du monument peut valider des hypothèses du modèle, voire remplacer des données structurelles manquantes. Par exemple, lors de tel séisme passé bien connu, le bâtiment a-t-il résisté? De quelle façon? Dans l'histoire du bâtiment il est ainsi possible de trouver des expériences en temps réel et à l'échelle un.

I.3.4 Les campagnes de tests pour qualifier les matériaux : **Tests non destructifs et tests peu invasifs pour la maçonnerie**

Dernier élément, et non le moindre, à connaître de façon la plus optimale possible : le matériau. S'il existe différentes méthodes pour modéliser le comportement des monuments historiques, le comportement de ceux construits en maçonnerie est encore mal pris en compte par ces modèles, même les plus compliqués, faute de véritables retours observés sur le terrain. Le manque de renseignement sur la maçonnerie est aussi dû au respect imposé du monument et de ses matériaux. On souhaite donc pouvoir, en plus de toutes les données évoquées plus haut - données géométrales telles que plans et coupes, représentation du système structurel, détails de construction, chronologie des confortements, descriptions détaillées des dommages, interprétation mécanique du processus d'endommagement ou d'effondrement - collecter des données sur la maçonnerie. Celle-ci est étudiée et classée selon sa composition interne, ses caractéristiques de construction (épaisseur) et les caractéristiques chimiques, physiques et mécaniques de ses composants.

Toutes ces informations sont collectées grâce à des campagnes d'expérimentation sur le terrain puis en laboratoire. Or pour les bâtiments de grande importance patrimoniale, même s'ils sont par ailleurs endommagés par des séismes ou tout autre phénomène, on souhaite certes obtenir une bonne connaissance du bâti et de son état réel, mais aussi éviter des dégâts liés à des techniques trop invasives. On utilise donc des techniques non ou peu destructives afin d'éviter toute détérioration du bâtiment. Elles doivent bien sûr se combiner avec une inspection visuelle permettant une description morphologique et géométrique de la structure ainsi qu'un diagnostic architectural.

Ces études très précises doivent conduire à la constitution d'un catalogue toujours plus des principaux mécanismes de rupture. Cela permet de construire des modèles pour interpréter les dommages observés, les réparations d'urgence et prévoir les modes de dommages futurs. Les données et observations collectées sont aussi utilisées pour être capable de calibrer le modèle numérique afin de juger de l'efficacité réelle des techniques de confortement (les « nouvelles » et les « traditionnelles ») et d'en proposer de nouvelles, les plus adaptées possibles à la réalité structurelle de l'édifice.

a Tests non destructifs

Le suivi topographique

Le suivi topographique permet de suivre les variations spatiales de repères placés sur l'ouvrage par rapport à des points fixes. Il est ainsi possible d'obtenir les nivellements verticaux et les déplacements dans le plan. Le suivi topographique se fait à l'aide de nivellement vertical et de cibles optiques. On peut donc procéder à un suivi d'ensemble des mouvements de l'ouvrage et un suivi précis de points particuliers. Régulièrement, des cibles sont installées dans les

massifs proches des ouvrages pour s'assurer de la stabilité des environs. Notons que les suivis topographiques ont une précision millimétrique.

Instrumentation

L'instrumentation des ouvrages permet un suivi en continu de l'évolution de certaines dégradations de la structure. Trois types de matériels sont en général utilisés pour ce genre de suivi :

- *Les inclinomètres* permettent de vérifier les mouvements des sols environnants.
- *Les piézomètres* offrent la possibilité de relever les niveaux d'eau dans les abords de l'ouvrage considéré. Ces deux instruments sont souvent employés ensemble afin de caractériser le sol environnant et les interactions possibles sol/structure.
- *Les fissuromètres*, comme leur nom l'indique, sont des instruments permettant de caractériser l'ouverture des fissures. Au fil du temps, la technologie a évolué. Les témoins en plâtre initiaux permettaient de confirmer le mouvement par leur rupture, mais sans donner l'ampleur du mouvement. Ensuite, l'utilisation de réglette, ou de pointe, fixée en travers d'une fissure a permis de relever occasionnellement l'ouverture de la fissure.



Fig. I.38 – Couplage de fissuromètres pour un suivi tri-dimensionnel

Un fissuromètre électronique, relié à une station de stockage de données, permet d'obtenir les variations en continu.

Le couplage de plusieurs fissuromètres électroniques permet un suivi des trois facteurs caractérisant une fissure : l'ouverture, le désaffleurement et le rejet, comme on peut le voir sur la figure I.38. A noter que les cordes optiques sont également employées dans certains cas mais leur coût important limite considérablement leur utilisation.

Tests de mesure de la propagation d'une impulsion sonore et ultra-sonore

Ils sont basés sur la génération d'ondes sonores puis l'étude de leur propagation dans la structure du bâtiment étudié. L'onde est créée par un transmetteur (marteau) et collectée par un receveur (accéléromètre piézométrique). Ces tests permettent de qualifier la maçonnerie grâce à l'étude de la morphologie d'une section de mur. En effet connaissant l'épaisseur de l'élément étudié et la durée de la propagation, on peut calculer la vitesse de propagation. Or les ondes se propageant plus vite dans les matériaux de grande densité, plus les vides sont nombreux dans un pan de mur plus elles mettront de temps à le traverser. On peut donc obtenir des informations la qualité et la densité de l'élément structurel, notamment sa composition, son homogénéité, la présence de vides et l'existence de fissures.

Pour les matériaux homogènes isotropes à densité constante, la relation liant la vitesse, la densité et le module d'élasticité est la suivante :

$$\nu = \sqrt{E/\rho} \text{ avec,}$$

ν : vitesse de l'onde sonore.

E : module d'Young.

ρ : densité du matériau.

Mais la maçonnerie n'est ni homogène, ni isotrope ni de densité constante, donc la relation ci-dessus ne peut pas être utilisée de façon exacte. Ces tests sont donc surtout utiles pour comparer différentes zones d'un même bâtiment pour :

- Déterminer les zones de faiblesse où les vides sont plus nombreux
- Détecter les zones de changement de matériaux
- Avoir une fourchette de valeurs pour les caractéristiques mécaniques à utiliser pour la maçonnerie de ce bâtiment.

Ces tests sont aussi très utiles avant et après des essais d'injection de mortier, afin d'en quantifier l'efficacité. Ils peuvent alors démontrer l'efficacité du procédé de consolidation s'ils montrent une augmentation significative de la rapidité de propagation des ondes. On peut aussi comparer les résultats de différentes injections afin de déterminer la meilleure composition, c'est-à-dire celle qui permettra la diminution la plus importante des vides et des discontinuités. C'est ce qui a été fait par exemple lors de la campagne d'études du château Marchesale par l'équipe du professeur Indirli de l'ENEA, afin de déterminer les mortier les plus efficaces. Pour plus de précision, on pourra se reporter à [ICC⁺06].

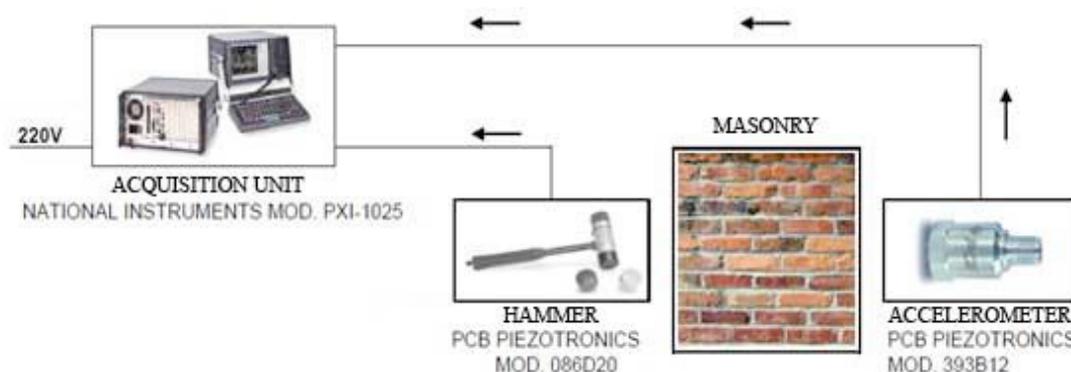


Fig. I.39 – Schéma de principe du montage pour les tests de propagation d'onde sonore ; [Pap11]

Pour procéder à ce test, on utilise un marteau et des accéléromètres, tous connectés à un amplificateur de signal et un convertisseur analogique-numérique. Les impulsions sonores imposées au matériau sont dans la gamme de fréquences d'un son mécanique, soit entre 20~20000Hz. Les données sont centralisées par un ordinateur qui, avec un logiciel approprié, permet d'enregistrer en parallèle le marteau et la réception, comme on peut le voir sur la figure I.39.

On peut procéder à ces tests de plusieurs façons, qui correspondent à différentes configurations de l'émetteur et du capteur, comme représenté dans la figure I.40. Les points verts représentent le marteau, les jaunes les accéléromètres.

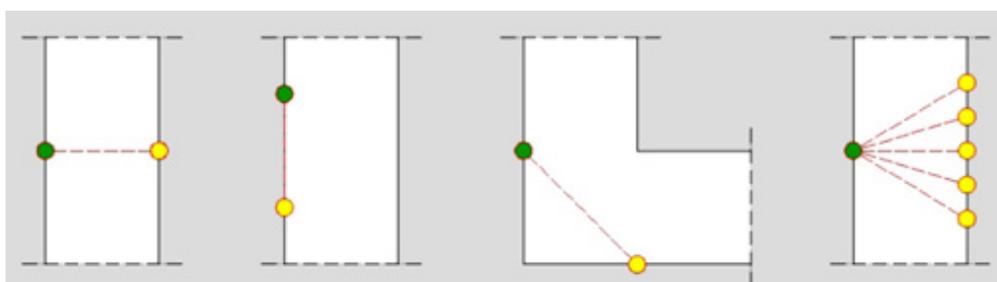


Fig. I.40 – Différentes configurations de tests de vitesses de propagation : a) directe, b) indirecte, c) superficielle, d) radiale ; [D1104]

(a) *méthode directe* : Le marteau et les accéléromètres sont placés de part et d'autre du mur dont on veut analyser la maçonnerie. Les ondes le traversent donc dans toute son épaisseur. Cela permet de déterminer sa consistance et sa qualité.

(b) *méthode superficielle* : Émetteur et récepteur sont positionnés sur 2 pans de mur adjacents, de part et d'autre d'un angle.

(c) *méthode radiale* : On positionne les outils sur la même face du mur. Cela permet d'acquérir des données spécifiquement sur la couche superficielle du mur, ce qui est très utile dans le cas de murs multi-couches. On peut déterminer la profondeur des fissures, la consistance et la raideur de cette couche. Mais cette technique ne permet pas d'acquérir de données pour les couches internes car les ondes ne pénètrent pas suffisamment.

(d) *méthode de tomographie sonore* : Cette méthode est beaucoup plus complète que les précédentes puisqu'elle permet de reconstruire un modèle en 3D de la vitesse de propagation dans un mur ou une colonne par exemple.

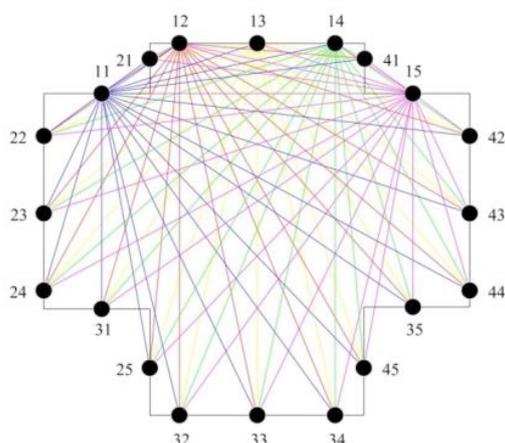


Fig. I.41 – Tomographie d'un pilier en maçonnerie de l'église San Domenico à l'Aquila, [Pap11]

On peut donc connaître les variations locales de vitesse de propagation et les associer à des zones de faiblesse ou à des trous dans la structure. Cela nécessite de multiplier les émetteurs et les récepteurs pour avoir un « maillage » le plus dense et le plus fiable possible d'onde sonores. La vitesse de chacune d'elles dépend du chemin suivi. Mais cette méthode est aussi beaucoup plus difficile à mettre en œuvre, demande plus de temps et de compétence lors des tests. On peut voir sur la figure I.41 à quel point la mise en œuvre devient complexe quand on veut réellement connaître l'élément en maçonnerie.

À l'issue de ces tests, il est alors possible de classer les différentes maçonneries en fonction des vitesses relevées :

Vitesse de propagation (m.s-1)	Caractéristiques de la maçonnerie
0 - 550	Homogène et uniforme
550 – 900	A peu près uniforme
> 900	Non uniforme, avec des discontinuités et des hétérogénéités

Fig. I.42 – Classement des maçonneries en fonction de la vitesse de propagation des ondes sonores

Analyses thermo-gravimétriques et pétrographiques

Pour évaluer l'état de conservation du mortier (composition, résistance, dégradation), on peut effectuer des analyses thermo-gravimétriques et des pétrographies par microscope polarisant. Il est ainsi possible d'identifier un mortier.

C'est ce qui a été possible de faire lors de la campagne d'investigation menée par M. Indirli au château de Marchesale en Italie ([ICC⁺06]). Ces tests ont permis d'identifier un mortier à la

chaux, assez altéré, à base de sable de rivière et caractérisé par un fort pourcentage d'argile. La découverte de sels de magnésium a aussi permis d'éviter l'utilisation néfaste de mortier à base de ciment lors des confortement et des essais d'amélioration de l'homogénéité de la maçonnerie.

Test au pacomètre

Ce test permet de détecter la présence de pièces métalliques dans des éléments structuraux complexes. Le pacomètre, outil électromagnétique que l'on passe sur la surface à étudier, détecte les différences de propriétés magnétiques entre la maçonnerie et le métal. Ces données sont stockées dans le receveur puis analysées. Ceci permet donc de localiser les éléments métalliques souvent présents dans des structures anciennes : barres de renforcement, crampons en fonte, tiges ou tout autre élément métallique, quelle que soit la maçonnerie. Il fonctionne aussi dans le béton. Il permet aussi d'en déterminer la profondeur, les dimensions comme le diamètre, les sections etc. et de dresser la carte de ces inclusions.

L'étude critique de détails de construction

A défaut de test plus poussés, elle fournit des données importantes sur la qualité des jonctions entre murs porteurs ou entre murs et planchers, notamment pour déterminer s'il s'agit d'appuis simples ou d'encastrement. Elle peut aussi permettre de se prononcer sur la présence ou l'absence de barre métallique et sur la stabilité des arches et des voûtes.

b Tests peu invasifs

Les tests à vérins plats

- Simple

Ce test permet d'évaluer le niveau de contrainte de compression à un endroit d'une maçonnerie. En comparant les résultats en différents points de la structure, il permet d'estimer la consistance et la qualité de la maçonnerie, et à l'échelle du bâtiment de mieux appréhender son comportement et ses pathologies.

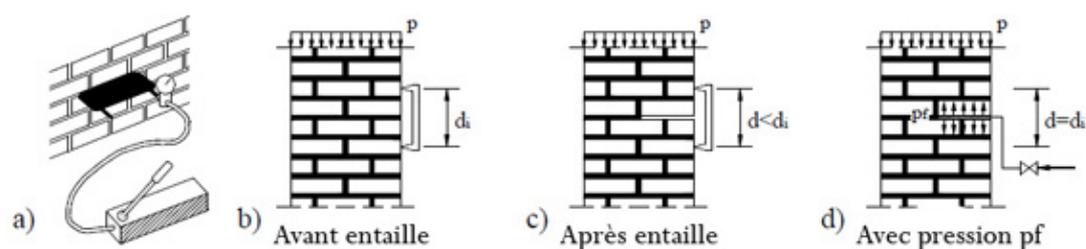


Fig. I.43 – Différentes étapes d'un *flat jack test*, [GL00]

Il est basé à la fois sur la diminution de contrainte provoquée par une coupure perpendiculaire à la surface de l'élément étudié, et sur l'augmentation progressive de contrainte appliquée pour compenser cette diminution initiale (Cf.Fig. I.43). Le niveau de contrainte est déterminé en fonction de l'ouverture de la coupure. Selon [AST], les fentes dans lesquelles sont introduites les fiches pour augmenter la pression doivent être parallèles, à la verticale l'une de l'autre et séparées d'au moins trois rang de maçonnerie si les éléments élémentaires qui la composent mesurent plus de 10 cm d'épaisseur. Les vérins plats sont emballés dans des feuilles métalliques très fines de protection. Jusqu'à ce qu'on retrouve la géométrie initiale, on applique une pression dans la coupure, par incréments d'au maximum 10% de la résistance à la compression finale. Une fois le test fini, on rebouche les coupures avec le mortier adapté.

- Double

Le test à double vérin peut être utilisé pour évaluer les caractéristiques de déformation de la maçonnerie. Grâce à une succession de campagnes très poussées, on possède maintenant des bases de données suffisantes pour pouvoir établir des relations qualitatives entre la valeur du module élastique et la typologie du bâtiment étudié. Il est aussi possible de confronter les résultats obtenus sur chaque structure à cette base de données pour en vérifier la pertinence.



Fig. I.44 – Flat Jack Test sur le cha-teau Marchesale à San Giuliano di Pu-glia, Italie [ICC⁺06]

Pour procéder à ce test, une seconde coupure pa-rallèle à la première est faite à 40 ou 50cm de la première, dans laquelle on insère une seconde fiche. Les deux vérins délimitent donc une portion de ma-çonnerie de taille conséquente, sur laquelle est ap-pliquée une compression uni-axiale, selon la même procédure que pour le test en vérin simple. Le rap-port entre l'augmentation de la pression imposée par le vérin et l'augmentation de la déformation est monitoré. Le test est terminé dès que ce rap-port augmente trop rapidement.

Il est tout de même difficile de délimiter la phase élastique de la maçonnerie et d'en calculer le module élastique. En effet, en cyclant la contrainte, on a accès au module du matériau de base et à ses propriétés de plasticité. Le début de la courbe donne le module réel, sans aucun intérêt quasiment puisque la maçonnerie est un matériau quasi fragile et passe très vite en mode de rupture. [AST], par exemple, propose l'approche suivante pour calculer E. La succession des maximums permet de définir une courbe contraintes/déformations utilisable, traduisant le comportement effectif de la maçonnerie. On peut ainsi retrouver son comportement complexe lors d'une déformation sismique significative réelle.

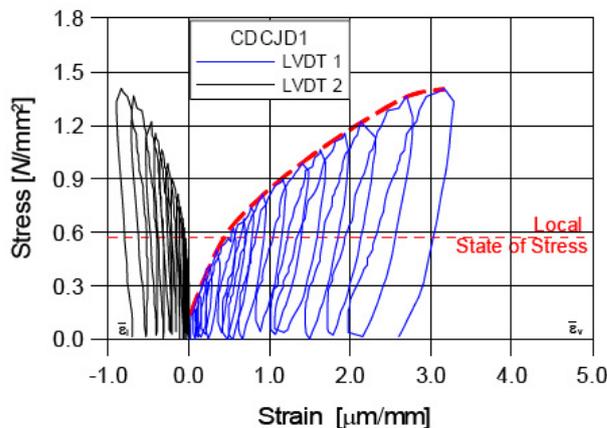


Fig. I.45 – Calcul d'un module tangent d'élasti-cité, en tireté rouge[BCC⁺07]

- Module tangent :

On peut voir sur la figure I.45 un exemple de module tangent pour une maçonnerie. Ce module est le plus simple à calculer et à appréhender. Il représente l'enveloppe extérieure de E tout au long du charge-ment. C'est la pente de la courbe en un point quelconque.

$$E_T = \frac{\delta\sigma_i}{\delta\epsilon_i} \text{ Avec,}$$

$\delta\sigma_i$: incrément de contrainte σ à chaque incrément de chargement

$\delta\epsilon_i$: incrément de déformation ϵ à chaque incrément de chargement.

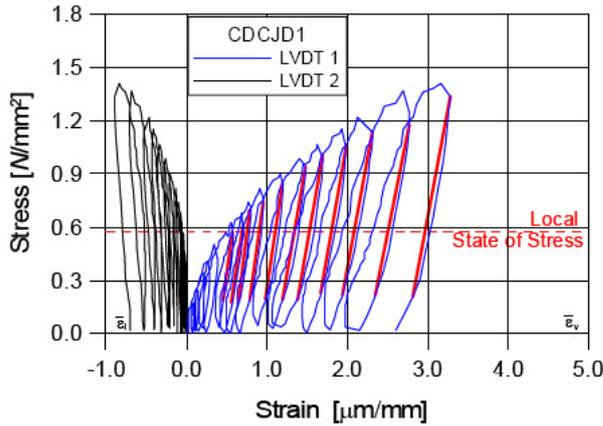


Fig. I.46 – Calcul d’un module tangent d’élasticité, en tireté rouge, [BCC⁺07]

On peut donc enregistrer, que ce soit avec les tests à double ou à simple vérin, les courbes en contrainte/déformation en des points choisis de la maçonnerie. Ceci permet de calculer les différentes caractéristiques de la maçonnerie et de prendre en compte des écarts au sein du bâtiment. Les tests, bien réalisés, doivent normalement conduire à des valeurs qui correspondent aux catalogues, notamment les règles italiennes [dLP09] très complètes. Nous présentons ici comme exemple la catégorie « Muratura in pietra a spacco con buona tessitura » ou maçonnerie de pierre taillée ou fendue avec une bonne texture, qui correspond au bâtiment que nous prendrons comme exemple. Les valeurs retenues pour le module élastiques sont de 1500N/mm^2 à 1980N/mm^2 pour une maçonnerie appareillée.

Masonry typology	f_m	τ_0	E	G	w
	(N/cm ²)	(N/cm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)	(kN/m ³)
Cut-split stone masonry with good texture	Min-Max	Min-Max	Min-Max	Min-Max	
(Muratura in pietra a spacco con buona tessitura)	260	5.6	1500	500	21
	380	7.4	1980	600	

Fig. I.47 – Extrait des règles italiennes, tableau C8A.2.1 [dLP09]

Le test d’arrachement en cisaillement



Fig. I.48 – Test d’arrachement, château Marchesale, San Giuliano di Puglia, Italie [ICC⁺06]

- Module sécant :

Ce module est plus compliqué à calculer que le précédent, et dépend beaucoup plus des choix de l’opérateur. On assimile souvent le module élastique à ce module sécant dans la partie linéaire de la courbe contrainte déformation.

$$E_S = \frac{\sigma_i}{\delta\epsilon_i} \text{ Avec,}$$

σ_i : valeur de contrainte σ atteinte à chaque étape i.

$\delta\epsilon_i$: incrément de déformation ϵ à chaque incrément de chargement.

L'endoscopie vidéo

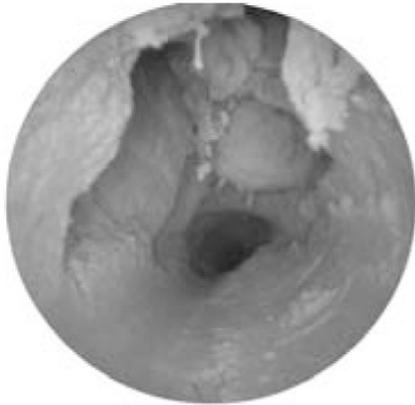


Fig. I.49 – Test par endoscopie vidéo, château Marchesale, San Giuliano di Puglia, Italie [ICC⁺06]

Il s'agit d'insérer une petite caméra dans un trou de 30 à 40 cm fait par une sonde dans les murs de façade et de fondation. Le carottage est fait avec des foreuses équipées d'une pointe diamantée aux points les plus représentatifs des murs. Ceci permet d'obtenir une coupe stratigraphique des murs et de déterminer la qualité des matériaux originaux, comme on peut le voir sur la figure I.49. Mais ce test a ses limites, surtout quand les matériaux extraits montrent un manque de cohésion.

c Tests en laboratoire

Ils sont effectués sur des éprouvettes taillées dans les carottes prélevées sur la structure et ont pour but de déterminer les caractéristiques physico-chimiques et mécaniques des matériaux de la structure étudiée.

Les essais physico-chimiques

- *La mesure de la porosité et de la masse volumique par dessiccation*



Fig. I.50 – Enceinte de saturation en eau pour les mesures de porosité et de masse volumique [Sta11]

La porosité et la masse volumique sont obtenues par des essais de dessiccation suivant la norme [EN07]. Le principe de la méthode consiste à déterminer le volume des vides et le volume apparent de l'échantillon à analyser et en déduire la masse volumique et la porosité. La géométrie des échantillons est sans importance. Les échantillons sont placés dans une enceinte hermétique sous vide illustrée sur la figure I.50.

Le vide est maintenu pendant 24 heures de façon à éliminer l'air contenu dans les pores des éprouvettes. Après ces 24 heures, de l'eau déminéralisée est injectée lentement dans l'enceinte. Le vide et l'eau sont maintenus à nouveau pendant 24 heures. Ensuite, l'enceinte est ramenée à la pression atmosphérique et les éprouvettes sont laissées immergées pendant 24 heures. Enfin, des pesées immergées (dans l'eau) et humides (éprouvettes saturées mais pesées à l'air libre) sont effectuées avant de mettre les échantillons en dessiccation à 105 deg C jusqu'à masse constante. A l'aide de ces pesées, la masse volumique réelle, la masse volumique apparente et la porosité sont calculées. On peut voir sur le tableau de la figure I.51 un exemple des ordres de grandeurs de résultats obtenus par [Sta11].

A partir des résultats de masses volumiques et de porosités, la formule empirique de l'AFNOR par exemple ([AFN73]) permet d'évaluer les résistances théoriques des matériaux.

$$f_c = 12 \times 2^{d^{1.97}} \text{ avec } d \text{ la porosité}$$

	Masse Volumique	Ecart Type	Porosité	Ecart Type
Pierre de parement	2595 kg/m ³	14.1	20.9%	1.1%
Pierre intérieure	2681 kg/m ³	6.0	0.8%	0.2%
Mortier	1931 kg/m ³	34.5	25.3%	2.1%

Fig. I.51 – Extrait des règles italiennes, tableau C8A.2.1 [dLP09]

Ces valeurs doivent être confirmées avec les tests en compression effectués in situ comme décrit plus haut.

- Détermination de la composition des matériaux

Un premier test simple permet de savoir si les pierres sont constituées de calcaire ou de quartz : si une vitre peut être rayée par un échantillon de la pierre, celle-ci est constituée de quartz. Sinon, la présence de quartz n'est pas certaine.

Pour confirmer que des pierres sont calcaires, on fait tomber quelques gouttes d'acide sur l'échantillon. Une réaction chimique exothermique produisant des bulles et un bouillonnement de l'acide révèle la présence de calcaire dans la roche.

Enfin, la diffraction de rayons X sur le matériau réduit en poudre permet de caractériser précisément les éléments constitutifs d'un matériau et d'approcher les proportions de chaque élément. Dans la nature, deux types de roches coexistent : les roches cristallisées (minéraux) et les roches amorphes (roches vitreuses). La diffraction de rayons X caractérise les matériaux cristallisés. Les matériaux amorphes ne sont pas, ou mal, détectés. Chaque minéral est identifiable par un spectre caractéristique défini par des pics pour des positions angulaires propres et des pics de hauteurs relatives constantes.

Les essais mécaniques

- Les essais de compression



Fig. I.52 – Éprouvette de mortier pour test en compression après rupture, [Sta11]

Ils sont menés suivant la norme [AFN07]. Les échantillons, normés, sont des cylindres de 5 cm de diamètre et de 5 cm de hauteur, comme on peut le voir sur la figure I.52. Les essais sont menés à l'aide d'une presse de 3000 kN à vitesse de chargement imposée de 1 MPa par seconde. Les essais de compression uniaxiale permettent de déterminer les résistances en compression des différents échantillons et de valider les résistances calculées à partir des tests physico-chimiques.

- Les essais de compression uniaxiale

Ces essais de compression plus lents ont pour but d'obtenir les modules d'Young et les coefficients de Poisson. Ils sont menés suivant la norme [AFN05]. Les échantillons sont des cylindres de 7 cm de diamètre et de 14 cm de hauteur. Chaque éprouvette est instrumentée de deux jauges axiales pour les mesures de déformations axiales et de deux jauges transversales

pour les mesures de déformations perpendiculaires à l'axe de chargement. L'échantillon est testé sur une presse de 600 kN. Les essais sont menés avec une vitesse imposée de chargement de 0,5 MPa par seconde.

En comparant les résultats obtenus par ce test et par le test de propagation d'ondes sonores, on peut noter que plus le matériau est dense et homogène, plus les résultats sont identiques. A contrario, plus le matériau contient de vides, plus la propagation des ondes émises lors de l'essai ultra-sonore est perturbée. Les modules statiques et dynamiques sont alors différents d'environ 30%.

- *Les essais de traction par fendage*



Fig. I.53 – Éprouvette de test de fendage sous presse, [Sta11]

Ils sont menés suivant la norme [AFN01]. Les échantillons sont des cylindres de 4 cm de diamètre et de 4 cm de hauteur. L'éprouvette est mise en place sur une presse de 600 kN et "calée" par des petites lattes de bois pour éviter la rotation de l'éprouvette, comme on peut le voir sur la figure I.53. Les essais sont menés avec une vitesse imposée de chargement de 0,5 MPa par seconde. Notons que les valeurs de résistance en traction sont beaucoup plus faibles que celle en compression. D'autre part, ces tests sont parfois difficiles à effectuer, notamment sur le mortier et les blocages, car il faut réussir à récupérer des échantillons de taille suffisante.

Une fois toutes les informations nécessaires à la compréhension de la structure acquise, par tests variés, inspections visuelles sur place, travail en archive, relevés architecturaux etc, se pose la question du traitement de ces informations. Elles sont extrêmement nombreuses et on a vu qu'elles étaient capitales. Mais comment les « mettre ensemble », comment les représenter ou les utiliser, sous quelles formes s'en emparer pour atteindre cette connaissance intime du bâtiment nécessaire à tout diagnostic pertinent et à toute intervention ?

Chapitre II

Étudier une structure maçonnerée sous séismes : différentes approches pour analyser la maçonnerie

En préambule, rappelons tout de même la situation paradoxale des Monuments Historiques. Certes, ce sont des *structures standards* par leur mise en œuvre, leur fréquentation... donc des structures à risques modérés. Mais ce sont tout de même des *structures exceptionnelles* par le niveau de performance qu'on souhaiterait qu'elles atteignent.

Dans le premier cas, le non effondrement suffit. Pour ce genre de structures, les risques réels sont souvent peu connus. On procède donc à des analyses probabilistes pour évaluer les sollicitations sismiques possibles et on cherche à avoir une compréhension globale du comportement de la structure par des analyses paramétriques, avec un coût en calcul le plus faible possible.

A l'opposé, dans le second cas, la fonctionnalité est requise. Là, les structures sont le plus souvent très instrumentalisées, ce qui permet de connaître exactement leurs caractéristiques et leur comportement en temps réel. De plus, les risques sont connus grâce à des analyses déterministes les plus complètes possibles. Enfin, l'analyse globale est complétée d'analyses locales pour avoir la connaissance structurelle la plus fine possible. Mais pour ces structures à risques les coûts de calcul sont très élevés.

Les monuments historiques requièrent donc des études comme les bâtiments exceptionnels puisqu'on souhaiterait idéalement leur permettre d'acquérir un même niveau de performance, mais on ne possède pas, comme c'est le cas pour ceux-ci, les informations nécessaires. C'est cette difficulté qui rend les projet de réhabilitation si complexes mais si intéressants.

Nous allons d'abord pointer les avantages et les inconvénients des différentes méthodes d'analyse qui s'offrent à qui souhaite étudier le comportement d'une structure sous séisme. Cela nous permettra de choisir, parmi les méthodes expérimentales, numériques ou mixtes, la voie numérique, qui correspond le mieux à nos moyens et à nos buts.

II.1 Approches globales du contrôle du comportement sismique des bâtiments

II.1.1 Analyses expérimentales

C'est sur ces analyses, comme sur le retour d'expériences et les techniques d'investigation, que sont basées la plupart des recommandations des codes de dimensionnement. Les modèles

numériques et l'énoncé de lois de comportement sont à la fois développés et évalués sur la base de ces résultats expérimentaux. De plus, quand les caractéristiques de la réponse d'un système sont mal comprises ou qu'il est trop difficile d'en rendre compte numériquement - inélasticité, comportement dépendant de la vitesse..., les expériences peuvent être le seul moyen d'analyser la réponse dynamique d'une structure. Plusieurs modes expérimentaux sont possibles.

a Les essais statiques

La structure à tester est soumise à un cycle prédéfini de déplacement ou de force. Ces entrées sont appliquées sur une échelle de temps dilatée, c'est à dire à vitesses faibles. L'interaction de la maquette avec son socle, ainsi que son comportement dynamique et dépendant du temps ne sont donc pas pris en compte. Ce type de tests est surtout utilisé pour étudier le comportement cyclique ou hystérétique de matériaux structurels sous séisme.

Avantages :

Asservissements faibles, coûts peu importants car le matériel utilisé n'est pas trop sophistiqué. D'autre part, il est assez aisé d'enregistrer les grandeurs qui nous intéressent : déplacement, fissuration...

Inconvénients :

Il est impossible de reproduire les effets visqueux comme l'amortissement ou la dissipation. On ne peut pas non plus introduire d'effet inertiel. Enfin, le trajet de chargement n'est pas réaliste.

b Essais sur table vibrante

La structure à tester est soumise à scénario d'accélération du sol, généré par la table vibrante sur laquelle elle est fixée. La table doit être épaisse et massive pour reprendre les efforts sans vibrations. Elle est considérée comme rigide.

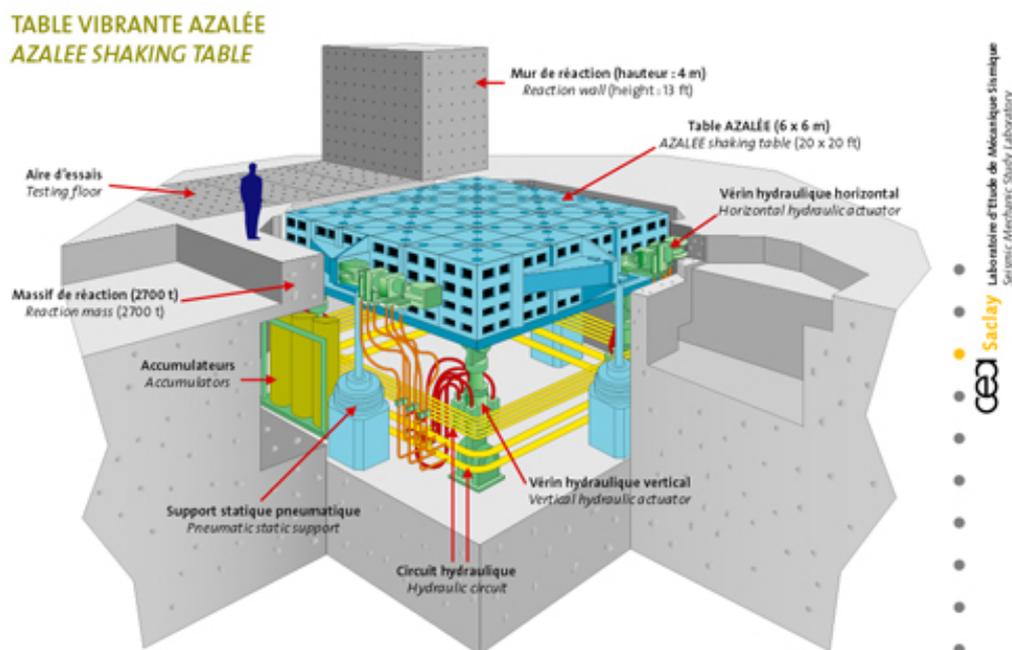


Fig. II.1 – La table vibrante AZALEE du CEA de Saclay, <http://www-tamaris.cea.fr/html/fr/essais/azalee.php>

Avantages :

les effets visqueux - comportement dépendant du temps - et inertiels – dynamiques - sont naturellement introduits par l'expérience, les trajets de chargement sont aussi réalistes qu'on le veut.

Inconvénients :

- *l'asservissement* est très important. En effet il faut être capable d'actionner un système hydraulique complexe : vérins horizontaux et verticaux, actionneurs couplés selon les degrés de liberté de la table. Celle-ci peut embarquer jusqu'à 100T en France, 1200T pour les tables d'essai les plus importantes. La plate forme d'essai, c'est-à-dire les vérins et leur nombre de ddl, la masse de la table, le groupe hydraulique etc, doit être correctement dimensionnée pour répondre aux caractéristiques de l'essai : masse, amplitude de déplacement, accélération maximale, plage de fréquences.
- ce test *coûte très cher* : sans compter toutes les études nécessaires, une maquette coûte environ 200 à 300000 euros ! On ne peut donc pas en faire à la demande et on essaie de se servir de la même maquette pour plusieurs tests. Ce genre de test se fait beaucoup quand on veut tester des points particulier tels qu'une mise en œuvre spécifique comme les murs banchés, une technique de renforcement, des techniques de modélisations...
- On ne peut pas *mesurer* tout ce que l'on veut. En effet il est facile d'enregistrer l'accélération, mais pas la vitesse. Le post-traitement de ces données est donc capital pour produire les résultats intéressants, ce qui rend très difficile leur prise en compte en temps réel. De plus l'interprétation du test passe par un modèle, autre source de doute. Enfin, il est délicat de prendre les mesures sans perturber l'expérience.
- *Effet d'échelle*
Comme on ne peut pas embarquer un bâtiment entier puisque la portance de la table est limitée, on travaille toujours à échelle réduite de 1/3 ou 1/2. Or l'échelle du matériau lui-même a une importance particulière. Prenons par exemple le béton armé. 99% de ce matériau est du béton, matériau quasi fragile, hétérogène, avec des défauts et de fissuration.
D'une part, plus on augmente la taille de l'échantillon, plus la probabilité est grande d'avoir un défaut dans cet échantillon. C'est l'effet d'échelle statistique : la résistance diminue inversement à la taille de l'échantillon. Pour s'adapter, il faut changer la taille de tous les constituants (granulats...), les techniques de mise en œuvre, mais c'est changer le matériau d'origine.
D'autre part la taille de la fissure est hétérogène. En fond de fissure, il y a une zone étendue de micro fissuration qui dissipe beaucoup plus d'énergie que la fissure elle-même. La taille de cette zone ne dépend pas de la taille de l'échantillon. Donc quand l'échantillon est très grand, l'effet dissipatif de cette zone est négligeable et la mécanique plastique de la rupture s'applique. On retrouve la loi résistance/taille de l'échantillon. Mais si l'échantillon est petit, l'effet de cette zone ne peut pas être négligé. On n'étudie donc plus une structure qui se comporte selon les mêmes lois que la structure originelle. On retrouve ces mêmes problèmes d'effets locaux où l'effet d'échelle limite la portée des tests sur table vibrante dans les structures métalliques avec les effets de soudure et le flambement localisé.
- *Effet de similitude*.
La maquette testée possède un certain rapport d'échelle l , soit $L' = Ll$.

Regardons ce qui se passe pour le **pooids propre** : A l'échelle vraie, on peut écrire

$$\sigma = \frac{m \times g}{S} = \rho \times L \times g \quad (\text{II.1})$$

Pour la maquette, cela devient donc :

$$\sigma' = \frac{m' \times g}{S'} = \rho' \times l \times L \times g \quad (\text{II.2})$$

Comme on veut que $\sigma = \sigma'$ soit $\rho \times L \times g = \rho' \times l \times L \times g$, on a

$$\rho' = \frac{\rho}{l} \quad (\text{II.3})$$

Ceci signifie que les masses volumiques doivent être différentes. Pour ce faire, on doit donc ajouter des masses à la maquette. Une maquette de 11T aura une masse embarquée de 40T! D'un point de vue inertiel, la structure originelle et la maquette n'ont donc plus rien à voir. On peut aussi changer de matériau pour en prendre un plus dense, ou jouer sur l'accélération de la pesanteur en augmentant artificiellement g . C'est ce qu'on fait lors des essais en centrifugeuse. Ceux-ci sont très utilisés en mécanique des sols, mais quasi impossibles à réaliser pour des bâtiments vues les échelles en jeu.

Regardons maintenant ce qu'il en est du signal sismique imposé.

A l'échelle vraie, on peut écrire :

$$\sigma = \frac{m \times g}{S} \quad (\text{II.4})$$

Pour la maquette, cela devient :

$$\sigma' = \frac{m' \times \gamma'}{S'} = \frac{l^2 \times m \times \gamma'}{l^2 \times S} = \frac{m \times \gamma'}{S} \quad (\text{II.5})$$

On veut que $\sigma = \sigma'$ soit $\gamma = \gamma'$, soit une similitude en accélération.

Or $\gamma = \frac{L}{T^2}$ et $\gamma' = \frac{L'}{T'^2} = \frac{l \times L}{T'^2}$, ce qui nous oblige à avoir

$$T' = \frac{l^{0,5}}{T} \quad (\text{II.6})$$

La constante de temps n'est donc pas la même dans l'expérience en maquette et pour le bâtiment réel, ce qui nécessite de remanier tous les signaux sismiques. Un essai sur table vibrante dure ainsi beaucoup moins longtemps qu'un séisme réel.

- *distorsion du signal* par les vérins. Le comportement de l'ensemble table et maquette dépend de la masse totale de l'ensemble et de sa raideur. Or celle-ci change de façon non négligeable au cours de l'essai, ce qui rend la réponse de l'ensemble difficilement prévisible. Il est donc très difficile d'imposer à la structure l'excitation définie au préalable. Il faut prévoir ce comportement global, l'inverser pour imposer un signal qui, avec les aléas de la réponse finale, sera celui souhaité au départ.
- Les *interactions sol-structure* ne sont pas réalistes
- On ne peut pas prendre en compte certaines *conditions de chargement* supplémentaires comme le vent.

II.1.2 Analyses numériques

a Analyses statiques équivalentes

Ces méthodes ont l'avantage de proposer des solutions simples et peu coûteuses en temps de calcul, c'est pourquoi les premiers dimensionnements de structure pour les sollicitations sismiques sont en général effectués en simulant les charges dynamiques par des charges statiques équivalentes. Elles forment souvent la base des normes parasismiques, ce qui explique les coefficients de sécurité plus ou moins forfaitaires et empiriques. Ces analyses sont de plusieurs types :

Méthode des forces de remplacement

Des spectres normalisés de séisme sont définis en fonction de l'emplacement de la structure, du type de sol, ... Ils donnent les accélérations à prendre en compte en fonction de la période propre de la structure. Connaissant la fréquence propre de la structure étudiée, on peut calculer l'accélération dimensionnante, qui donne la force horizontale équivalente au chargement sismique. On intègre à cette force les autres cas de charge (vent, neige...) grâce à des facteurs de concomitance pour obtenir une force globale que l'on répartit verticalement sur les différents étages de la structure. La résistance de la structure à ce chargement statique détermine sa résistance vis-à-vis d'un chargement sismique, comme cela est illustré sur la figure II.2.

L'influence des non-linéarités est introduite par l'hypothèse de Newmark dite "loi d'égal déplacement". Elle permet d'intégrer une réduction des efforts par le biais d'un coefficient de comportement "q", tandis qu'on estime que la valeur des déplacements de la structure reste identique à la situation élastique. La valeur du coefficient q dépend de la conception de la structure et des détails constructifs : géométrie, dispositions constructives... Les codes de dimensionnement permettent de définir la valeur à adopter dans le cas de la conception des structures neuves.

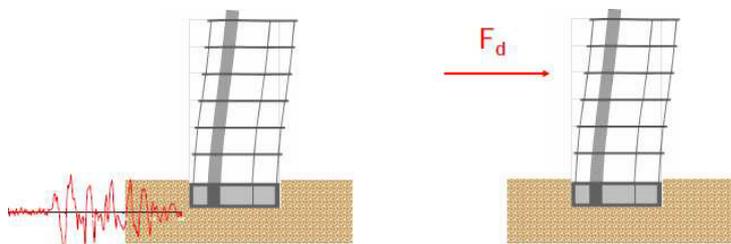


Fig. II.2 – Schéma de principe de la méthode des forces de remplacement, [Leb11]

Mais cette méthode ne tient compte que de la première fréquence propre de la structure. Or on a vu que la réponse globale de la structure est une superposition d'un grand nombre de modes propres plus ou moins excités par le contenu fréquentiel du séisme.

Méthode des spectres de réponse

C'est un enrichissement de la méthode précédente en tenant compte des principaux modes propres de la structure, tout en conservant les mêmes hypothèses de base, à savoir le comportement élastique linéaire de la structure et l'utilisation d'un coefficient de comportement q. Grâce au spectre normalisé du séisme, chaque mode propre est associé à une accélération dimensionnante. Celles-ci permettent de déterminer les différentes forces équivalentes, que l'on combine pour former la force statique équivalente.

Les deux méthodes exposées ci-dessus prennent en compte uniquement le comportement élastique de la structure. Or le chargement sismique endommage la structure et fait chuter ses fréquences propres, ce qui modifie l'accélération spectrale à prendre en compte pour le dimensionnement.

De plus, l'étude d'une même structure avec ces deux méthodes montre des différences de plus

de 20%. Il paraît donc nécessaire de développer des méthodes plus fiables, avec des coefficients de sécurité optimisés et prenant en compte les non-linéarités de la structure.

Dimensionnement en capacité

Cette analyse plus moderne des structures tient compte de leur capacité à se déformer sous les sollicitations sismiques. Elle intègre leurs aptitudes à se déformer et à dissiper de l'énergie sismique sous forme de déformations plastiques. Le dimensionnement en capacité prévoit donc des zones ductiles localisées qui jouent le rôle de fusibles. Ces zones concentrent l'endommagement mais permettent d'écarter les efforts maximaux dans la structure.

L'ajout de ces maillons localisés plus faibles mais ductiles permet de concentrer les détériorations dans un élément connu, et d'augmenter la capacité globale de la structure grâce à la diminution de l'effort maximal.

Le dimensionnement en capacité a permis d'élaborer les codes récents de dimensionnement sismique. Toutefois, il est nécessaire de connaître le comportement des éléments ductiles et la méthode reste donc pertinente uniquement pour les structures classiques possédant des dispositifs constructifs connus.

Analyse Push Over

Dans cette méthode, on applique le concept de chargement statique équivalent à un modèle numérique non linéaire. La structure est d'abord modélisée numériquement ce qui permet de calculer précisément la fréquence propre de la structure. La force statique équivalente est déterminée en fonction du spectre sismique puis appliquée progressivement au modèle numérique. Le calcul prend donc naturellement en compte les phénomènes non-linéaires de la structure. La courbe de réponse force-déplacement donne une estimation de la réponse sismique de la structure, permettant d'évaluer sa résistance.

b Analyses dynamiques non-linéaires

L'analyse dynamique non linéaire par intégration temporelle est une approche dans laquelle les lois de comportement sont non-linéaires. L'équation fondamentale de la dynamique est satisfaite à intervalles de temps donnés. En d'autres termes, on cherche à résoudre le système incluant les forces d'inertie et d'amortissement au cours d'une série de temps discrets.

La sollicitation sismique est appliquée sous forme d'un accélérogramme, et non d'un spectre comme dans les méthodes énoncées ci-dessus. Différentes familles de modélisations existent : éléments finis, éléments discrets, modèles particuliers. . .

L'apparition des mécanismes plastiques dans les différents éléments structuraux rend long et difficile le schéma d'intégration, ce qui a longtemps limité leur utilisation à des cas très simples. Mais l'amélioration de la puissance des moyens de calcul actuels repousse peu à peu ces limites.

L'intérêt de cette approche sur une structure 3D est de pouvoir intégrer pleinement l'influence des différents modes de fonctionnement. Elle ne nécessite pas de recombinaison tels que les méthodes SRSS (Square Root of the Sum of the Squares) et CQC (Complete Quadratic Combination) qui restent approximatives mais nécessaires dans les méthodes statiques, ni de coefficient de comportement. A cela s'ajoute le fait que la connaissance de déplacements et des efforts dans la structure est donnée directement.

II.1.3 Essais pseudo-dynamiques ou hybrides – murs de réaction

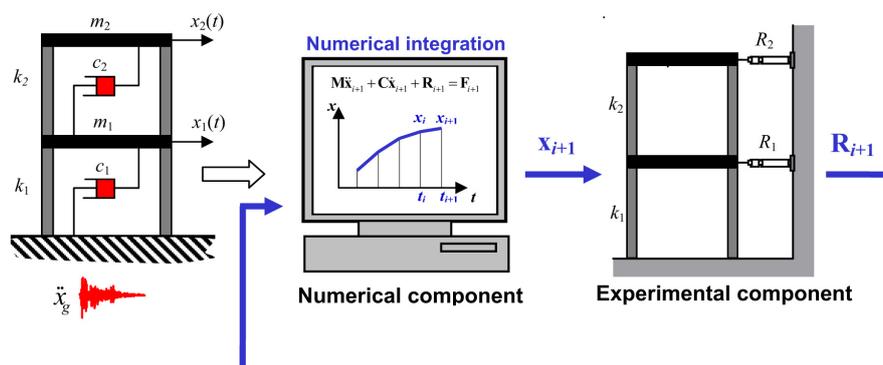


Fig. II.3 – Schéma de principe des essais hybrides, [CS07]

Ces essais tentent de combiner les avantages des 2 types de méthodes expliqués ci-dessus. Comme illustré sur la figure II.3, la structure à tester est divisée en 2 parties. Un modèle expérimental, la maquette, présente les caractéristiques de raideur de la structure réelle : même matrice de raideur. Un modèle numérique reprend les masses de la structure et son amortissement : matrices de masse et d'amortissement. On calcule numériquement la réponse dynamique de la structure au séisme grâce à une intégration pas à pas de l'équation de mouvement. Les déplacements ainsi calculés sont appliqués à la maquette, et les forces nécessaires à ces déplacements récupérées par l'ordinateur pour calculer ceux du pas de temps suivant.

On notera qu'il y a dilatation de l'échelle temporelle du signal sismique. Les déplacements sont imposés sur une durée qui varie de 100 à 1000 fois celle d'un séisme normal. En effet les déplacements, notamment en tête de l'ouvrage, peuvent être importants et nécessitent des vérins hydrauliques puissants, avec un débit suffisant. Pour palier à ces difficultés, on dilate donc l'échelle de temps. Cette dilatation aussi due au couplage entre expérimentation et numérique : entre deux pas de temps, il faut récupérer les données sur la maquette, les transmettre à l'ordinateur, effectuer les calculs, ...

Avantages :



Fig. II.4 – Exemple de structure testée sur un mur de réaction (ELSA, Ispra) [Sol07]

- On prend en compte l'*inertie*. La prise en compte de la raideur est bonne par rapport à un modèle numérique. On peut tenir compte de la dissipation et autres phénomènes visqueux.
- *Pas d'effet d'échelle ou de similitude* puisque la maquette est à l'échelle 1
- Comme l'endommagement est un phénomène local, on peut ne *tester en maquette que certaines parties* : les plus critiques ou celles que l'on a trop de mal à modéliser, tandis que le reste de la structure est modélisé numériquement.
- la dilatation du signal peut permettre d'observer attentivement la structure durant le test et de faire des pauses pour adapter les tests si nécessaire.

Inconvénients :

- Fonctionne avec des *masses lumpées* c'est à dire des masses concentrées. La structure est discrétisée en masses ponctuelles sur lesquelles on applique le déplacement calculé. Cela implique d'une part que la structure soit susceptible d'être traitée de la sorte (ex : éléments élancés avec masses ponctuelles ou simplicité géométrique en 2D.) d'autre part que les masses soient en nombre limité puisqu'à chaque masse correspond autant de vérins que de degré de liberté qui génèrent la sollicitation. Or ceux-ci peuvent être attachés à la structure en nombre limité. Ce type d'expérimentation ne sera pas utilisable si la structure est composée de masses réparties.
- la *dilatation du signal* rend ce type d'étude totalement inadaptée à l'étude de grandeur dépendant du temps.
- *Effet de relaxation* : à cause de la dilatation du signal et donc de la durée de l'expérience, il faut prendre en compte d'une part le fluage propre au matériau de la maquette, d'autre part le phénomène de relaxation : vu la durée des pas de temps, l'effort appliqué à une masse par un vérin en fin de pas de temps n'est plus le même que celui calculé et imposé en début de pas de temps.
- *limitation du nombre de degrés de liberté* : limitation du nombre de vérins.
- *limitation de la hauteur de la maquette* : le mur de réaction sur lequel sont accrochés les vérins doit avoir la même hauteur que la maquette mais avec une raideur beaucoup plus importante pour reprendre les efforts sans se déformer.
- méthode qui *cumule des résultats expérimentaux et numériques*. Or les premiers sont par nature imprécis et sources d'erreurs qui s'accumulent, au risque de faire diverger la simulation numérique. Il faut donc trouver des schémas numériques robustes.

II.2 La maçonnerie : un matériau complexe

Les structures maçonnées constituent la grande majorité du patrimoine architectural historique mondial. Mais de quel matériau parle-t-on exactement ? Avant de se lancer dans le choix d'un mode d'étude, ou dans une quelconque entreprise de modélisation, il semble tout à fait nécessaire de définir le matériau sur lequel on devra travailler, de donner quelques indications sur son comportement complexe sous sollicitations puis de préciser les enjeux qui guident les choix des modélisations utilisables aujourd'hui.

II.2.1 Descriptif des maçonneries

a Nomenclature des différentes maçonneries

Le terme « maçonnerie » recouvre tout ouvrage construit de pierres, de briques, d'agglomérés ou de tout autre élément servant à la construction. Les éléments constitutifs de la maçonnerie sont compactés entre eux par la gravité. Du point de vue mécanique, cela correspond à des comportements et des réponses variés. Très généralement, deux familles de maçonneries peuvent être différenciées par leur mise en œuvre, comme illustré sur la figure II.5 :

- le **blocage** est une maçonnerie d'éléments de différentes tailles, jetés pèle-mêle dans un bain de mortier. Il peut être utilisé de plusieurs façons : seul, pour constituer des éléments structuraux ou en remplissage entre deux appareils constituant les parements. A une échelle macroscopique comme celle de la structure, le blocage peut être considéré comme homogène, avec une faible anisotropie. On peut le rapprocher du béton, matériau composite biphasé relativement homogène.

- l'**appareil** est une maçonnerie d'éléments posés : chaque élément est adapté, éventuellement équarri ou taillé, pour occuper une place déterminée.



Fig. II.5 – Les deux grands types de maçonnerie, [Oik09]

Pour qualifier une maçonnerie et définir l'ordonnancement de l'appareil, on distinguera les deux éléments de base :

- Les **éléments**, morceaux formant le corps de la maçonnerie. Ils peuvent être de la pierre, de la brique, des agglomérés, de la terre crue et la tuile. . .

- Les **joints**, espaces entre deux éléments. Le terme se réfère aussi à la couche de matériau qui remplit cet espace, c'est-à-dire au mortier. S'il est absent, on parle de joint vif.

Les appareils sont plus ou moins réguliers selon l'agencement, la forme et la taille des éléments qui les constituent.

- Si les éléments sont tous de même hauteur, les lits de joints sont rectilignes. On parle d'appareil à assises régulières.
- L'appareil assisé est moins régulier : les joints montants et les lits de joints ne sont pas rectilignes mais tout de même repérables. Les joints apportent à la structure maçonnée une certaine anisotropie en fonction de leur direction.
- L'appareil irrégulier est celui qui possède les éléments les moins ordonnés, avec des grosseurs variables et de formes irrégulières. Si la proportion de mortier est importante, l'homogénéité de ces appareillages est plus importante, à l'instar du blocage.

On peut d'ores et déjà noter que, dans les blocages comme pour les appareillages, l'isotropie et l'homogénéité seront les deux caractéristiques dont l'influence sera considérable sur le comportement mécanique de la maçonnerie étudiée, donc sur la modélisation appropriée. Le blocage et les appareillages irréguliers seront plus homogènes, avec une isotropie plus grande, que les appareillages très réguliers. Là encore les Monuments Historiques poseront plus de problèmes que des bâtiments récents en maçonnerie. Celle-ci y est encore plus hétérogène à l'échelle macroscopique, même dans un seul bâtiment. Appareillage et blocage y sont souvent imbriqués, des ajouts ou réparations faits au fil du temps accentuant encore cette caractéristique.

b Description des matériaux

Intéressons-nous maintenant plus précisément à la description des matériaux composant la maçonnerie :

- Les éléments

On peut les décrire par leurs caractéristiques d'élasticité linéaire et de résistance en traction et en compression. Le comportement mécanique des éléments est de type fragile ou quasi-fragile ce qui suppose en première approche une rupture brutale du matériau. C'est ainsi que les fabricants donnent en général leurs caractéristiques d'élasticité linéaire et leur résistance en traction compression. Pour définir ces valeurs, on pratique en général les mêmes tests que pour le béton, comme on peut le trouver pour une étude de marbres dans [CM99]. Les normes de construction se basent le plus souvent sur la résistance en compression puisque la maçonnerie se trouve essentiellement en structures massives porteuses. La valeur de résistance en traction est essentiellement utilisée pour évaluer la résistance à la flexion du mur : les éléments sont rarement sollicités directement en traction, mais plutôt en flexion suite par exemple à des tassements différentiels dans la structure.

On remarque dans le tableau de la figure II.6 que leur résistance en compression est considérablement plus importante que leur résistance en traction, généralement limitée à des valeurs faibles.

- Les joints

Décrire mécaniquement un joint vif revient à décrire le frottement entre deux éléments. Les phénomènes à l'interface entre deux pierres étant très complexes, on se limite le plus souvent à une loi de Coulomb. , qui corrobore assez bien les essais expérimentaux. Pour plus de détails, on peut se reporter au travail de [ABJ⁺97]. Notons que pour interpréter correctement les expérimentations, les auteurs distinguent un coefficient de frottement statique et un dynamique, le

	Masse Volumique (Kg/m ³)	Module d'Young (GPa)	Coefficient de Poisson	Résistance traction (MPa)	Résistance compression (MPa)
Grès des Vosges ^a	2000	30	0.3	-	150
Granit ^b	2600	40 – 70	0.2 – 0.3	-	70 – 280
Calcaire ^b	2000 – 2600	20 – 70	0.2 – 0.3	25 – 30	20 – 200
Marbre ^b	2600 – 2900	50 – 100	0.2 – 0.3	10 – 20	50 – 180
Béton ^c	2300	30	0.2	3	30
Agglomérés ^d	2000	-	-	5	15
Brique creuse ^e	3000	5	0.3	8	20
Brique pleine ^f ancienne	3000	8.7	0.16	3.45	40
Brique pleine ^f moderne	3000	14.7	0.22	3.14	64

^a d'après KERVIN (1999)

^b d'après GERE & TIMOSHENKO (1990)

^c d'après LEMAITRE & CHABOCHE (1988)

^e Société BOUYER-LEROUX, masse volumique du matériau

^f d'après ATKINSON *et al.* (1989)

Fig. II.6 – Propriétés mécaniques de différents éléments, [Aca01]

premier étant plus élevé (environ 0,9) que le second (environ 0,6).

Le mortier est le liant habituel entre les éléments. Il est constitué d'un granulat, d'un liant et d'eau. Ce sont le séchage et les liaisons physico-chimiques qui se produisent dans le liant qui assurent la cohésion du mortier. Les propriétés mécaniques des mortiers dépendent d'un grand nombre de paramètres dont le dosage des différents éléments constitutif, leur mise en œuvre et leur durcissement. Notons que la mise en œuvre est fonction de l'ouvrabilité du mortier. Cette caractéristique est généralement définie par le maçon. On ne peut pas lui donner une signification précise par manque de norme spécifique le concernant. Ce qu'il faut retenir c'est que pendant cette phase, le mortier doit avoir une certaine viscosité, être facile à étaler avec une truelle et impérativement coller sur les surfaces verticales.

Les ingrédients qui peuvent augmenter l'ouvrabilité du mortier sont la taille des agrégats et la quantité d'eau utilisée pour le malaxage. L'entraînement d'air est un additif qui crée des bulles d'air minuscules dans le mélange. Ces bulles vont aider les ingrédients du mortier à se déplacer plus librement. Mais par ailleurs, elles vont réduire la résistance du matériau puisque la densité et la surface de liaison entre les unités de maçonnerie vont être naturellement affaiblies.

- le *granulat* : on utilise traditionnellement du sable. Inerte dans la réaction chimique, il influe sur la compacité du mortier une fois durci. L'homogénéité du mortier dépend de sa granulométrie.
- Le *liant* : Les mortiers anciens et traditionnels sont à base de chaux. La chaux grasse, obtenue par extinction de la chaux vive en la laissant vieillir, est la base du mortier traditionnel rencontré dans les édifices anciens. En règle générale, les mortiers à base de chaux possèdent une plasticité très bonne mais leur résistance mécanique est faible et leur cure lente. De plus leurs propriétés mécaniques dépendent énormément de leur mise en œuvre.

On trouve aussi souvent du mortier à base de terre argileuse dans les bâtiments anciens. Il s'effrite et sa résistance est assez mauvaise dans le temps ce qui permet de le reconnaître assez aisément. C'est le liant le plus courant dans les blocages anciens.

Dans les constructions modernes, on utilise le plus souvent du ciment Portland ou un mélange à base de ciment Portland, de calcaire et d'adjuvants mouillants et hydrofuges dit ciment de

maçonnerie.

On peut voir dans le tableau de la figure II.7 que les dosages font varier les caractéristiques mécaniques de façon importante. Notons encore que la mise en œuvre, notamment le temps de prise, le type d'éléments et leur état de surface, est déterminante dans la qualité finale du mortier.

Type	Ciment Portland	Ciment de maçonnerie	Chaux vive ou Chaux grasse	Résistance en compression MPa
M	1	1	-	17
M	1	-	1/4	15
S	1/2	1	-	13
S	1	-	1/2	12
N	1	-	1	5
N	-	1	-	4
O	1	-	1	2.5
K	1	-	1	1.5
K	-	-	1	0.5

Fig. II.7 – Propriétés mécaniques de différents mortiers, [Aca01]

- Les caractéristiques mécaniques du mortier sont déterminées par deux types de tests :
- Sur *le mortier seul* comme un matériau à part entière, pour les caractéristiques élastiques, les résistances en traction-compression. Ce test est intéressant pour les maçonneries de blocage ou aucun lit de joint n'est défini, et que l'on peut considérer comme homogène.

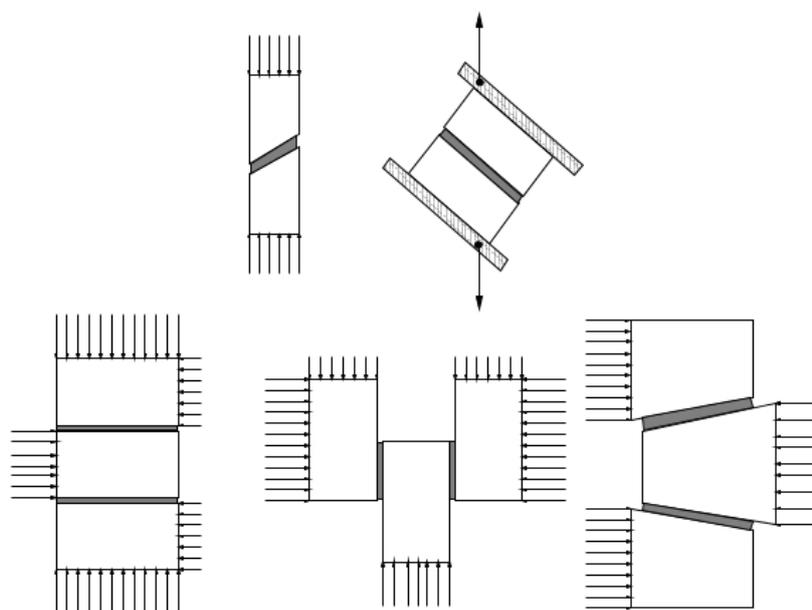


Fig. II.8 – Exemples d'assemblages pour des tests sur du mortier, [Aca01]

- Sur de *petits assemblages* comme illustré sur la figure II.8, pour lesquels on fait l'hypothèse d'un appareillage assés voire régulier. Les facteurs géométriques du joint prennent alors de l'importance. On mesure donc les résistances propres de chaque matériau, l'adhérence entre les phases, les effets de bord. Le joint est donc caractérisé comme une interface par son comportement normal en traction et compression et son comportement tangentiel en cisaillement.

Les travaux de [ABJ⁺97] sur les mortiers anciens et de [DHH79] sur les mortiers en général, ont permis de dégager les grandes lignes suivantes pour le comportement des mortiers :

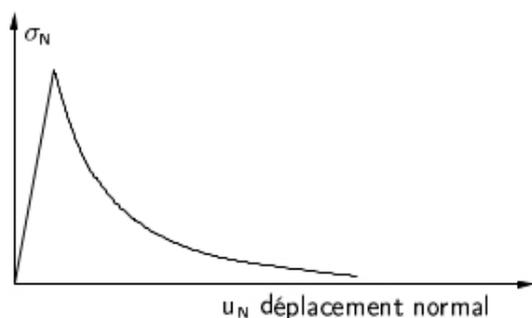


Fig. II.9 – Comportement normal en traction directe d'un joint de mortier, [Aca01]

- *En traction (Figure II.9) :*

Comportement caractéristique des géomatériaux, avec une première phase élastique et une phase d'adoucissement rapide. La rupture se produit après micro-décohésions, coalescence puis macro-fissures. Après décharge, si elle est faite avant rupture, les caractéristiques élastiques sont très dégradées et les déformations résiduelles sont faibles.

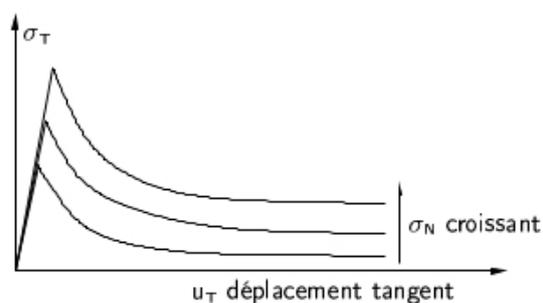


Fig. II.10 – Comportement tangent en cisaillement d'un joint de mortier, [Aca01]

- *En cisaillement (figure II.10) :*

– Pic de contraintes au premier cycle, avec un schéma proche de celui du test en traction. La rigidité tangentielle du joint dépend de la contrainte tangentielle et de la contrainte normale. La cohésion décrite par ce pic dépend énormément des conditions expérimentales. On parle, pour la cohésion, de comportement d'endommagement.

– Pour les cycles suivants, la contrainte de cisaillement résiduelle est proportionnelle à la pression normale et ne dépend pas du nombre de cycles. Le joint s'accommode donc. On parle, pour la contrainte résiduelle, de comportement plastique non associé.

– La dilatation du joint est inversement proportionnelle à la pression normale.

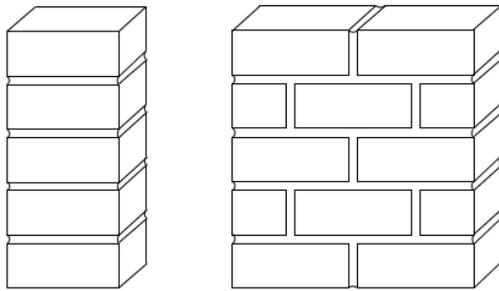
– La cohésion tangentielle et la contrainte résiduelle suivent correctement le critère de Mohr-Coulomb.

II.2.2 Comportement sous sollicitations des maçonneries

Il semble évident que le comportement global d'un pan de maçonnerie ne se résume pas à la somme des comportements de ses constituants. Sa microstructure, la facture de ses composants, le comportement aux différentes interfaces etc. sont des facteurs importants à l'échelle de la structure. Le blocage, plutôt homogène à l'échelle macroscopique, semble pouvoir s'accommoder d'une « loi des mélanges ». Mais comment faire pour les appareillages dont l'hétérogénéité de la structure génère une forte anisotropie et un comportement non linéaire ?

Si l'on regarde la maçonnerie à une échelle suffisante, elle peut sembler homogène. Cela implique l'étude de systèmes dont les dimensions sont au moins dix fois supérieures à celles des éléments constituant la maçonnerie.

a Comportement global de la maçonnerie



Les tests de caractérisation se font sur spécimens normalisés, identiques à celles de la figure II.11, de taille suffisante. Ce sont donc des appareillages.

Fig. II.11 – Eprouvette normalisée d'appareil, [Aca01]

Comportement sous sollicitation de compression uni-axiale

La résistance à la compression des maçonneries dans la direction normale aux joints de lit est généralement considérée comme le seul critère qui permette de définir la résistance globale du matériau composite.

La compression uniaxiale de la maçonnerie conduit à un état de compression triaxiale dans le mortier et à une compression et à une traction biaxiale dans les éléments. Il est observé dans [MB94] que des fissures verticales apparaissent initialement sur les éléments tout au long de la ligne médiane du spécimen, qui se continue au niveau des joints de mortier verticaux. Avec l'évolution des déformations, les fissures verticales se multiplient, ce qui conduit à la rupture du prisme par une cassure en son milieu. Le diagramme force-déplacement de la figure II.12 est obtenu sur un prisme de $500 \times 250 \times 600\text{mm}$, composé de briques pleines en argile. On remarque que l'augmentation de la vitesse de chargement mène à une rupture de plus en plus fragile.

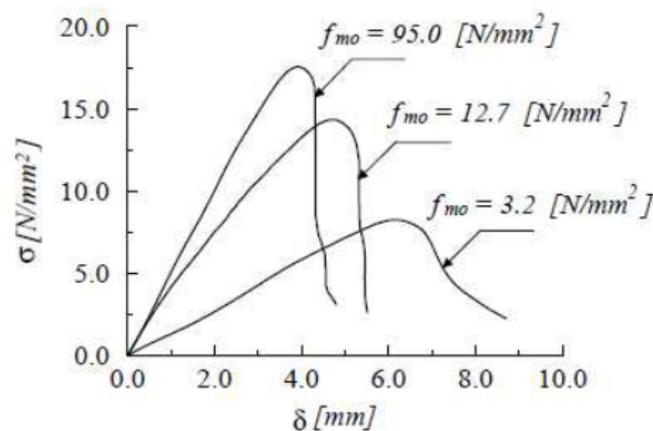


Fig. II.12 – Diagramme contrainte - déformation d'un essai compression uniaxiale sur un prisme de maçonnerie ($500 \times 250 \times 600\text{mm}$), [WI80]

L'essai avec effort uniaxial dans la direction parallèle aux joints de lit est moins étudié. Cependant, la maçonnerie représente un matériau anisotrope et la résistance à l'effort de compression appliqué suivant les joints de lit peut avoir une influence sur la force ultime de rupture. Le ratio entre les résistances à la compression parallèle et normale au joint de lit est compris entre 0.2 et 0.8 selon la nature des éléments de l'appareillage.

Comportement sous sollicitation de traction uniaxiale

Pour une structure maçonnée soumise à une charge de traction dans le sens perpendiculaire aux joints de lit, la rupture est généralement causée par le décollement entre les briques et le mortier. Le comportement à la traction peut être caractérisé par la résistance d'adhérence entre la brique et le joint de mortier, donc par la tenue en traction de l'interface élément/mortier. Ce mécanisme d'adhérence entre les briques et le mortier est peu connu.

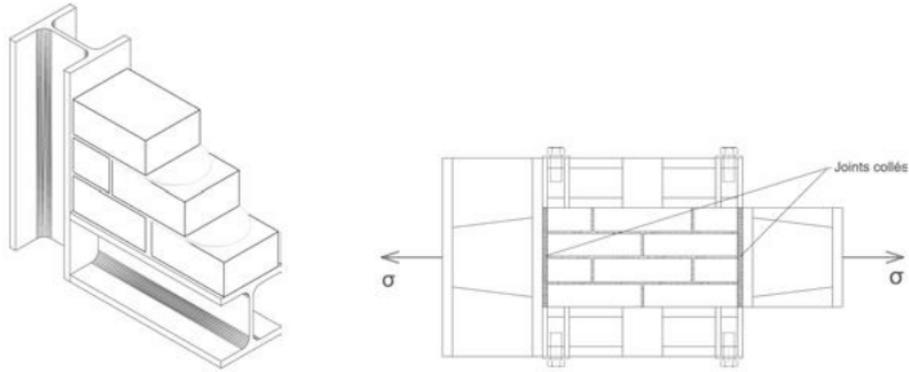


Fig. II.13 – Montage pour l'expérimentation en traction uniaxiale, [Bac85]

Des essais ont été effectués par [Bac85] pour étudier le comportement des maçonneries soumises à un chargement de traction parallèle aux joints de lit. Le spécimen réalisé pour l'étude consiste en un assemblage maçonné, réalisé sur une structure métallique comme on peut le voir sur la figure II.13. Le chargement est effectué via les plateaux d'acier attachés à l'assemblage par une colle très résistante à la traction.

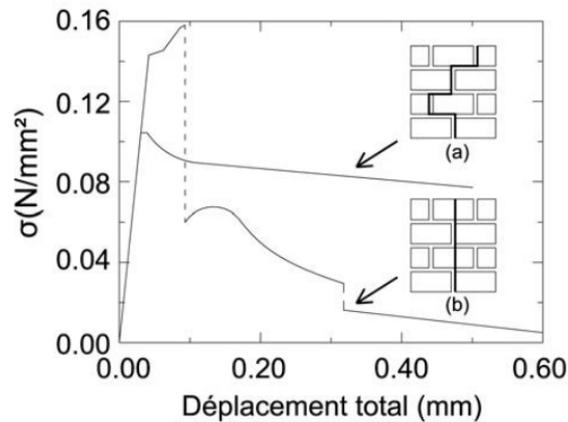


Fig. II.14 – Diagramme contrainte-déplacement pour un essai de traction suivant la direction parallèle aux joints horizontaux : (a) Rupture induite par le glissement dans les joints horizontaux et une perte d'adhérence dans les joints verticaux (b) Rupture totale des joints et des briques, [Bac85]

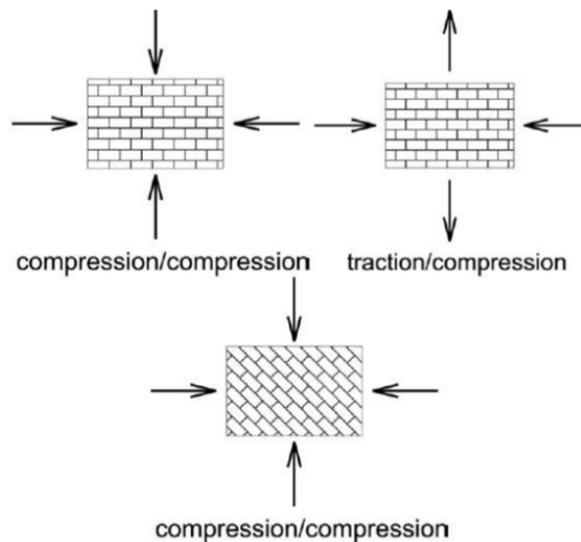
Les diagrammes contrainte - déplacement sont présentés sur la figure II.14. Les résultats ont montré que :

- Lorsque la résistance à la traction des briques est plus faible que l'adhérence entre ces dernières et le mortier (dans le cas d'un mortier résistant par rapport aux briques perforées

ou creuses), la rupture peut se produire par le dépassement de la résistance à la traction des briques. Ceci peut influencer la résistance à la traction globale de la maçonnerie qui est finalement dominée par la résistance à la traction des briques.

- La rupture est produite le plus souvent par un glissement dans les joints horizontaux et une perte d'adhérence dans les joints verticaux. Ce sera probablement le cas pour de la maçonnerie de blocage, ou les éléments résistants sont noyés dans un mélange-mortier plus faible.

Comportement biaxial



L'anisotropie d'un élément en maçonnerie engendrée par la faiblesse des joints vis-à-vis des éléments nécessite l'analyse du comportement sous chargement biaxial. En effet le comportement doit pouvoir être décrit par un tenseur de contraintes complet, ce qui implique de connaître les différents comportements suivant les axes du matériau.

La plupart des cas étudiés expérimentalement sur des maçonneries soumises à un chargement biaxial sont montrés par la figure II.15. Les différents modes de ruptures observés lors de ces essais sont illustrés par la figure II.16 :

Fig. II.15 – Essais biaxiaux sur des panneaux de maçonnerie, [Pag83], [Pag81]

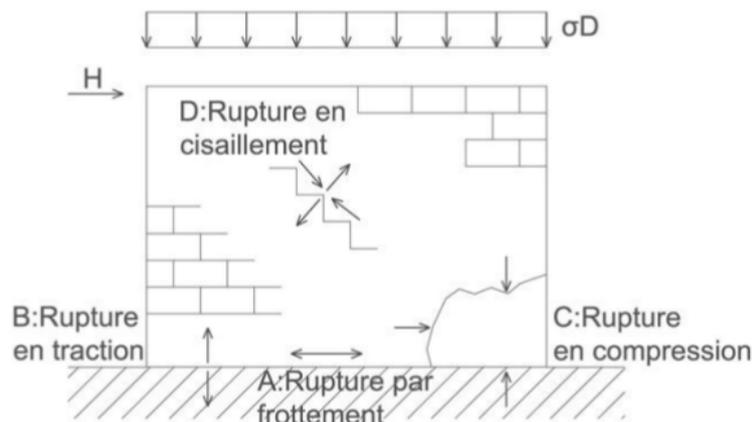


Fig. II.16 – figure
Différents modes de rupture d'un panneau de maçonnerie, [Sah11]

Dans le cas de chargement compression-traction, la rupture est induite soit par le glissement des joints, soit par leur fissuration, combiné dans certains cas avec la fissuration des briques. Les plans de rupture sont toujours perpendiculaires au plan du panneau.

Essai biaxial : Pour la plupart des rapports de contraintes principales σ_1/σ_2 , la rupture apparaît dans un plan parallèle aux surfaces libres du panneau, indépendamment de l'orientation des axes principaux. Ce mode de rupture se rencontre couramment dans les cas des murs feuilletés ou composites, où les interfaces entre les différentes couches verticales sont des surfaces mécaniquement faibles. Si une des contraintes principales est dominante, la rupture se produit de façon perpendiculaire aux surfaces libres et est provoquée par le glissement à l'intérieur des joints. Dans ce dernier cas, l'anisotropie due à l'orientation des joints joue un rôle considérable.

Élasticité globale de la maçonnerie

On étudie rarement les relations contraintes-déformations dans la maçonnerie dans leur intégralité, se limitant le plus souvent à rechercher la contrainte maximum ou critique σ_m et la déformation ultime ϵ_u . L'Eurocode 6 donne $\sigma_m = 0,002$ et $\epsilon_u = 0,00035$, sans tenir compte des composants de la maçonnerie.

Mais à partir des courbes de compression uniaxiale perpendiculaire aux joints de lit, de nombreuses formules empiriques ont été proposées. L'Eurocode 6 propose :

$$E_s = 1000\sigma_c \text{ et } G = 0,4E_s,$$

avec le module de cisaillement G qui correspond à une valeur du coefficient de Poisson à $\nu = 0,25$.

La perfection mécanique de ces formules est discutable, mais nous verrons que certaines techniques à la base de modélisations, comme l'homogénéisation, permettent d'obtenir des expressions plus rigoureuses des caractéristiques élastiques en fonction du mortier et des éléments, notamment dans le cas d'appareils réguliers.

b Critères de rupture

Il est extrêmement intéressant de se donner des critères de rupture pour étudier le comportement de la maçonnerie et pouvoir prédire la ruine de celle-ci. Notons tout de même que si des efforts de modélisation sont faits pour construire une théorie physiquement fondée de la ruine des maçonneries en tant que solides hétérogènes et anisotropes, la difficulté de l'exercice fait que les critères de ruine sont à l'heure actuelle le plus souvent encore empiriques. Nous en citerons quelques uns ici, afin de se donner une base d'étude pour le bâtiment que nous prendrons comme exemple dans le troisième chapitre.

Critères de résistance en traction

Ces critères sont obtenus à partir de tests comme celui de la figure II.13.

Pour les blocages comme pour les appareils fortement chaînés ou renforcés, on note peu d'anisotropie et on peut formuler des critères de rupture isotropes similaires à ceux du béton, ce que nous ferons par la suite.

Pour les appareils, ces tests mettent en évidence l'anisotropie de la maçonnerie (étude de l'influence de l'angle des lits de joints), éventuellement accentuée par celle intrinsèque aux éléments qui la constituent.

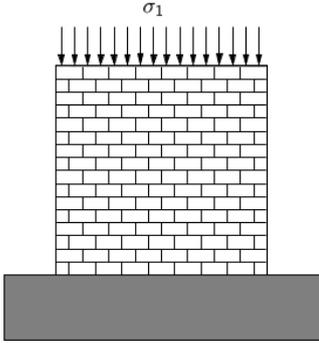
Critères de résistance en compression

L'un des premiers à avoir été énoncé est celui de Hisdorf (1969). A partir du montage de la figure II.17, on indice les valeurs associées aux éléments par un b , celles associées au mortier par un m . Le rapport entre l'épaisseur de mortier et la hauteur de l'élément s'exprime par un coefficient $\alpha = h_m/h_b$. L'auteur suppose un état de contrainte qui satisfait les équations d'équilibre sous une pression imposée p , ce qui conduit à :

$$\sigma^b = \begin{pmatrix} \sigma^b & 0 & 0 \\ 0 & \sigma^b & 0 \\ 0 & 0 & p \end{pmatrix} \quad \text{et} \quad \sigma^m = \begin{pmatrix} \frac{b}{a} & 0 & 0 \\ 0 & \frac{b}{a} & 0 \\ 0 & 0 & -p \end{pmatrix}$$

Si l'on retient l'hypothèse d'un critère de rupture de Mohr-Coulomb pour les éléments et le mortier, on peut alors écrire :

$$\frac{\sigma^b}{\sigma_T^b} + \frac{p}{\sigma_C^b} \leq 1 \quad \text{et} \quad -\frac{\sigma^b}{\alpha\sigma_T^m} + \frac{p}{\sigma_C^m} \leq 1$$



On peut donc écrire que la pression maximale admissible par le pan de mur testé est égale à :

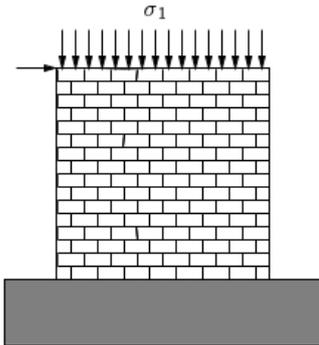
$$p_{max} = \sigma_c^b \frac{\sigma_t^b + K\sigma_c^m}{\sigma_t^b + K\sigma_c^b} \quad (\text{II.7})$$

Avec $K = \alpha \frac{\sigma_t^m}{\sigma_c^m}$, et t pour traction, c pour compression.

Fig. II.17 – Compression uniaxiale perpendiculaire aux joints de lit, [Aca01]

Ce critère est rudimentaire mais décrit bien les modes de rupture observés : rupture initiée par des fissures verticales et la fracture des éléments, et rupture en compression du mortier. Il permet aussi d'augmenter la résistance ultime avec d'une part la résistance des constituants et d'autre part la diminution de l'épaisseur de mortier entre les lits successifs par rapport à la hauteur des éléments eux-mêmes. En revanche, formulé de cette façon, p_{max} ne respecte pas les conditions aux limites sur les surfaces latérales du pan de mur testé.

Critère de résistance en cisaillement – Critère de Tresca



Le critère de Tresca indique que le comportement du matériau entre dans le domaine plastique quand la contrainte de cisaillement maximale τ dépasse une valeur critique τ_y , que l'on peut mesurer expérimentalement lors de tests comme sur la figure II.18.

Cette contrainte critique s'exprime ainsi :

$$\tau = \frac{1}{2} \sup |\sigma_i - \sigma_j| = \frac{1}{2} \sup |\sigma_1 - \sigma_3|, \quad \text{avec } i \neq j$$

Les σ_i ($i = 1, 2, 3$) désignent les contraintes principales classées de la façon suivante : $\sigma_3 \leq \sigma_2 \leq \sigma_1$.

Fig. II.18 – Cisaillement, [Aca01]

Si on écrit le critère pour l'état de traction uniaxial où $\sigma_1 = \sigma_y$ et $\sigma_2 = \sigma_3 = 0$, alors on obtient la limite d'élasticité :

$$\tau_y = \frac{1}{2} \sigma_y$$

La fonction critère s'écrit :

$$f(\sigma) = \frac{1}{2} \sup |\sigma_i - \sigma_j| - \sigma_y \quad (\text{II.8})$$

Critère de Mohr-Coulomb ou de Coulomb-Navier

On peut construire un critère plus intéressant que le critère en traction, définissant une limite d'élasticité plus globale. Contrairement au critère de Tresca ou de Von Mises qui ne dépendent pas de la pression ou de la contrainte normale et sont donc peu adaptés aux roches et aux sols puisqu'aucune irréversibilité n'est possible sous un état de contrainte hydrostatique et que les seuils en traction ou en compression sont les mêmes, le critère de Mohr-Coulomb est très intéressant pour la maçonnerie. Il représente plutôt un critère de résistance et peut être vu comme la généralisation de celui de Tresca.

Il fait intervenir deux constantes caractéristiques du matériau :

- La cohésion C , caractérisant l'effort résiduel dans le plan de toute facette pour un effort normal nul.
- L'angle de frottement interne ϕ , avec $\tan\phi$ le facteur de frottement coulombien

Il s'énonce comme suit :

$$f(\sigma) = \sigma_1 - \sigma_3 + (\sigma_1 + \sigma_3)\sin\phi - 2C\cos\phi \quad (\text{II.9})$$

Quand $C = 0$ et $\phi \neq 0$, on parle de matériau pulvérulent ou purement frottant.

Si $C \neq 0$ et $\phi = 0$, le matériau est purement cohésif.

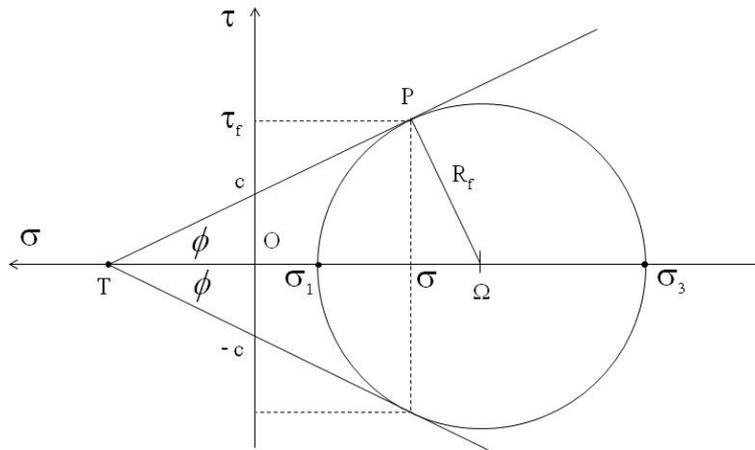


Fig. II.19 – figure

Représentation du critère de Mohr-Coulomb dans le plan de Mohr

Il est souvent interprété dans le plan de Mohr (σ, τ) où τ et σ désignent respectivement la contrainte tangentielle et la contrainte normale sur une facette orientée par un vecteur normal \vec{n} . On présente une telle interprétation en figure II.19. Le vecteur contrainte $\sigma(n)$ est sur le cercle limité par les contraintes principales σ_1 et σ_2 sur la facette considérée. Dans ce plan on peut également tracer la droite de Coulomb d'équation :

$$\tau + \sigma \tan\phi = 0$$

qui caractérise la limite de glissement des morceaux de matériaux entre eux, soit ici des blocs de maçonnerie. Dans le cône délimité par cette droite et son symétrique par rapport à l'axe des contraintes normales, il y a adhérence. Hors et sur ce cône, il y a glissement donc passage dans le domaine inélastique et pour nous endommagement de la maçonnerie.

Pour toutes les facettes, le cercle doit donc rester dans le cône, ou être tangent à la droite, qui ne dépend pas de la facette considérée.

En posant $P = -\frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2}$ et $\tau_M = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2}$ (τ_M est donc la contrainte tangentielle maximale, rayon du grand cercle de Mohr), on peut écrire pour traduire cette condition que le domaine d'élasticité associé astreint le rayon τ_M à rester tangent ou à l'intérieur du domaine délimité par les deux droites d'équation :

$$|\tau| \leq C - \sigma \cot \phi$$

$$\text{Soit } f(\sigma) = 2(\tau_M - (P + C \cot \phi) \sin \phi)$$

On retrouve bien le critère comme énoncé plus haut.

- Si $f(\sigma_1, \sigma_3) > 0$, le critère est violé et des calculs non linéaires doivent être fait. On peut supposer des endommagements de la maçonnerie.
- Si $f(\sigma_1, \sigma_3) < 0$, le critère est respecté, les calculs linéaires sont possibles.

Critère en déformation – Critère de Mazars

Ce critère sert de base au modèle d'endommagement développé par Mazars pour le béton [Maz84]. Les modèles d'endommagement introduisent l'apparition et le développement des non-linéarités (microfissuration) en dégradant les propriétés mécaniques du matériau. De manière générale, la contrainte transite dans les zones non fissurées du matériau. A cette fin, le paramètre d'endommagement D est proposé pour quantifier la densité de microfissuration dans un volume élémentaire. L'apparition d'une fissure traversante est traduite par un endommagement $D = 1$, tandis que le matériau sain se traduit par $D = 0$.

D évolue au cours du chargement de 0 à 1 en fonction de la surface de charge. Dans le modèle de Mazars celle-ci dépend de la déformation notée ϵ_{eq} : $f(\epsilon_{eq}, k) = \epsilon_{eq} - k$. Cette surface de charge ne croît que lorsque le seuil en déformation est dépassé, c'est à dire que $D = 0$ tant que les niveaux de déformation sont inférieurs à une valeur ϵ_{D0} , déformation seuil à la première fissuration du béton en traction. Mazars définit la déformation équivalente à partir des déformations principales positives, il s'agit donc d'un critère basé sur les extensions :

$$\epsilon_k = \sqrt{(\epsilon_1)^2 + (\epsilon_2)^2 + (\epsilon_3)^2}$$

Avec $|\epsilon_i| = 0$ si $\epsilon < 0$ (Compression) et $|\epsilon_i| = \epsilon_i$ si $\epsilon > 0$ (Traction)

Dans une première approche, pour la maçonnerie dont la résistance en traction est très faible, surtout vis-à-vis de sa résistance à la compression, on retiendra $\epsilon_{D0} = 0,002\%$

Ces critères constituent donc des bornes au-delà desquelles les calculs linéaires ne sont plus valables, c'est-à-dire des valeurs à partir desquelles il faut fournir un calcul non-linéaire pour déterminer les contraintes et les déformations plastiques de la structure. Tracer les isovaleurs de ces critères nous permet donc, en première approche, de définir des « zones plastiques » où le bâtiment devrait atteindre plus rapidement un niveau de ruine.

II.2.3 Conclusions et attentes pour la modélisation

On retiendra donc que la maçonnerie est un matériau complexe, de nature extrêmement variée. La prédiction de son comportement et donc son confortement sont rendus très difficiles car :

- La maçonnerie est un *matériau fortement hétérogène* au vu des comportements mécaniques très différents des éléments et des joints. Les éléments sont généralement constitués de matériaux de forte résistance, mais de caractéristiques disparates, alors que les joints présentent des résistances faibles, surtout en traction.

Les joints vifs constituent un cas extrême : le joint devient une interface dont la résistance à la traction est réduite à la friction.

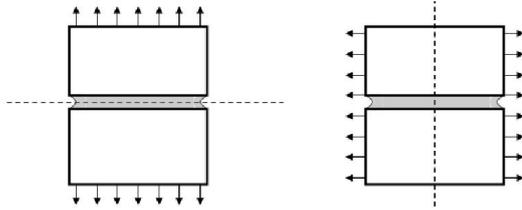


Fig. II.20 – Anisotropie d’une maçonnerie appareillée

- La maçonnerie est un *matériau anisotrope*, surtout pour les appareillages. Cette anisotropie augmente dans le cas de construction en appareil puisque le positionnement régulier de joints dans des directions spécifiques, combiné avec le contraste des propriétés mécaniques entre les éléments et les joints, crée des directions de chargement qui privilégient la rupture dans les joints, c’est-à-dire dans les régions faibles de la maçonnerie. La réponse d’une maçonnerie aux sollicitations est donc très dépendante de l’orientation des éléments qui la constituent.

- La maçonnerie, à l’échelle mésoscopique, est un *matériau fragile en traction*, avec une résistance à la traction quasi nulle. On parlera d’endommagement fragile.
- Sa réponse devient frictionnelle en cisaillement, dès que la liaison restreinte entre les éléments et le mortier est perdue.
- Toute modélisation devra tenir compte des mécanismes propres à chacune des *3 échelles de la maçonnerie* :
 - a) celle des éléments et des joints ou échelle microscopique. A cette échelle les microfissures sont nombreuses.
 - b) l’échelle de la structure maçonnée ou échelle macroscopique, où le matériau maçonnerie peut être considéré comme homogène.
 - c) celle de l’appareillage de la maçonnerie ou échelle mésoscopique, De même, pour ce matériau, il sera par la suite impératif de développer des solutions structurelles qui conviennent à ces 3 échelles en même temps.

II.3 Différentes approches de modélisations pour une maçonnerie historique

Les possibilités de modélisations sont extrêmement nombreuses, mais l'on conçoit bien que toutes auront à lutter contre une trop grande complexité du modèle risquant de conduire un modèle trop coûteux en heures de calculs, et surtout inutile car inexploitable.

En effet, on a montré plus haut que d'une part la maçonnerie elle-même était un composant complexe qu'on ne pouvait pas décrire par des lois de comportement linéaire simples, d'autre part que les Monument Historiques étaient des structures à la géométrie et à l'histoire parfois chaotiques, irréductibles à des schémas structurels évidents et des modèles conceptuellement manipulables.

Quand on veut étudier le comportement global d'une structure entière, à cause de ces complexités qui alourdissent le modèle, on va chercher un matériau homogénéisé que l'on traitera avec une Méthode aux Éléments Finis (FEM). A l'opposé, quand on voudra regarder un petit élément, la disposition exacte des éléments et des joints pourra et devra être représentée, avec leurs caractéristiques mécaniques et leurs mécanismes d'endommagement. La Méthode aux Éléments Discrets ou la FEM avec des éléments de joints seront la plus appropriée. Enfin, à une échelle intermédiaire, des modélisations raffinant la FEM par des éléments discontinus ou mélangeant FEM et DEM seront les plus adaptées. On retrouve bien les trois échelles détaillées en II)2)

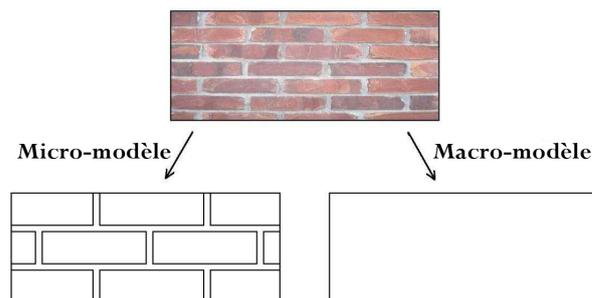


Fig. II.21 – Micro et macro-modèle pour décrire la maçonnerie

Les modèles de maçonnerie proposés dans la littérature prennent en compte à la fois la spécificité de la maçonnerie étudiée ainsi que le niveau d'information souhaité et, éventuellement, les données expérimentales dont on dispose.

On peut dégager trois grandes approches correspondant au choix de l'échelle d'étude du matériau. Nous présenterons donc les grandes catégories de modélisations à notre disposition, avec leurs avantages et leurs inconvénients, en les classant selon ces échelles microscopique, macroscopique (Cf. figure II.21) et mésoscopique ou comme nous le verrons, multi-échelles.

II.3.1 Modélisations micromécaniques de la maçonnerie

On se place à une échelle permettant de prendre en compte l'hétérogénéité du matériau. Chaque composant du matériau est intégré numériquement dans la modélisation. Cette approche est donc limitée à l'analyse de petites structures telles que les spécimens de laboratoire ou des petits volumes élémentaires représentatifs de la maçonnerie, afin d'en comprendre le comportement détaillé. Dans le cadre de la micro modélisation, les fissures peuvent se développer dans les interfaces illustrant le fait que ces interfaces en mortier ou sèches sont généralement les parties les plus faibles de la maçonnerie. On peut distinguer plusieurs méthodes, schématisées sur la figure II.22.

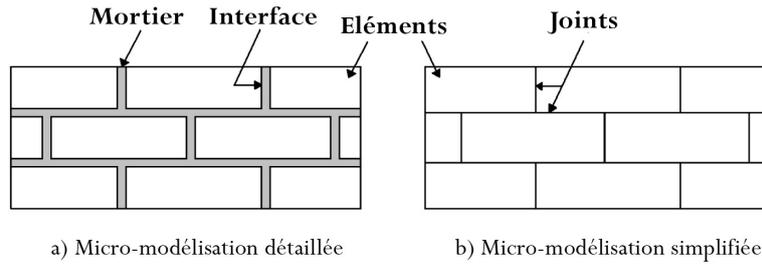


Fig. II.22 – Stratégies de micro-modélisation

a La micro-modélisation détaillée

Dans cette méthode, on décrit individuellement chaque constituant de la maçonnerie : les éléments, les joints et les interfaces, ainsi que leurs interactions. Le maillage doit suivre la géométrie réelle de la structure, pour les éléments comme pour les joints. Une attention particulière doit être accordée à ces derniers puisqu'ils sont souvent le point de départ des fissures. Chaque matériau est différencié, avec sa propre loi de comportement. Les éléments, briques ou pierres, peuvent être caractérisés par une loi de comportement élastique simple mais aussi avec une loi d'endommagement très précise (Cf. [RGC⁺09]). Le mortier est considéré comme un milieu continu, lié aux blocs par des éléments d'interface discontinus.

Un des premiers utilisateurs de la micro modélisation dans le domaine des maçonneries est [Pag78]. Il a examiné les blocs qui composent la maçonnerie comme des éléments élastiques liés à des éléments d'interface. Plus tard, Rahman ([RA94]) a utilisé un critère de Mohr-Coulomb pour les interfaces afin d'analyser des spécimens de laboratoire jusqu'à la rupture.

Lourenço ([LR04]) a également utilisé un critère de rupture de Coulomb pour les interfaces entre les blocs. Les blocs, pour leur part, étaient modélisés avec un comportement inélastique et un paramètre de rugosité de surface. Lourenço a utilisé cette approche « micro » pour modéliser la maçonnerie de pierres sèches, c'est à dire sans mortier entre les blocs de pierre. Dans tous les cas, l'objectif était de représenter le comportement de l'interface entre les blocs et le mortier. Les interfaces ont été considérées comme ayant une épaisseur nulle et comme le lieu de propagation de la fissuration.

Sur la base de la théorie de plasticité, le modèle de Lourenço a été amélioré en utilisant deux fonctions seuil pour modéliser un chargement cyclique en traction et compression dans [OL04] et pour les maçonneries de moellons dans [SL09].

Colliat et Davenne dans [CDI02] ont travaillé sur le comportement mécanique des murs en maçonnerie soumis à une charge dans le plan. Ils ont modélisé les joints de mortier et les briques individuellement. Ils ont aussi pris en compte l'écrasement des blocs et ont modélisé les joints avec un comportement parfaitement plastique en considérant la propension à la dilatance du mortier. A partir des caractéristiques expérimentales de chaque composant, ils ont obtenu à la fois la rigidité et la capacité maximale de deux murs expérimentaux.

Ces modélisations permettent une évaluation précise des phénomènes non-linéaires qui interviennent dans la maçonnerie mais leur résolution numérique est souvent complexe et l'évaluation des paramètres nécessaires à leur mise en œuvre souvent difficile.

b Modèle micro-mécanique simplifié : FEM avec éléments discrets (FEMDE)

Dans cette méthode, les éléments sont modélisés par des éléments courants linéaires ou non, tandis que le mortier est modélisé sous forme d'interfaces dites « éléments de joint ». Celles-ci sont composées de deux rangées de nœuds superposés, avec une loi de comportement en

frottement. Il est facile d'introduire ces joints dans un programme EF car les inconnues aux nœuds sont les mêmes pour les blocs et pour les « éléments de joint » : on exprime le tenseur des contraintes des joints en terme de déplacements des nœuds et non de leurs déformations.

Mais cette méthode pose problèmes :

- les maillages des blocs et des « joints » doivent être parfaitement compatibles, ce qui rend cette méthode difficile pour les structures 3D réelles c'est à dire complexes.
- l'« élément de joint » ne peut modéliser le contact que pour les petits déplacements. En effet, s'il se produit un grand déplacement rendant obsolète le maillage initial, il n'existe pas de processus de remaillage facile pour mettre à jour les contacts et en créer de nouveaux si besoin.

c Modèle micro-mécanique discret. (DEM)

Dans ce type de modèles, la maçonnerie est considérée comme un ensemble d'éléments reliés entre eux par des lois de contact simulant l'action du joint. Le modèle discret le plus employé dans l'étude des maçonneries est la méthode des éléments distincts (MED ou DEM). Cette méthode, initiée et développée par Cundall en 1971 pour l'analyse des massifs rocheux fissurés, a été utilisée par de nombreux chercheurs pour modéliser les structures maçonnées, comme par exemple [IVAHO8].

Cette technique surmonte les problèmes relevés ci-dessus. La structure est considérée comme un ensemble d'éléments distincts, rigides ou déformables, reliés entre eux par des éléments de contact élasto-plastiques, qui suivent un critère de frottement de Coulomb simulant l'action du joint. Cette méthode est formulée pour des grands déplacements pour les joints et des petits pour les éléments. On peut ainsi simuler correctement les mécanismes d'effondrement dus au glissement, aux rotations et à l'impact. Comme les contacts ne sont pas fixés comme dans la méthode précédente, durant le calcul les blocs peuvent « perdre » des contacts et en « recréer » d'autres.

On modélise d'abord géométriquement et mécaniquement chaque élément, puis les forces de volume et de surface. On peut alors déterminer, sous accélérogramme, l'historique des déplacements des éléments en résolvant avec un schéma explicite les équations de mouvement.

Le principal avantage de cette méthode est de pouvoir suivre les déplacements, simuler les mécanismes de ruine par grande déformation et déterminer les mécanismes d'effondrement pour une structure composée théoriquement de n'importe quel nombre de bloc. Mais la FEM utilisée pour mailler l'intérieur de chaque bloc déformable n'est pas très performante. Cette méthode n'est donc pas recommandée si l'on veut étudier les états de contraintes à l'intérieur de la maçonnerie.

Les modèles micro-mécaniques permettent de rendre compte précisément des phénomènes qui interviennent dans la maçonnerie, notamment au niveau des joints, faisant ainsi apparaître une faible résistance du matériau à la traction ainsi qu'un mécanisme de frottement sec. L'inconvénient de l'approche par analyse à micro échelle est que le calcul numérique est lourd et volumineux. Plus la structure est grande, plus le temps de préparation du modèle et le temps de calcul numérique sont importants. C'est la raison pour laquelle la méthode est limitée aux maçonneries de petites dimensions. De plus, la description exacte de la géométrie et de la disposition des éléments et des joints est le plus souvent impossible à déterminer pour de l'existant, qui plus est classé, puisqu'il faudrait procéder à de nombreux tests destructifs. Enfin, elles requièrent un grand nombre de paramètres, notamment au niveau des lois de contact, qu'il n'est pas toujours facile de mesurer.

II.3.2 Modélisations macro-mécaniques de la maçonnerie

Pour les structures en maçonnerie de grande dimension, il est bien adapté d'utiliser une macro-modélisation : la maçonnerie hétérogène de la structure est considérée comme un seul matériau continu, dont les propriétés sont homogènes. Schématiquement, c'est la démarche représentée en figure (II.21). On peut donc lui appliquer les principes de la mécanique des milieux continus. Tout le problème réside alors dans la définition des propriétés de ce matériau homogénéisé.

a Modélisation en plasticité parfaite

La notion de *plasticité parfaite* permet de mettre au point des modèles de structures maçonnées qui font intervenir un minimum de paramètres caractéristiques du matériau. On peut par exemple évaluer simplement la stabilité de la maçonnerie par la théorie du calcul à la rupture. Ceci permet de déterminer le domaine de chargement potentiellement supportable par la structure en se basant sur la seule connaissance des efforts qui lui sont imposés et de la capacité de résistance du matériau. La difficulté reste la caractérisation de cette capacité de résistance : on s'appuie généralement sur une résistance limite en compression, une résistance faible en traction et un critère de frottement de Coulomb. C'est à Coulomb (1773) que l'on doit les travaux précurseurs sur le sujet, qui seront ensuite développés par Méry (1840) puis Delbecq (1983).

L'analyse limite et les travaux de Heyman [Hey66] et [Hey69] ont introduit de nouvelles hypothèses qui permettent de qualifier la relation contraintes-déformations et de définir ainsi une nouvelle classe de matériaux adaptée au cas de la maçonnerie que sont les « Non-Tension Materials » (NTM), des matériaux qui ont une résistance illimitée en compression, une résistance nulle à la traction et dans lesquels aucun glissement n'est autorisé.

b Modélisation en élasticité linéaire

La méthode des éléments finis (FEM) en élasticité linéaire a été abondamment utilisée pour modéliser des édifices monumentaux en maçonnerie, comme la Basilique St Marc à Venise [MV97] dont on peut voir le modèle aux éléments finis en figure II.23, ou la façade de la Basilique St Pierre de Rome [Mac01]. Ce type de calcul permet de pointer les « zones sensibles », c'est-à-dire celles susceptibles d'être sollicitées en traction puisque la maçonnerie pêche essentiellement par une résistance à la traction quasi-nulle. L'influence de la géométrie sur le comportement de la structure est ainsi parfaitement visible.



Fig. II.23 – Modèle global discrétisé de la Basilique Saint Marc à Venise, [MV97]

L'un des inconvénients réside dans la difficulté à caractériser les différents paramètres élastiques du matériau maçonnerie dans son ensemble. D'autre part, il est souvent délicat de déterminer le mode et le lieu de rupture de la structure puisque l'on ne tient pas compte de la redistribution des efforts lors de la fissuration de l'ouvrage.

c Prise en compte des phénomènes inélastiques

La maçonnerie peut être considérée comme un géo-matériau quasi-fragile ; à ce titre, il peut être intéressant de prendre en compte les phénomènes inélastiques propres à ces matériaux que sont, comme nous l'avons vu en II.2.2, la plasticité non associée et l'endommagement fragile.

Lourenço, dans [LR97], propose un modèle de maçonnerie en plasticité non associée en s'appuyant sur les travaux réalisés pour le béton, permettant de simuler les comportements inélastiques du matériau en compression comme en traction. De son côté, Onate dans [OHB⁺97] a adapté des modèles numériques de calcul en endommagement du béton au cas de la maçonnerie.

Lotfi et Shing ([LS91]) ont proposé un modèle d'endommagement fragile et de plasticité couplés, appliqué au cas particulier des maçonneries chaînées et armées.

Prenons comme exemple de prise en compte des phénomènes inélastique, l'analyse faite par Fanning dans [FB01] de trois ponts en Irlande et aux États-Unis, à l'aide du code élément fini Ansys, avec un modèle 3D utilisant un modèle d'endommagement non-linéaire. Il a séparé les ponts en plusieurs parties : la maçonnerie, le remplissage et l'interface entre les deux. La maçonnerie appareillée a été modélisée avec un modèle de fissuration existant dans Ansys, qui modifie donc la rigidité du matériau au fur et à mesure de l'apparition de la fissuration. Pour le remplissage, un matériau avec un critère de Drucker-Prager a été utilisé et les interfaces ont été modélisées comme des surfaces de frottement. Les ponts ont été examinés sous charges de service.

Les modèles macro-mécaniques permettent de donner une première appréciation du comportement des structures maçonnées qui fournit des résultats cohérents avec les données expérimentales. C'est un bon compromis entre la précision des résultats et le temps de calcul pour analyser des structures en maçonnerie de grande taille et fournir une bonne approximation des déformations globale. Néanmoins, ces modélisations n'autorisent pas la localisation des déformations au sein de la structure et ne permettent donc pas de rendre compte de la fragilité avérée de la maçonnerie au niveau des joints.

II.3.3 Modélisations multi-échelles de la maçonnerie

La modélisation multi-échelle fournit une alternative aux deux approches présentées précédemment en construisant des modèles macro-mécaniques basés sur des considérations micro-mécaniques.

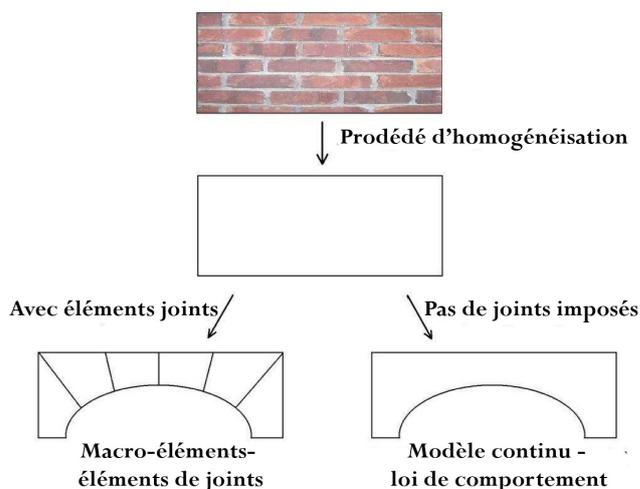


Fig. II.24 – Modélisation multi échelles : combiner micro et macro modélisations

Le milieu hétérogène initial est ainsi remplacé par un milieu homogène équivalent, discrétisé en éléments de maillage qui ne suivent pas le positionnement des joints et des éléments mais uniquement les règles propre à cette méthode. Ce milieu homogène aura les mêmes caractéristiques mécaniques que le milieu hétérogène de départ : c'est la loi de comportement de ce « matériau équivalent » qui devra rendre compte du comportement moyen, en contournant donc les caractéristiques physiques du problème.

On distingue deux types de méthode d'homogénéisation :

- les méthodes de bornes, bien adaptées aux maçonneries de blocage ;
- l'homogénéisation périodique, à privilégier pour les maçonneries régulières.

Ensuite, on étudie le milieu homogénéisé en recourant à des modèles similaires à ceux décrits dans la modélisation macro-mécanique.

Comme on peut le voir par exemple dans [PA94], cette méthode a montré qu'elle était efficace pour décrire dans sa globalité le comportement d'une structure même complexe, sans multiplier les paramètres et augmenter l'effort en temps de calcul comme d'autres méthodes.

Frunzio dans [FMG01] a étudié sur Ansys en 3D un pont romain en pierre. Il a divisé la structure en 4 parties : la voûte, les murs tympans, le remplissage approximé grossièrement par un béton et les fondations. Il a appliqué un critère de Drucker-Prager pour tous les matériaux et calculé le module d'élasticité selon le processus d'homogénéisation proposé par Aboudi dans [Abo91]. Il a noté que le résultat était très dépendant des paramètres matériaux, qui ont été difficiles à évaluer.

Afin de pouvoir ouvrir des fissures dans la structure, des éléments numériques de type « joints », capables de s'ouvrir et de glisser, ont été placés dans la structure numérisée aux interfaces jugés stratégiques.

Abruzzese, dans [AMY09] a modélisé une pagode chinoise du 11^{ème} siècle en utilisant les propriétés mécaniques linéairement homogénéisées des matériaux obtenues par des essais expérimentaux. Le modèle mécanique était basé sur un simple comportement élastique linéaire en ne considérant aucune résistance en traction. La tour dont l'inclinaison est de 6,5 deg a été analysée sous poids propre afin d'évaluer le risque de chute. Il a employé la même technique ([AFM⁺10] pour deux clochers de Campanie, améliorant la méthode par un re-calibrage des données pour retrouver les fréquences propres déterminées à partir des mesures in situ.

La question de la **représentation de la fissuration** est un point important dans ce type de modélisation. On peut distinguer deux grandes approches, comme illustré sur la figure II.21 :

- Méthode discrète.

On modifie la géométrie de la structure réelle tout en restant linéaire élastique pour décrire l'intérieur de chaque morceau. L'approche macro avec éléments joints permet la compréhension des mécanismes structurels de grands ouvrages. Les éléments joints, en s'ouvrant, simulent le développement des fissures dans une zone prédisposée de la structure, choisie à l'avance. Les fissures suivent alors une voie non-naturelle.

- Fissuration répartie.

La géométrie est gardée telle quelle mais on introduit le processus de fissuration par l'intermédiaire des lois de comportement : il change la déformation et la raideur du matériau à chaque point d'intégration. En intégrant le phénomène de fissuration à l'intérieur d'un matériau continu, les fissures peuvent se développer le long d'un chemin non-prédisposé mais déterminé par les calculs. Les fissures se développent dans les zones où les contraintes sont excessives par rapport à des critères spécifiés.

Cette technique est partie du postulat qu'une fois la résistance en traction de la maçonnerie dépassée, il y aurait perte complète de cohésion dans la direction de la contrainte principale la plus importante. Ce modèle de départ a été amélioré en prenant en compte l'adoucissement et le raidissement dus à la traction, ou la dégradation de la capacité en cisaillement. Des développements supplémentaires ont permis la formation de fissure dans d'autres directions que celle de la contrainte principale la plus importante, ou le changement de direction de la fissure

principale, donnant lieu aux *fixed multi-crack models* et au *rotating crack models* décrits dans [BFPS94]. Lotfi et col. dans [LS91] ont aussi introduit des modèles d'endommagement et de plasticité, avec de l'adoucissement en compression comme en traction.

Cette approche est souvent préférée car pour des structures de grande taille il est presque impossible de traiter chaque fissure individuellement.

Mais la modélisation multi-échelle pose tout de même quelques problèmes :

- Ces méthodes connaissent des difficultés de convergence (perte d'ellipticité du problème de valeur limite) et des discontinuités du premier ordre dans le champ des déplacements.
- De plus, les résultats sont extrêmement dépendants du maillage éléments finis, de sa disposition comme de sa taille. D'une part la localisation de la fissuration peut être bloquée ou très fortement influencée par la typologie des éléments de maillage employés. D'autre part les solutions dépendent énormément de la taille de ces éléments quand la fissuration se produit. Cet inconvénient peut être atténué en rattachant les paramètres du modèle d'endommagement à la taille de chaque élément grâce à une caractéristique du matériau qui doit rester constante, comme par exemple l'énergie de fracture.

Ces méthodes permettent d'intégrer le caractère hétérogène de la structure tout en conservant la simplicité des calculs sur milieux homogènes. Elles donnent des résultats intéressants dans la modélisation des phénomènes linéaires ; la modélisation des comportements non-linéaires est encore en cours de recherche. Elles permettent aussi d'étudier l'impact d'éventuels renforcements en intégrant leur modélisation dans le modèle initial.

Ce tour d'horizon des différentes études sur la maçonnerie nous a permis de voir que le sujet était difficile à traiter compte tenu de la grande variété des types de maçonnerie et de la complexité des phénomènes physiques qui interviennent. Trois grands types d'approche ont émergé, correspondant chacun à un choix d'échelle d'étude du matériau, selon qu'on le considère comme hétérogène, homogène ou homogénéisé. Les différents modèles s'attachent à caractériser un ou plusieurs modèles de comportement (plasticité parfaite, élasto-plasticité, plasticité non associée, endommagement fragile) de la maçonnerie en s'appuyant sur des observations empiriques ou sur des données expérimentales.

L'objectif global de ce mémoire d'analyser une structure en maçonnerie de grande taille : une chapelle. D'autre part, on a souligné la nécessité de pouvoir hiérarchiser les études structurelles. On cherche à faire un pré-diagnostic, permettant de jauger l'utilité d'études plus poussées sur l'édifice. Les résultats ne seront ni aussi précis ni aussi exhaustif que dans une étude longue et coûteuse. Mais une telle étude aura le mérite de la rapidité et de la simplicité. Elle pourrait donc s'appliquer à un grand nombre de bâtiment. Ce serait de ce fait un outil extrêmement utile dans le cadre de la prévention des risques et la protection du Patrimoine.

Nous avons donc choisi d'utiliser un macro-modèle, considérant le matériau comme un milieu continu et homogène.

Chapitre III

Cas d'étude : la chapelle du hameau de Boudin, Beaufort-sur-Doron

III.1 Contexte-Description de l'édifice

III.1.1 Le patrimoine culturel baroque de Savoie

a Les Hautes Vallées de Savoie : une architecture vernaculaire remarquable

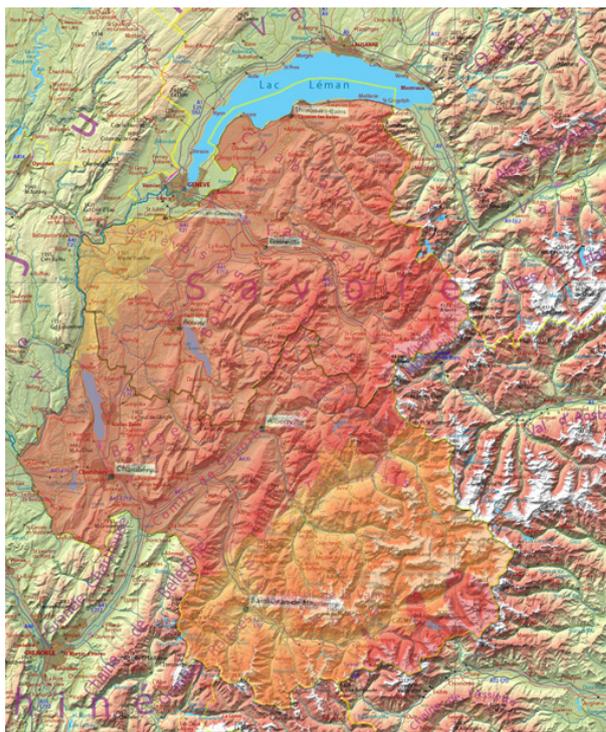


Fig. III.1 – Classes de sismicité des communes des Haute-Savoie et de Savoie

Comme nous l'avons vu en (I.1.2), la Savoie est en zone de sismicité moyenne. Le risque y est le plus élevé en métropole, comme on peut le voir sur la figure III.1. De plus il ne s'y est pas produit de séisme important depuis un siècle, ce qui conduit les spécialistes à craindre un séisme majeur dans cette région dans les années à venir.

Les Hautes Vallées de Savoie représentent une entité humaine et géographique, qui justifie d'ailleurs la création d'un label Pays d'Art et d'Histoire. Elles constituent la partie la plus interne des Alpes françaises, la plus massive et la plus élevée. Certaines similarités géologiques les rapprochent : roches métamorphiques géologiquement complexes, profils de vallées semblables avec de grands versants, plus ouvertes que les basses vallées très encaissée.

Les contraintes de l'altitude y sont semblables : la température chute de 1 degré tous les 100 m de dénivellation, les précipitations augmentent, et la neige tient 6 mois par an voire plus. Les vents sont souvent violents, et l'étagement de la végétation structure l'espace : les communes les plus élevées se situent au dessus de l'étage montagnard avec ses hêtres et ses épicéas, voire de la zone de transition où l'on trouve pins et mélèzes.

Ces caractéristiques conduisent à des conditions de vie similaires jusqu'au XXe siècle qui voit l'industrialisation très différenciée dans tout le massif. Historiquement, dans les différentes vallées on retrouve le même mode de fonctionnement de la société qui se retranscrit directement dans l'architecture locale. Il faut exploiter au maximum les ressources limitées du lieu de construction, utiliser des matériaux locaux. C'est une des raisons qui font que la pierre est utilisée, sous forme de lauzes, en Haute Maurienne où l'altitude est si élevée que les arbres sont précieux, tandis que dans le Beaufortain, moins élevé, zone de bois et de pâturage, les couvertures sont en tavaillons, planchettes de bois clouées avec recouvrements, ou en ancelles, longues lamelles de bois, lestées par des pierres. L'architecture traditionnelle est ici l'expression parfaite de l'adaptation et des contraintes inhérentes aux sites de montagne.

b Le baroque savoyard

Aux XVIIe et XVIIIe siècles, après des décennies de guerres et de nombreuses épidémies qui ont ravagé la Savoie, le duché connaît une effervescence artistique très importante. La partie « française » du Duché y participe aussi, tout en se détachant de plus en plus de la tutelle turinoise, notamment depuis le transfert de la capitale de Chambéry à Turin et l'abandon de la Savoie cisalpine aux français à quatre reprises. On peut étendre cette période baroque savoyarde de 1615, qui correspond à la toute première reconstruction d'église, à Lanslebourg en Maurienne, à 1792 qui marque l'entrée de la Savoie dans la République Française sous le nom de département du Mont Blanc.

On peut relever plusieurs causes à cet essor artistique, plus particulièrement dans notre zone d'étude cisalpine.

- *Politique* : Après des périodes de troubles, Charles-Emmanuel II signe une alliance franco-savoyarde. Sous son règne (1638 à 1675), la Savoie retrouve une certaine prospérité et une véritable politique routière s'instaure avec le rétablissement du trafic par le Mont-Cenis donc une circulation accrue de biens et de personnes dans les Hautes Vallées.
- *Démographique* : A partir de 1650, le pays entame une poussée démographique. En fait, c'est toute l'Europe qui connaît une poussée démographique de 1650 à 1792 avec un pic vers 1750. Or la démographie influe fortement sur les niveaux de vie et elle joue sur la provenance et la circulation des gens de métiers contraints à s'expatrier pour subsister. C'est le petit ramoneur savoyard...
- *Géographique* : On observe un fort contraste entre montagne et vallée. Les vallées sont plus pauvres, moins alphabétisées que la montagne, car trop proches de leurs seigneurs. La montagne, loin du regard des seigneurs, est plus libre, beaucoup de terres et de hameaux sont des alleus, particulièrement en Tarentaise. Cela se traduit directement dans la dynamique architecturale : nombre d'églises et de chapelles sont à l'origine décidées et construites par les paroissiens eux-mêmes, voire des chapelles de confrérie.
- *Religieuse* : La mise aux normes édictées par le Concile de Trente (1545-1563) a beaucoup tardé en Savoie. Victor-Amédée II multiplie les démêlés avec le Saint-Siège, et les princes de la « vieille Savoie » sont gallicans depuis longtemps, la France est proche... Les prescriptions des archevêques de Tarentaise Germonio et Chevron-Villette, les *Acta*, ne furent publiées qu'en 1697 ! Ceci relancera la construction et surtout la modification des édifices

religieux. De plus, on assiste à des missions de plus en plus nombreuses (et hautement politiques !) des nouveaux ordres religieux (capucins, jésuites) dans les zones où l'influence Suisse a poussé à l'adoption de la religion réformée au siècle précédent. Il s'agit donc d'être le plus prosélyte possible, et l'architecture est un bon moyen.

- *Économique* : L'invention du Beaufort est une véritable révolution agricole. Il modifie l'architecture de la société montagnarde, mais surtout procure de nouveaux revenus aux communautés de haute montagne, riches de leurs alpages. Les hautes vallées s'enrichissent fortement, produisant des excédants dont l'Église profite.

Les Hautes vallées connaissent donc un essor artistique notable, traduit essentiellement dans le patrimoine religieux. Durant cette période baroque, de nombreux lieux de culte sont construits ou très fortement rénovés : agrandissement, reconstruction à la suite d'une catastrophe naturelle ou d'un incendie... L'ampleur de ce renouveau garantit une certaine unité (pensée, buts visés, type de commanditaires, moyens constructifs utilisés, modèles copiés...) et donc une certaine cohérence dans le panel de bâtiments. Pensons par exemple aux clochers à bulbe des vallées du nord, véritables traits d'union entre les vallées.

Mais ce mouvement général associe aussi à l'architecture, peinture et sculpture. Peut-être même plus que par l'architecture des bâtiments eux-mêmes, le baroque savoyard est célèbre pour ses gigantesques retables, expression de la programmation post-tridentine mais surtout des particularismes régionaux. Des sculptures et des peintures s'y associent, à la lecture et à l'interprétation de plus en plus complexe.

Cet ensemble d'édifices est donc particulièrement représentatif de la richesse de la notion de patrimoine et ce sur de nombreux plans : contenu artistique précieux, véritables produits du site sur lequel elles s'implantent, mémoire rurale traditionnelle, témoignages d'une période particulièrement faste de l'histoire de la Savoie. S'intéresser préventivement à la stabilité et à la pérennité de ces ouvrages sous séisme, au-delà même des monuments effectivement classés ou inscrits au patrimoine national, est donc un moyen exemplaire de sauvegarder notre Patrimoine.

c Le choix de la chapelle du hameau de Boudin, à Hauteluce dans le Beaufortain

L'ensemble défini ci-dessus est composé de 188 bâtiments, recensés sur la figure III.3. Après les avoir recensés, relevés et analysés, j'ai pu déterminer les combinaisons structurelles les plus fréquentes par vallées et altitudes.

En modélisant un nombre réduit de bâtiment, soit 5 types d'églises et 5 types de chapelles, on pourra ainsi avoir une vue assez complète du comportement sous séisme des divers édifices des hautes vallées tout en n'en modélisant qu'un petit nombre. Il est donc capital de construire un modèle très simple mais robuste, et d'avoir des outils de post-traitement efficaces.

Dans le cadre de ce mémoire nous avons choisi de nous consacrer à la chapelle du hameau de Boudin à Arêches. D'une part sa petite taille permettait d'aborder toutes les étapes de la modélisation et du diagnostic de la structure dans le cadre de ce mémoire. On pouvait ainsi espérer illustrer au moins partiellement la démarche de diagnostic d'une structure maçonnée ancienne. D'autre part sa situation en pente posait des questions intéressantes comme nous le verrons. Enfin, petite chapelle sans prétention, au centre de la Savoie baroque, dans un hameau isolé, elle illustre parfaitement les enjeux présents. Quand nous n'avons pas pu effectuer une étape de cette démarche faute de temps et de moyens, nous en avons présenté le contenu, illustré par un autre exemple, afin si nécessaire, de pouvoir en utiliser les conclusions pour la suite de notre travail.

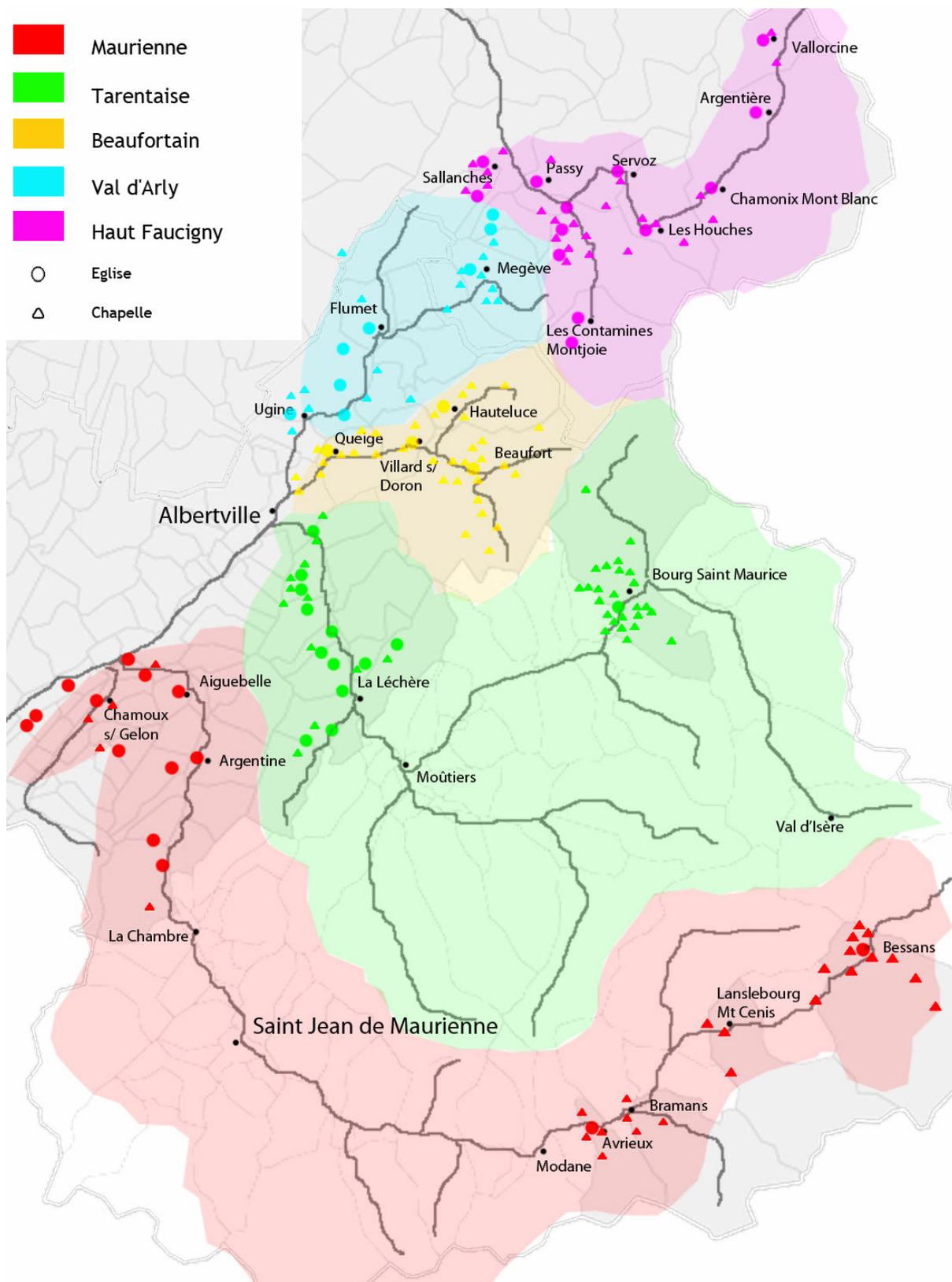


Fig. III.3 – Recensement des églises et chapelles des Hautes vallées de Savoie : 188 bâtiments classés, inscrits ou non protégés

III.1.2 Situation géographique et risque sismique.

a Localisation

Le village de Boudin, en figure III.8, est le plus élevé des nombreux hameaux qui composent la commune de Beaufort. Il se situe à mi-chemin entre Arêches à l'aval et le Col du Pré à l'amont sur une pente si raide que l'on a coutume de dire que les chiens doivent s'asseoir pour aboyer et qu'il faut ferrer les poules... Par ailleurs, ce village remarquable est classé "site protégé" par les Beaux Arts depuis 1943 et certains de ses chalets sont inscrits à l'inventaire du patrimoine.

Lorsque depuis l'aval on observe le village, on s'aperçoit qu'il est installé sur une pente à forte déclivité entre 1230 m et 1380 m. Les chalets sont groupés et étagés en espaliers horizontaux, ils profitent tous du soleil et d'une belle vue sur la vallée. On compte environ cinq à six rangées de maisons. Le village est limité dans son extension horizontale par un couloir d'avalanches côté ouest, cela expliquerait sa forme générale étirée du bas vers le haut.

b Risque sismique

Nous n'avons pas d'accélérogramme enregistré sur place lors d'un événement sismique. En revanche, la commune dont fait partie Boudin ainsi que toutes les communes limitrophes sont classées en zones 4. Ceci est effectivement corrélé avec les cartes et les coupes géologiques de cette partie de la vallée et du massif. Comme on peut le voir sur les figures III.4, III.5 et III.6, cette partie du Beaufortain est une entité extrêmement composite, révélant une histoire géologique complexe, avec une multitude de couches de terrain qui s'interpénètrent, fruits de déformations tectoniques répétées. On peut se reporter à la figure I.18 pour une vision d'ensemble des failles en présence répertoriées.

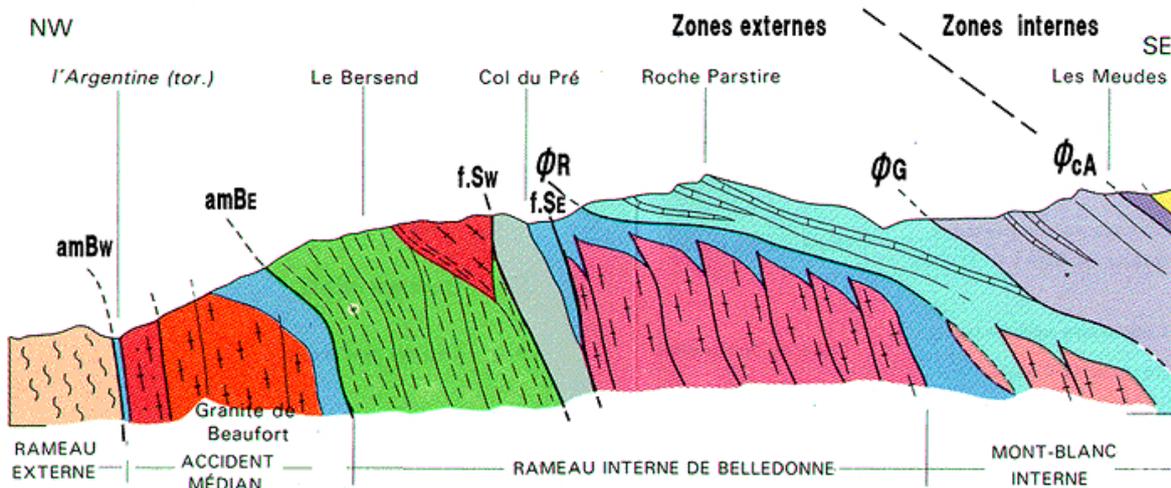


Fig. III.4 – Coupe structurale du Beaufortain au nord d'Arêches, [Gid77]

Le chapelle étudiée est donc dans un site soumis à un aléa réel. Le Haut-Faucigny et ses églises dont les clochers ont été détruits lors du séisme de 1905 (Argentière, Vallorcine) ne sont pas loin. C'est le même massif.

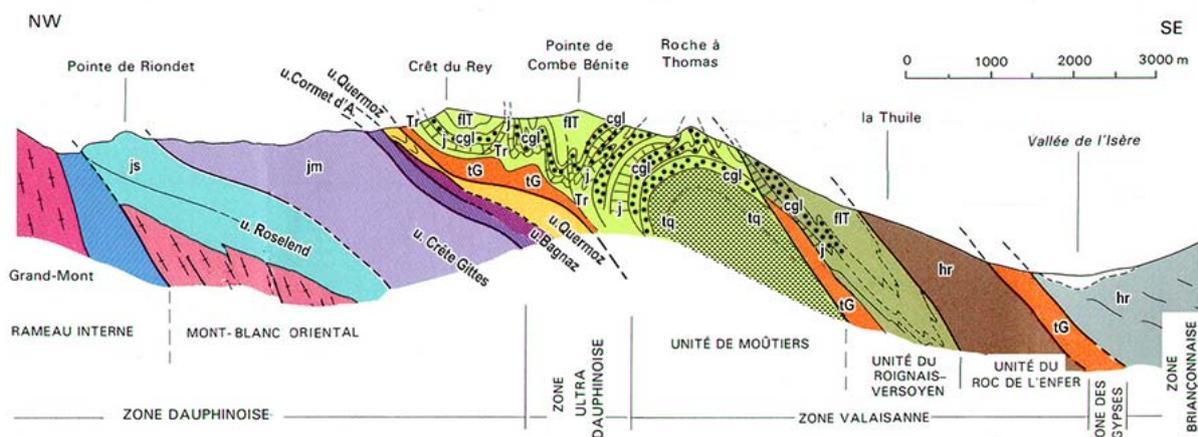


Fig. III.5 – Coupe structurale du Beaufortain à l'est d'Arêches, [Gid77]

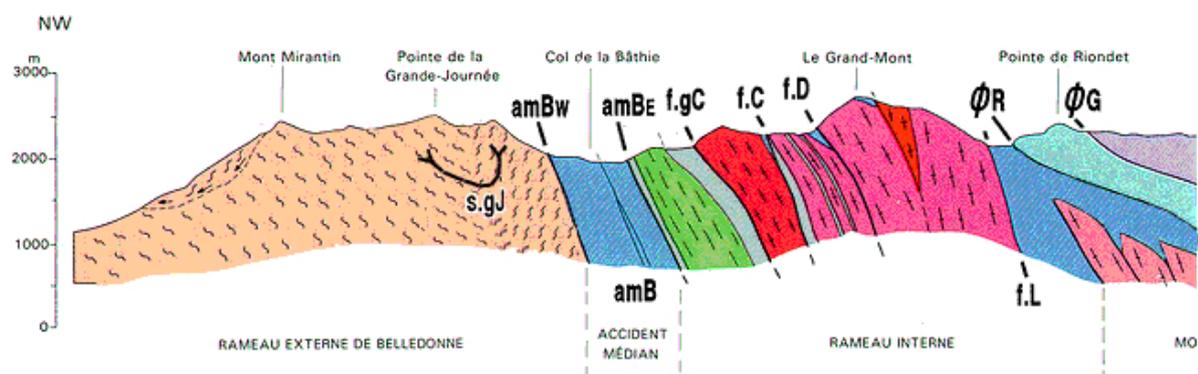


Fig. III.6 – Coupe structurale du Beaufortain au sud d'Arêches, [Gid77]

c Histoire et Richesse de la chapelle

Histoire

Autrefois, les hameaux du Beaufortain vivaient isolés surtout en hiver. La vie s'organisait alors autour de plusieurs pôles qu'étaient l'abreuvoir, le four à pain, l'école et la chapelle. Du fait de l'éloignement de l'église paroissiale d'Arêches, la chapelle Saint Jacques de Boudin servait surtout aux prières des habitants dont la foi était grande. Comme dans chaque hameau, les habitants ont participé, fournissant l'argent, matériaux et force de travail, à la construction et la décoration de cette chapelle. Cet état de fait était favorisé, comme nous l'avons vu, par une certaine aisance des habitants. Érigée en 1630, la chapelle de Boudin en a sans doute remplacé une plus ancienne en bois comme il en existait dans tous les hameaux y compris Arêches. Elle a été rénovée en 1867 après la révolution et en 1896, comme on peut le lire gravé sur la première dalle à l'entrée de la chapelle .

La décoration en trompe l'œil de la façade est typique du XIX ème siècle et date de la seconde rénovation. A noter, sur la façade, la présence d'un caisson en bois contenant Notre Dame de la Salette, car la Vierge serait apparue le 19 septembre 1846 à deux enfants du hameau.

Le clocher est de type baroque avec sa flèche polygonale à double bulbe signe de la prospérité des habitants de l'époque. Il a été rénové en 1867 lors de la remise en état après la Révolution, comme l'atteste la date dans la charpente. Ce type de clocher à bulbe est très fréquent en Savoie, amené par les architectes de l'école italienne de Val Sesia, eux-mêmes influencés par

l'école de Ravenne qui elle-même a été influencée par l'architecture byzantine. Le bulbe serait alors l'adaptation de la coupole aux pays de neige. On le retrouve en effet aussi bien dans les Alpes qu'en Russie.

A l'arrière de la chapelle, on peut voir une niche sous le toit, qui servait probablement à entreposer les cercueils en hiver lorsqu'on ne pouvait pas les descendre à Arêches par des chemins rendus impraticables par la neige et que l'on ne pouvait pas creuser une tombe dans la terre gelée.

La gestion de la chapelle était assurée par le procureur du village, l'un des habitants du village. Il était choisi chaque fois dans une famille différente et élu pour trois ans par les chefs de famille. Chargé des affaires communes : l'eau, l'entretien des chemins, la chapelle, le four, l'école, il décidait des travaux à entreprendre, répartissait les tâches entre les habitants et gérait les fonds disponibles. A partir de 1792, la fonction de procureur a été remplacée par celle de conseiller municipal. Chaque hameau se devait d'avoir son conseiller pour défendre ses intérêts.

Décoration et richesses

La façade est enduite à la chaux et ornée de pierre d'angle en ocre jaune, de frises géométriques bordant la toiture et d'une partition noire surlignant l'inscription « Saint Jacques priez pour nous ». Les peintures murales sur les voûtes reproduisent les motifs les plus anciens découverts lors des travaux. Ce décor est l'œuvre d'un artisan Beaufortain, dont on n'a pas retrouvé la trace. Aux murs sont accrochées les 14 stations du Chemin de Croix du Christ en images d'Épinal. L'ameublement de la chapelle est sommaire, les deux rangées de bancs sont accompagnées de deux armoires, l'une près de la porte d'entrée et l'autre à droite de l'autel qui fait office de sacristie. Pour les froides journées d'hiver, un ancien poêle à bois en fonte se trouve au fond de la chapelle.

Comme dans d'autres chapelles de la région, l'influence baroque, remarquable au nombre de fenêtres qui éclairent l'édifice, est surtout sensible dans le retable qui décore le chœur et semble presque trop somptueux pour une chapelle si modeste. On y retrouve des volutes dorées, le mélange de ligne courbes et brisées, les têtes d'anges, ainsi que des colonnes torsées, et un dais et un soleil au dessus du retable. Les couleurs sont vives, les ors fréquents. Le Christ, la Vierge Marie, les Saints sont largement représentés. Ils sont intercesseurs auprès de Dieu.

Le tabernacle de bois peint et doré date de la restauration de 1867 ou de 1896. Il représente une église à deux clochers ou même une ville fortifiée, sans doute la Jérusalem céleste. Deux statues en plâtre doré se trouvent au dessus du tabernacle : l'une de la Vierge Marie, l'autre de Saint Joseph. Elles ne sont plus en bois comme par le passé mais en plâtre, matériau moins noble mais peu prisé des pilliers d'églises. Le tabernacle actuel masque le bas du tableau central. Ce tableau très ancien a pour thème la Vierge et l'Enfant. Ils sont entourés de deux saints dont on ne voit que la partie haute : Saint Jacques à gauche et Saint Christophe à droite. Saint Jacques de Tarentaise est le Saint Patron de la chapelle. Connu également sous le nom de St Jacques d'Assyrie, il a été canonisé sous le nom de St Jacques de Tarentaise car il a été le premier évêque de Tarentaise. Saint Christophe est un saint légendaire, très apprécié en Beaufortain. L'histoire dit qu'il a un jour fait traverser une rivière à un enfant, alors que celui-ci devenait de plus en plus lourd sur ses épaules : c'était le Christ qui portait toutes les misères du monde.

III.1.3 Données structurelles

a Description de la structure

Il s'agit ici de comprendre la structure du bâtiment, de lister toutes les données nécessaires à un maillage pertinent de l'ouvrage à étudier, du type de couverture aux fondations. Il faut

pouvoir représenter le schéma structurel du bâtiment. On souhaite donc différencier les éléments structuraux des éléments de second œuvre ; trouver les éventuels éléments de renfort ; déterminer le type et le matériau des connections entre les plans verticaux et horizontaux.

Description générale

La chapelle du hameau de Boudin est un bâtiment simple, de plan rectangulaire de 6m par 13. Il est composé d'une travée de nef et d'une travée de chœur, toutes deux carrées et voutées d'arrêtes. La façade, totalement symétrique, possède un portail en pierre avec entablement et clé sortante, ainsi qu'une niche en bois pour la statue du saint titulaire Saint Jacques de Tarentaise.

Les deux murs gouttereaux sont identiques si ce n'est la pente comme nous le verrons plus loin. De 50 cm d'épaisseur, ils sont constitués de schiste, de calcaire et de cargneule (roche calcaire très poreuse) pour l'entourage des portes et des fenêtres plein cintre qui percent chaque travée. L'ébrasement des quatre baies dans l'épaisseur du mur est très important, notamment dans la hauteur : les baies intérieures mesurent 30cm de plus en hauteur et 20 en largeur. Depuis la restauration de 2000, ils sont enduits de beige avec un soubassement gris. La maçonnerie n'est donc plus apparente. Notons la présence d'un tirant métallique horizontal au niveau de l'arc doubleau, reliant le haut des deux murs gouttereaux en leur milieu.

Le chevet de la chapelle est plat et percé d'une ouverture rectangulaire située au dessus du niveau des voûtes, dans les combles. Elle n'est donc visible que de l'extérieur. On note aussi un dénivelé de deux marches entre la nef et le chœur, au niveau des piliers de l'arc doubleau séparant les deux travées.

Abords et pente



Comme on peut le voir sur le cadastre (III.7, parcelles 920 et voisines), la chapelle n'a pas de mitoyen. Le chalet le plus proche est à 6 mètres. Nous n'avons donc pas besoin d'en tenir compte pour une première approche du comportement de la structure.

Fig. III.7 – Cadastre : bas de village de Boudin

En revanche la pente est forte dans tout le village, comme on peut le voir sur la figure III.8. La chapelle est située en bas à droite.

Le dénivelé sur la façade d'entrée, orientée Sud-Sud-ouest face à la vallée est important : 1m entre le côté droit et le côté gauche de la façade. Ceci explique qu'on accède à l'intérieur par un portail avec une marche en pierre d'une épaisseur maximale de 50 cm. Il faut aussi noter que par conséquent le niveau intérieur dans l'angle ouest de la chapelle est au-dessus du niveau du sol extérieur. Pour les mêmes raisons, le chevet de la chapelle est au contraire enterré en grande partie. On mesure 2,1m de terre au dessus du sol intérieur de la chapelle à gauche de l'autel, 2,7m à droite.

Fondations

Il aurait fallu faire des tests afin de déterminer la nature des fondations, notamment leur profondeur, leur aplomb et leur nature : sont-elles de profondeur constante ou suivent-elles la pente du terrain ? Leur largeur est-elle identique à la partie extérieure du mur ?

Malheureusement nous n'avons pu faire aucun relevé de fondations. Compte tenu de la petite taille de la chapelle et de sa situation dans un hameau périphérique de la paroisse, nous avons considéré que les fondations étaient constituées de massifs de maçonnerie identique à celle des murs, de même largeur. Étant donnée la forte pente du terrain, nous avons supposé qu'elles s'enfonçaient de 30 cm sous les dalles de pierres massives constituant le sol intérieur dans les parties où la chapelle est enterrée, et de 30 cm sous le point le plus bas des façades quand le sol intérieur est en surplomb par rapport à l'extérieur.

Couverture et charpente



Fig. III.9 – La couverture en ardoises de la chapelle

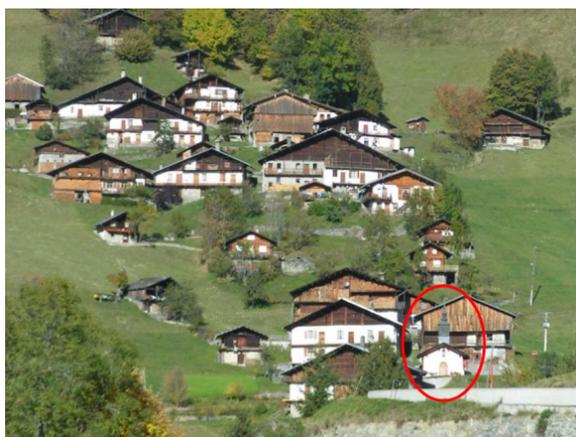


Fig. III.8 – La forte pente



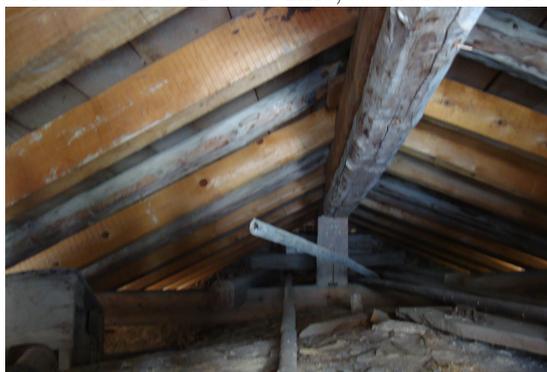
Fig. III.10 – Exemple de couverture en ancelles

Le toit est actuellement couvert d'ardoises comme on peut le voir sur la figure III.9, mais jusqu'au milieu du XXe siècle, la couverture était traditionnelle, assurée par des ancelles, comme illustré sur la figure III.10. Ce sont des tuiles de bois taillées lors des veillées d'hiver avec un fer anceleur et non pas sciées pour éviter de casser les fibres. Elles mesurent environ 80 cm de long sur 20 de large et sont disposées en quatre à six couches décalées avec recouvrements vertical et latéral sur des planches de 3 cm d'épaisseur parallèles au faîte du toit. Elles ne sont pas clouées mais maintenues par de grosses pierres plates. Tous les cinq à dix ans, les ancelles devaient être retournées, permettant à la couverture de durer cinquante ans. Ce mode de couverture a progressivement été abandonné à cause du travail que cela représentait et à cause des incendies. Notons qu'à épaisseur égale, les toitures en bois sont 10 fois plus isolantes que la tuile, 20 fois plus que l'ardoise, 35 fois plus que la pierre. En effet, de tous les matériaux de toiture, le bois est, de très loin, le meilleur isolant thermique. Or la méthode de pose des ancelles par recouvrement comme ici crée des épaisseurs variant de 5 à 12 centimètres, ce qui accroît d'autant le différentiel thermique avec d'autres matériaux bien plus fins.

La charpente est extrêmement simple. Il n'y a pas de vraie ferme intermédiaire, uniquement un tirant bois posé sur les murs gouttereaux mais sans arbalétrier, au niveau de l'arc doubleau

intérieur. En plus de cette pièce transversale, la charpente est composée de 3 pannes dont la faîtière et, en comparant avec les plans de charpente de l'église de Saint Jacques d'Assyrie à Hauteluce, de chevrons de 15 x 15 cm espacés de 70 cm entre axes. Les deux pannes sablières sont des rondins de 25 posés sur le haut des murs. Le porte-à-faux faisant auvent est spécifique de la région : les pannes sortent de 1,3m en avant de la façade.

La couverture du clocher est aujourd'hui faite de bardeaux de cuivre étamé qui se dégrade peu dans le temps pour la partie haute, et d'ardoises dans la partie basse.. Autrefois, la charpente en bois était couverte de zinc, de bois et de fer blanc.



Ce clocher à deux bulbes est un campanile typique de la région. C'est pour cela que nous pouvons faire l'hypothèse, en nous basant sur les relevés de la Médiathèque de l'Architecture et du Patrimoine, d'une structure en charpente bois à quatre appuis, empilés sur un élément de charpente. Pour mieux comprendre la structure de cet élément, on pourra se reporter aux relevés en annexe, ainsi qu'à la figure (III.11).

Fig. III.11 – Structure par empilement

Les voûtes sont en maçonnerie enduite et reçoivent un décor peint. Nous avons fait l'hypothèse qu'elles étaient suspendues à la charpente, comme c'est souvent le cas dans les édifices de petite taille.

b Relevés

Les plans, coupes et élévations cotés de l'édifice sont en annexe (IV.5). Ils ont été réalisés sur Autocad à partir du relevé partiel effectué par l'ACMH J.G. Mortamet en février 1974 et d'un relevé personnel au laser et à l'aide du logiciel de l'IGN MicMac en août 2013. Les coupes sur les voûtes et la charpente ont été extrapolées puisqu'aucun sondage n'a pu être effectué sur le bâtiment.

c Inspection visuelle

Malheureusement pour nous, la restauration de 2000 a effacé les traces des anciens désordres. Nous devons donc nous baser sur les anciennes photos disponibles ainsi que sur des compte rendu de visites pastorales ou d'inspection des architectes du patrimoine (ABF ou ACMH) en charge du bâtiment. Nous avons donc relevé les points suivants, en nous appuyant sur [dLP09]

Rotation de la façade, Figure III.13 :

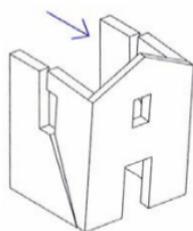


Fig. III.12 – Rotation de la façade d'entrée

Dommages observés : Fissure sur la face extérieure du mur à l'angle sud-ouest de la chapelle. Ceci pourrait indiquer un mécanisme de rotation hors de son plan de la façade. Nous n'avons pas pu déterminer si la fissure était traversante ou non.

Fragilités : Pas de tirant longitudinal ou de contrefort en façade. Actions supplémentaires sur la façade dues à la présence du campanile de grande taille à son sommet, ancré dans la charpente. Pas de chaînage d'angle.



Fig. III.13 – Fissure en V sur la façade ouest en 1986, avant restauration, Archives Départementales du STAP

Rotation de la partie supérieure du chevet, Figure III.15

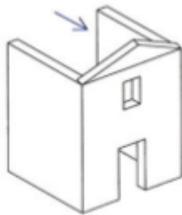


Fig. III.14 – Rotation de la partie supérieure du chevet

Dommages observés : Rotation hors plan de la partie supérieure du chevet. Fissures en V dans le haut des deux murs orthogonaux, horizontales dans le chevet lui-même.

Fragilités : Pas de tirant longitudinal. Possibilité de coups de butoir de la toiture qui vient frapper contre le mur de chevet, à un endroit où celui-ci n'est plus rigidifié par les murs orthogonaux.



Fig. III.15 – Fissure horizontale sur le chevet et endommagement de la maçonnerie en partie haute, 1986, avant restauration, Archives Départementales du STAP

Décalage en partie haute par rotation et traction : Figures III.17

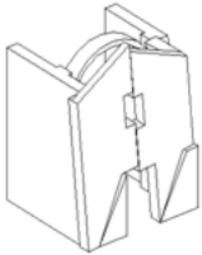


Fig. III.16 – Fissuration verticale et cisaillement

Dommages observés : Fissuration verticale dans la partie haute, au dessus des ouvertures qui la fragilisent. Cisaillement dans la partie basse des panneaux latéraux de la porte.

Fragilités : Pas de tirant longitudinal, de contrefort en façade ou de raidisseur. Phénomène amplifié par l'élancement de la façade et la présence d'ouverture importante.



Fig. III.17 – Fissure verticale au-dessus de la porte et endommagement de la maçonnerie en partie basse, 1986, avant restauration, Archives Départementales du STAP

Mécanisme de cisaillement dans les murs gouttereaux : Figures III.15 et III.13

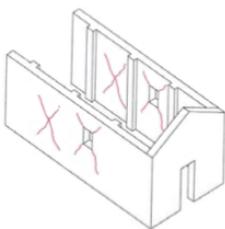


Fig. III.18 – Cisaillement

Dommages observés : Petites fissures en X sur l'extérieur des murs : murs soumis à des efforts dans leur plan. On peut les voir en vert sur les figures III.15 et III.13.

Fragilités : Outre le cisaillement durant un séisme passé, ces fissures pourraient aussi être dues, au moins à l'origine, par les tassements différentiels de la chapelle, et ce d'autant plus que l'on ne connaît pas le système de fondations.

Voûtes de la nef et du chœur : Figure III.21

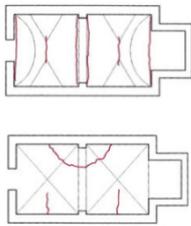


Fig. III.19 – Rigidités mal réparties

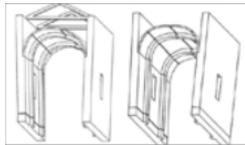


Fig. III.20 – Désolidarisation des murs et de la couverture

Nous n'avons malheureusement pas de photos anciennes des voûtes de la chapelle. Il faudrait pouvoir déterminer s'il y avait des fissures notamment sur le pourtour à la jonction avec les murs et à la jonction des différents plans constituant la voûte ou même des épaufrures. En effet cela pourrait nous renseigner sur le mode de fonctionnement de la structure : sont-elles accrochées à la charpente, auquel cas les fissures seraient dues au mouvement différentiel murs/charpente, ou auto-portées appuyées contre les murs, les fissures pouvant alors souligner les mouvements contraires des murs, comme on les verra avec les déformées modales.

On peut voir en III.19 le type de fissures résultant de rigidités trop disparates dans les soutiens des voûtes : arc triomphal, contreforts, tirants versus murs peu épais, ouvertures nombreuses... La figure III.20 présente les fissures dues à une désolidarisation sous sollicitations sismiques des parois et des voûtes. Ces dernières perdent alors leur forme géométrique initiale qui assurait leur raideur nécessaire, ce qui crée des charnières et provoque la fissuration



Fig. III.21 – Fissures dans la nef et le chœur, chapelle Notre Dame du Mont Carmel, La Combe, Saint-Gervais, Août 2013

On peut voir en figure III.21, la fissuration actuelle de la chapelle Notre Dame du Mont Carmel à Saint-Gervais. Cette chapelle est exactement de même type que celle de Boudin. Ces fissures sont apparues après le séisme de 2005 et rendent actuellement le bâtiment impropre à l'usage.

**Poussée du toit sur les murs gouttereaux et déversement des murs gouttereaux :
Figures III.24 et III.15**

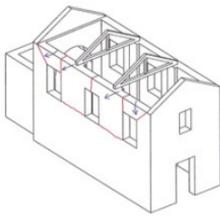


Fig. III.22 – Ruine par interaction charpente/murs

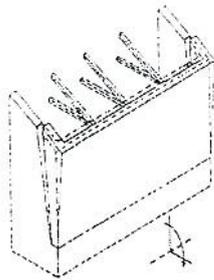


Fig. III.23 – Déversement des façades latérales

Dommages observés : Fissuration de la maçonnerie autour des chevrons des façades Est et Ouest. Fissuration horizontale des murs gouttereaux, se prolongeant partiellement par des fissures en V sur les façades du chevet et de l'entrée.

Fragilités : Le toit qui bouge durant le séisme sollicite fortement à l'horizontale le haut des murs, et accentue le tassement de la maçonnerie de mauvaise qualité. Ce phénomène est accentué par l'absence de charpente triangulée : comme on l'a vu sur la figure III.11 il n'y a pas de ferme à proprement parler. Même sans sollicitations dynamique, la charpente transmet des efforts horizontaux à la structure en maçonnerie. C'est sans doute pourquoi, en plus de dégradations localisées en haut des murs, on note un déversement plus général des murs gouttereaux, amplifié par l'absence de chaînage d'angle.

On peut voir cette combinaison de mécanismes en figure III.24 et figure III.15.



Fig. III.24 – Poussée du toit et déversement des murs gouttereaux : fissures en haut des murs, maçonnerie abîmée

Campanile, Figure III.26

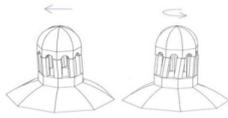


Fig. III.25 – Mode de dommage d'un campanile

On peut voir en figure III.26 l'état du campanile en 1992.

Dommages observés : Dérangement de l'alignement des tavaillons cloués, en bords horizontaux parallèles au bas de la flèche. Torsion du campanile dont les 4 appuis ne sont plus tout à fait verticaux. Écartement des 2 appuis de la façade.

Fragilités : sollicitation du campanile latéralement et en torsion à cause de son mode d'accroche sur la charpente et la façade.

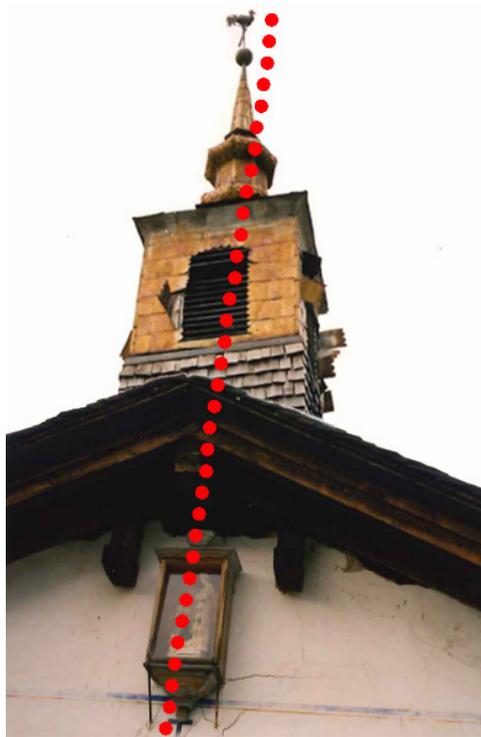


Fig. III.26 – Dommages sur le campanile en 1992, Archives Départementales du STAP

d Test non destructifs et peu invasifs

Nous n'avons pu procéder à aucun test sur ce monument, faute de temps et de moyen. Nous aurons donc recours dans la suite de cette étude à des valeurs issues de la bibliographie pour les différentes caractéristiques mécaniques et physiques des matériaux employés. Pour plus de détail sur l'obtention de ces valeurs, les différents tests possibles ont été détaillés en I.3.4.

III.2 Choix du type de modélisation – Mise en place du modèle

III.2.1 Construction du maillage et simplifications adoptées

Nous avons choisi de monter un modèle numérique à l'aide du code calcul Cast3M, développé au CEA et utilisé au LMT-Cachan. Le langage utilisé par Cast3M est le Gibiane, dérivé du Fortran. Cast3M intègre non seulement les processus de résolution (solveur) mais également les fonctions de construction du modèle (pré-processeur) et d'exploitation des résultats (post-traitement). C'est donc un logiciel « boîte à outils » qui permet à l'utilisateur de développer des fonctions répondant à ses propres besoins, en intégrant un très grand nombre de facteurs et donc de pouvoir totalement « personnaliser » aussi bien le maillage construit point à point que les caractéristiques des matériaux, les lois de comportement utilisées etc.

J'ai d'abord modélisé sur Rhino3D la chapelle à partir des relevés. J'y ai mis le plus de détails possibles afin de bien comprendre, en 3 dimensions, comment les différents éléments de la structure s'imbriquaient. Cela m'a notamment permis de recalculer quelques hauteurs que les géomètres ne spécifiaient pas.

Ce modèle m'a aussi permis de noter les simplifications à faire pour le modèle Cast3M. En effet d'une part l'interface de ce logiciel ne permet pas d'y créer aisément de structure très complexe. Il faudrait pour cela utiliser Autocad, GiD (CIMNE, 2007) et un certain nombre d'autres applications développées pour permettre de passer du codage CAO aux lignes de codes de Cast3M. C'est d'ailleurs l'un des développements proposés à ce travail. D'autre part, notre manque de renseignements sur les assemblages réels du bâtiment, son état mécanique... aurait rendu superflue et trompeuse toute modélisation trop « précise ».

a Définition du type de modèle

Tout d'abord se posait la question du choix du type de modélisation. Nous avons opté, parmi celles décrites en II.3, pour une macro-modélisation. Nous avons donc considéré un matériau maçonnerie homogénéisé et continu. Deux raisons venaient s'ajouter à celles précédemment exposées. D'une part nous n'avions aucun moyen dans le cadre de ce travail de faire des tests *in situ* nous permettant de qualifier la maçonnerie de cet édifice précisément, d'autant que la chapelle a été restaurée récemment et enduite de frais. D'autre part, la maçonnerie de la chapelle est visiblement de qualité assez médiocre. Il s'agit d'un mortier grossier dans lequel sont agglomérées de pierres de taille variée, sans aucun ordonnancement. C'est un blocage grossier. Or comme on l'a vu en II.3, moins la maçonnerie est appareillée et plus son comportement est isotrope. Il n'y a pas de direction de fissuration privilégiée constituée par des lits de joints réguliers.

Ensuite se posait la question du choix des éléments de maillage, c'est-à-dire le type des éléments finis utilisés pour les calculs. Comme nous souhaitions faire une analyse 3D de la structure vu les chargements à lui appliquer et surtout son manque important de symétrie, nous avons le choix entre :

- Une *modélisation 3D à l'aide d'éléments surfaciques*, soit des plaques multi-couches de type DST. Une coque est définie géométriquement par une surface dotée d'une épaisseur h , supposée faible devant toutes les autres dimensions. Les plaques utilisent des éléments finis triangulaires. L'élément DST (Discrete Shear Triangle), plutôt utilisé pour les éléments épais comme dans notre cas, prend comme base sous forme discrète l'hypothèse de Mindlin-Reissner le long des côtés de l'élément. C'est-à-dire qu'on considère que les sections droites, orthogonales à la surface de la plaque dans la configuration de référence, restent droites après déformation mais pas forcément orthogonales. Il prend donc en compte les effets de cisaillement transversal. Il possède cinq ddl par nœud : 3 déplacements et 2 rotations de

la normale au plan moyen. Cast3M fournit dans ce cas les contraintes généralisées sur les peaux inférieure, supérieure ou moyenne de la plaque.

Ce type de modélisation permet de diminuer le nombre de degrés de liberté, de pouvoir récupérer et interpréter les résultats de façon plus rapide et plus aisée et d'utiliser des lois de comportement des matériaux en 2D pour le cas de calculs non-linéaires.

- Une *modélisation 3D à l'aide d'éléments volumiques*, de type CUB8 ou CUB20 selon la nomenclature Cast3M, pour des éléments quadrangles. La principale différence avec les éléments plaques est que ceux-là ne font pas d'hypothèse sur la cinématique et tiennent compte de toutes les déformations de cisaillement.

Quel que soit le modèle choisi, plus on affine le maillage, plus les résultats se rapprochent de la théorie. De plus, les résultats numériques, aux moins pour les premiers modes de la structure sont toujours supérieurs aux résultats théoriques dans le cas simple de la flexion 3 point d'une poutre. Cela est dû dans les deux cas à la plus grande rigidité des plaques et des éléments 3D par rapport aux hypothèses de la théorie de poutres. De plus le modèle plaque permet d'observer tous les phénomènes de torsion, contrairement au modèle en éléments volumiques. On peut noter que ce dernier est plus sensible à la densité et la forme du maillage que le modèle plaque. Mais le modèle plaque tend plus difficilement vers la solution théoriquement exacte car l'affinement du maillage coûte cher en temps de calcul. Ceci dit, les modes propres d'un modèle plaque sont proches de ceux d'un modèle avec éléments volumiques en déformées et fréquences modales, ce qui montre que le modèle simplifié est capable de bien représenter la réponse de la structure au séisme.

En conclusion, les deux types de modèles semblent parfaitement convenir pour une première approche, mais le modèle plaque permet de travailler avec un temps de calcul plus raisonnable et d'avoir des résultats plus aisément exploitables. C'est donc celui que nous avons choisi.

b Simplifications structurelles

D'autres part, nous avons procédé aux simplifications structurelles suivantes :

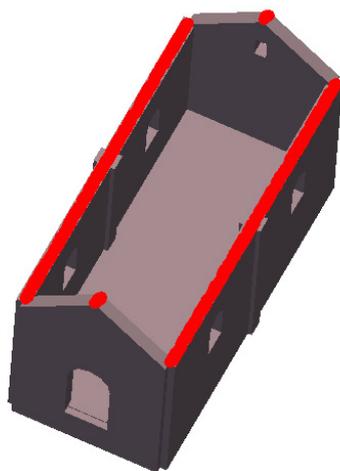


Fig. III.27 – Charpente et couverture sous forme de masses réparties

- **La charpente et la couverture** ont été prises en compte sous forme de chargement équivalent en haut des murs. Pour ce faire, nous avons calculé le poids propre de la couverture, du complexe d'étanchéité, de la ferme et de la charpente, que nous avons redistribué grâce à la masse volumique adéquate d'une poutre posée sur le haut des murs gouttereaux. Nous avons fait la même chose pour la partie en porte à faux du toit, avec un chargement excentrique sur le pignon, reporté en trois points sur le mur pignon : la panne faîtière et les deux pannes sablières. Il avait été envisagé de tenir compte du porte à faux en imposant un moment en tête de mur afin de reproduire le chargement excentré. Toutefois, cela était trop pénalisant, notamment au vu de la taille du porte à faux qui n'est pas énorme.

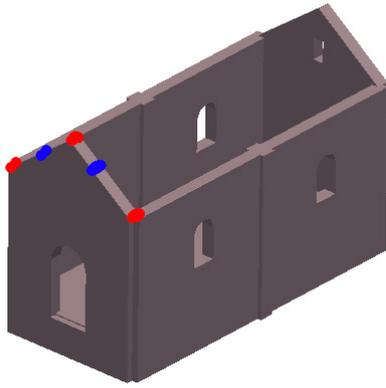


Fig. III.28 – Porte-à-faux et campanile sous forme de masses ponctuelles

- Le **campanile** a été simplifié de la même façon, car nous ne connaissons pas le mode d'assemblage de cette structure de façon à pouvoir la modéliser entièrement. En revanche, elle est empilé à la base sur la charpente. Nous avons donc reporté l'ensemble de la masse du campanile, charpente, couverture et cloche, en deux points sur le pignon, représentant les deux appuis en façade.

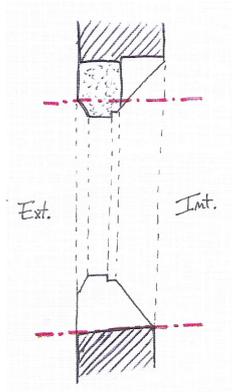


Fig. III.29 – Ébrasement des fenêtres

- L'**embrasement des fenêtres** a été prise en compte comme illustré sur la figure III.29. Pour l'appui de fenêtre, l'ouverture maximale de la baie a été représentée. En effet, dans ce mode de construction traditionnel, l'embrasement est souvent de la maçonnerie ajoutée a posteriori sur la maçonnerie du mur, donc avec des conditions d'accroche que nous ne sommes pas à même de présenter. Pour la retombée, on a représenté une moyenne basse entre la hauteur intérieure et extérieure afin de tenir compte tout de même de la pierre servant de linteau.

- Les deux niveaux de **sol intérieur** ont été représentés par deux dalles en pierre, sans tenir compte du format et de la disposition des éléments de dalle réels. Là encore, on a choisi de considérer un matériau continu et homogénéisé, représenté par des éléments plaques.

III.2.2 Caractéristiques des matériaux utilisés

Pour l'exploitation du modèle numérique, nous avons retenu les caractéristiques ou valeurs suivantes, en essayant de trouver dans la littérature des bâtiments ou de la maçonnerie à l'aspect similaire.

a Maçonnerie

Comme on l'a souligné plus haut, et comme on peut le voir sur la figure III.17, la maçonnerie de la chapelle est de qualité assez médiocre, avec des tailles d'éléments assez disparates et une forte proportion de mortier.

- *Module d'élasticité* : Nous retiendrons les valeurs données par le code italien [?] : compris entre $1500N/mm^2$ et $1980N/mm^2$ D'autre part, dans [DGE98] dont nous reproduisons le tableau de valeurs dans la figure III.30, le module d'Young varie de 1 à 2,3, avec une

valeur de 2 MPa pour une église de construction beaucoup plus noble que la chapelle qui nous intéresse. Nous avons donc choisi une valeur de $E = 1,8.E9N/m^2$.

- *Masse volumique* : Le CEA avait proposé pour l'étude du pont du Gard $\rho = 2140kg/m^3$. Nous l'avons là aussi tempérée car ce monument est constitué de gros blocs massifs. Nous avons donc utilisé une valeur $\rho = 1800kg/m^3$
- *Coefficient de Poisson* : $\nu = 0,2$. Là encore, la seule étude utilisant un coefficient de Poisson plus élevé concernait une église en maçonnerie appareillée. Nous l'avons donc écartée.
- *Résistance à la compression* : $\sigma_c = 14E6N/m^2$
- *Résistance à la traction* : $\sigma_t = 1E5N/m^2$
- *Résistance au cisaillement* : $\sigma_v = 2E4N/m^2$

Types de matériaux	ν	E (GPa)	ρ (kg/m ³)	σ_t (MPa)	Références
Blocs de Pierre	0,2	23	2500	3	Masonry-stone walls, Structural Mechanics Unit, ISIS, JRC, EC, 21020 Ispra (VA), Italy
Maçonnerie	0,2	2,3	1500	0,1	
Mortier	0,2	0,115	-	-	
Maçonnerie	0,25	2	2000	0,15	Church of San Rocco, Gemona, Italy, Dipartimento di Ingegneria Strutturale, Politecnico di Milano
Blocs de pierre	0,2	110	1600	-	Columns of monuments, University Politecnico di Milano
Maçonnerie	0,2	1	1500	-	
Mortier	0,2	2,5	1800	-	

Fig. III.30 – Caractéristiques mécaniques de Monuments anciens,[DGE98]

b Dalles du sol

A défaut de connaître le type de pierre, nous avons comparé l'aspect des dalles avec celui des dalles de l'église de Beaufort qui est référencée dans la base du BRGM pour les monuments. Nous avons donc retenu le séricitoschiste comme matériau. C'est une roche métamorphique du faciès schiste vert qui présente de nombreux micas blancs lui procurant son aspect satiné.

- Masse volumique : $\rho = 2700kg/m^3$.
- Le module d'Young : $E = 30E9N/m^2$.
- Coefficient de Poisson : $\nu = 0,3$.

c Charpente - Couverture

Pour calculer le poids total de la charpente et de la couverture afin de la reporter sur les murs, nous avons utilisé les valeurs suivantes :

- Charpente, pin cembro : $\rho = 550 kg/m^3$
- Voligeage bois, sapin : $\rho = 450 kg/m^3$. Sur 4cm d'épaisseur : 18kg/m²
- Voûtes plâtre : $\rho = 1200 kg/m^3$. Sur 7cm d'épaisseur : 84 kg/m²
- Couverture, ardoises : $\rho = 2750 kg/m^3$ soit 30 kg/m²
- ou Couverture ancelles, épicéa : $\rho = 500kg/m^3$ sur 10cm d'épaisseur : 50 kg/m².

On arrive donc à un poids par m^2 d'environ 800kg, soit 100T pour les 126 m^2 de toiture et 7,7T pour le porte-à-faux de l'auvent.

III.2.3 Conditions aux limites : interaction sol - structure

De manière générale, l'interaction entre le sol et la structure est un problème très complexe. Pourtant, dans la majorité des cas, on conçoit la structure en partant du principe que celle-ci, au niveau des fondations, est bloquée vis à vis des translations, des tassements et parfois même des rotations. Mais sous sollicitations sismiques, les structures génèrent des forces d'inertie qui introduisent du cisaillement et des moments de renversement à l'interface sol / structure. Ce phénomène est renforcé si le système de fondation et/ou le sol n'est pas rigide : la structure se déplace, sa base tourne. Pour les bâtiments très élancés et très souples, ce phénomène est négligeable devant les déplacements de la superstructure. Mais dans les cas comme la chapelle Saint Jacques où la structure est raide avec un système de murs porteurs, les mouvements des fondations peuvent contribuer de façon significative à la déformation de l'ensemble. Ignorer ces phénomènes peut nous conduire à mésestimer fortement l'ampleur de la réponse sous séisme. De plus, comme nous l'avons indiqué plus haut, la chapelle est dans un terrain fortement en pente, ce qui augmente la surface d'interaction sol/structure. Il est donc impératif de prendre en compte l'interaction sol-structure de façon un minimum réaliste. Nous avons exploré plusieurs solutions.

a Approche directe : Massif de terrain

Première option : on représente dans un même modèle le sol et la structure à étudier. On modélise donc un massif du site sur environ 200 m tout autour de la chapelle avec des éléments 3D solides type CUB8 ou CUB20. On peut alors écrire comme suit l'équation de mouvement de l'ensemble :

$$M_{total}\ddot{u}_{total} + Ku_{total} = -M_{total}\ddot{u}_{base} \quad (III.1)$$

avec :

\ddot{u}_{base} l'accélération à la base du modèle

M_{total} et K respectivement la masse et la raideur de l'ensemble

\ddot{u}_{total} et u_{total} respectivement l'accélération et le déplacement de l'ensemble

Cette méthode permet de prendre en compte l'interaction sol-structure et les phénomènes associés de façon automatique et très réaliste. Que ce soit en statique ou en dynamique, on peut procéder à des analyses linéaires ou non-linéaires. Par exemple, on peut rendre compte de non-linéarité géométrique comme le glissement de fondations ou dans notre cas le basculement de tout ou partie de la fondation de façon unilatérale.

Mais cette démarche conduit à des fichiers très lourds et est chère en temps de calculs, fonction notamment de la taille de l'édifice, du type d'éléments, des conditions aux limites imposées entre le massif de sol et la structure.

De plus, la question des conditions aux limites de ce massif de sol se pose tout de même. Une fois la structure frappée par les ondes sismiques, elle devient un système vibratoire. Les ondes émises par l'interface entre cette structure et le massif de sol se propagent, certaines vers les limites du massif. Il est donc nécessaire de mettre en place des limites artificielles, absorbantes, qui puissent traduire la radiation d'énergie dans un milieu déformable, continu et sans limite. Ceci alourdit encore le fichier de départ, et nécessite tout de même la modélisation d'un massif de sol non négligeable.

Le nombre de degrés de liberté du système dans son ensemble est donc extrêmement élevé. Cette lourdeur est accentuée si l'on souhaite balayer une large gamme de fréquences, intéressant le sol et la structure. Les fréquences élevées nécessiteront un maillage plus fin, donc des capacités de calculs encore accrues. Ceci n'est guère en accord avec nos hypothèses simplificatrices de départ.

Enfin, pour que les résultats aient une signification, cette méthode nécessite une connaissance géotechnique approfondie du sol d'assise, ce qui n'est absolument pas notre cas. Nous n'avons aucune données géologiques nécessaires à ce type de modélisation. Il faudrait pour cela au moins faire quelques sondages. Nous ne saurions donc pas comment renseigner ce massif de sol.

Cette méthode ne semblait donc pas du tout appropriée à notre étude.

b Conditions d'appuis

Deuxième option : on ne représente pas le sol de façon réaliste mais uniquement sous forme de conditions d'appuis particulières imposées à la structure. Cela contraint plus la structure mais allège le fichier. C'est la solution que nous avons choisie. Les conséquences d'une telle modélisation sont de deux ordres.

D'une part on devra modifier les conditions d'appuis en fonction du rapport au sol. Cela nous conduit à découper toutes les façades en 4 zones distinctes, comme illustré sur la figure III.31 :

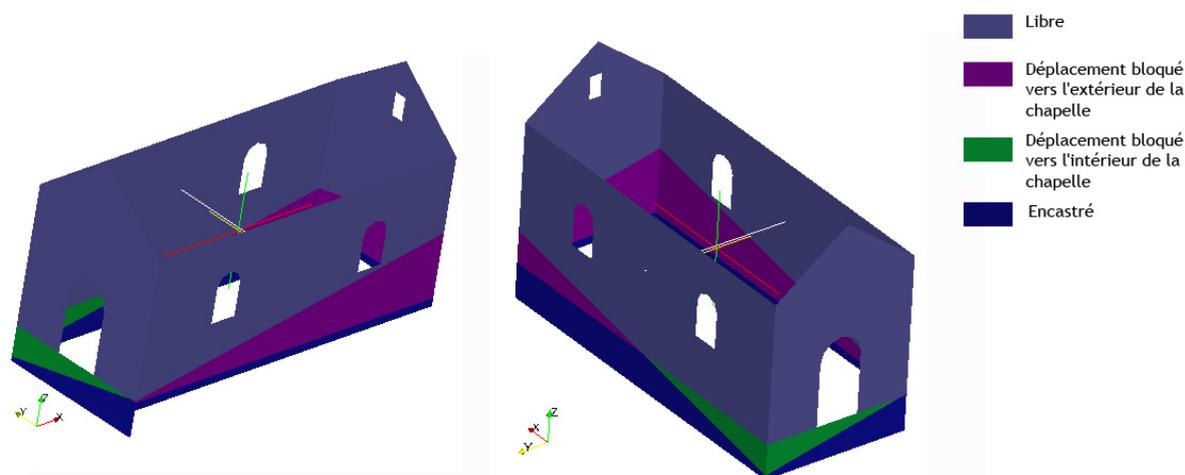


Fig. III.31 – Les différentes zones de conditions aux limites

- la partie supérieure, totalement hors sol, laissée libre quelle que soit la façade.
- la partie comprise entre le plancher de la chapelle et le niveau du sol extérieur dans la partie où la chapelle est enterrée. Ici, on permet le déplacement uniquement vers l'intérieur de la chapelle, c'est-à-dire là où il n'y a pas de terre.
- la partie comprise entre le plancher de la chapelle et le niveau du sol extérieur quand celui-ci est plus bas que le sol intérieur. Ici, on permet le déplacement uniquement vers l'extérieur de la chapelle, c'est-à-dire là où il n'y a pas de terre.
- la partie de fondation, zone où les plaques sont enterrées des deux côtés, encastrée.

Prenons par exemple le cas de la façade ONO, façade 2 : la partie supérieure est libre ; la partie du chœur, enterrée, est bloquée dans la direction des x négatifs ; la partie de la nef, en surplomb, est bloquée dans la direction des x positifs ; la partie basse est bloquée en déplacement et en rotation.

D'autre part, il faut appliquer une force latérale sur les parties enterrées, qui traduit la poussée des terres, dépendant de la nature du sol et de la profondeur d'enterrement. Pour ce faire, on a besoin

- de la masse volumique du sol, que l'on choisit à $\rho = 2500kg/m^3$,
- de la profondeur sous le sol extérieur en tout point
- de $g = 9,81m.s^{-2}$

Reprenons l'exemple pour la façade 2. On peut voir en III.32 les champs de forces des poussées vers l'intérieur et vers l'extérieur ainsi que la représentation vectorielle de la poussée des terres finale créée. On notera que dans le chœur la poussée de terres est dirigée vers l'intérieur, contrairement à celle de la nef, à cause de la forte pente.

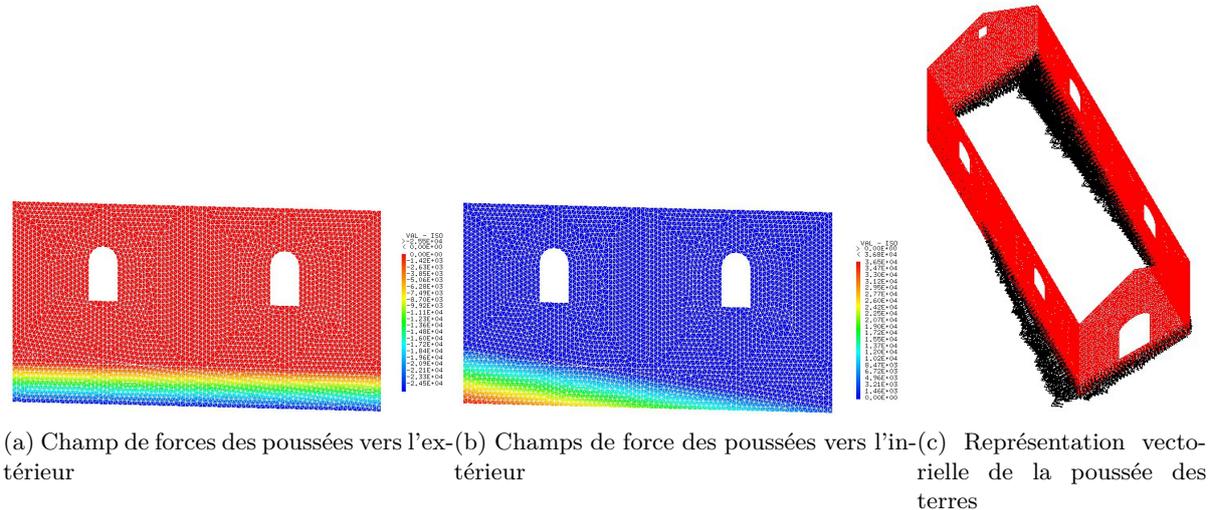


Fig. III.32 – Reconstitution de la poussée des terres sur la façade 2

La procédure adoptée pour construire la poussée des terres fonctionne correctement. On rend bien compte des différents cas de poussées de terres en fonction de l'enterrement respectif des façades.

c Remarques

1) Pour des études plus poussées il pourrait-être intéressant de comparer les résultats de l'option de modélisation numéro un et ceux-ci. En effet elle donnerait sans doute des résultats plus proches de la réalité et éviterait peut-être de devoir faire ensuite un certain nombre de choix arbitraires. Les résultats obtenus par la méthode 2 pourraient servir de guides afin d'exploiter correctement les résultats.

2) Soulignons que toute option de modélisation des conditions aux limites introduisant des conditions d'unilatéralité (opérateurs RELA MINI et RELA MAXI dans Cast3M), c'est à dire une notion de sens, est incompatible avec une analyse par recomposition modale (opérateur SSSIB dans Caste3M, voir Annexe 3). Il nous faut donc faire un choix :

- soit on utilise une méthode spectrale, mais on impose des conditions aux limites encore plus drastiques : on interdit tout déplacement selon la direction indiquée, quel que soit les sens. On utilise l'opérateur BLOQ et non RELA dans Cast3M.
- Soit on ne fait que du calcul temporel, avec un accélérogramme. Cela nécessite de passer par une procédure plus complexe dite procédure PASAPAS, qui permet d'effectuer des calculs non linéaires incrémentaux.

Se pose alors la question de la rentabilité des différents choix effectués : vaut-il mieux être le plus réaliste possible au niveau de l'interaction sol-structure ou dans l'exhaustivité de la base

modale ? Cela a-t-il un sens de passer sur une procédure PASAPAS pour effectuer des calculs linéaires, c'est-à-dire sans prendre en compte l'endommagement ?

S'agissant de faire un diagnostic préliminaire, nous sommes partis sur une étude en linéaire. L'idée est donc de regarder dans ce mémoire, si un certain nombre de critères sont violés sur de large zone par le modèle, et où. Cela nous permettrait ensuite de procéder à des calculs non-linéaires, mais sur les parties identifiées dans cette étude comme à risques. En effet, il faut bien noter que, tout comme un modèle trop complet est trop lourd et donne trop de résultats, inexploitable, un modèle non-linéaire sur un bâtiment complet n'est pas forcément la solution. Ainsi, on peut noter :

- *Modèle linéaire* :
 - Avantages : convergence assurée, faible temps de calcul, localisation des zones critiques
 - Inconvénients : tractions irréalistes, pas de redistribution des contraintes : les efforts calculés ne doivent pas être pris comme des indications parfaitement fiables des efforts réels
- *Modèle non-linéaire* :
 - Avantages : limitations des tractions, redistribution de contraintes, mise en évidence des rotules plastiques : les efforts calculés reflètent mieux la réalité.
 - Inconvénients : difficultés de convergence, temps de calcul élevé, énormément de résultats à analyser

Nous avons donc choisi de rester en calculs linéaires et d'exploiter les résultats grâce aux critères expliqués en II.2.2, mais de tester les deux modes de calculs associés aux deux façons d'exprimer les conditions aux limites :

- interdiction des déplacements normaux au plan du mur et analyse spectrale (opérateur BLOQ et procédure SISSIB)
- limitation des déplacements normaux en fonction de la position du sol et analyse temporelle. (opérateur RELA MINI / MAXI et procédure PASAPAS)

III.2.4 Identification dynamique du comportement de la structure

Le comportement dynamique d'une structure est très affecté par les altérations de sa géométrie - affaissement d'une voûte, les variations des conditions aux limites - détériorations des fondations, les changements de masse - effondrement partiel, et les dégradations des propriétés mécaniques des matériaux qui la constituent. Or on cherche par les simulations numériques, à reproduire le comportement sous séisme de la structure dans son état réel.

L'idée est de « caler » les paramètres mécaniques et géométriques du modèle sur des informations obtenus in situ, grâce à l'identification dynamique lors des campagnes d'investigation décrites en I.3.4.

Nous n'avons malheureusement pas pu procéder à ce recalage puisque nous n'avons aucune valeur nous permettant de faire les comparaisons nécessaires. Nous exposerons tout de même le principe de cette méthode, qui se déroule en deux grandes parties :

a L'identification dynamique.

Par cette technique non destructive, on souhaite connaître expérimentalement le comportement global de la structure à travers une analyse modale qui permettra, combinée aux autres tests décrits en I.3.4, d'avoir un modèle recalé pertinent et des résultats significatifs.

On procède tout d'abord à l'excitation dynamique de la structure. Différentes solutions sont possibles. Le choix de la technique utilisée dépend de l'équipement disponible, des caractéristiques de la structure que l'on souhaite mesurer, des facilités de mise en œuvre, du temps

disponible pour l'étude... Des agitateurs peuvent être utilisés pour appliquer de s forces importantes à la structure, mais ils coûtent cher et il faut les utiliser avec précautions car ils peuvent causer des dommages dans le bâtiment par résonance. Des sources d'excitation plus faibles comme des marteaux ou des systèmes à base de poids, moins chers, peuvent aussi être utilisés. Enfin, les vibrations ambiantes aléatoires provoquées par le vent, le trafic routier, les activités humaines ou les vibrations du sol sont des sources utilisables. On peut se reporter pour plus de détails à[C1]. L'un des points délicats est de choisir de façon pertinente l'emplacement des points de mesure et la direction. On se base le plus souvent sur l'analyse modale faite par le modèle éléments finis que l'on a construit en parallèle.

Ensuite il faut enregistrer le signal choisi et le numériser. Pour l'acquisition du signal, différents transducteurs sont susceptibles de mesurer les accélérations de la structure. On les choisira en fonction de la gamme de fréquences attendues, de la sollicitation dynamique... Prenons par exemple la campagne faite par EXPIN Ltd. Company pour l'église San Domenico à l'Aquila. Des accéléromètres piézoélectriques avaient été choisis car ils avaient l'avantage de ne pas nécessiter d'énergie extérieure. C'était un atout conséquent dans une zone privée de courant par le séisme du 6 avril 2009. De plus, ils sont stables, ont un bon ratio signal /bruit et une gamme assez large de fréquences. Les transducteurs mesurent les accélérations à différents endroits de la structure et transmettent les données à un système d'acquisition qui les enregistre en les discrétisant.

Enfin, on procède à une analyse modale de la structure à partir de ces données. On peut ainsi déterminer les paramètres modaux : fréquences, amortissements, et déformées modales. Ces données peuvent ensuite être reliées à des caractéristiques physiques et mécaniques du bâtiment comme la masse, la raideur, la dissipation d'énergie.

Notons tout de même que les problèmes structuraux peuvent être non linéaires, contrairement aux hypothèses que l'on fait dans cette méthode. De plus, certaines fréquences modales très proches ne peuvent pas être détectées. Enfin, pour que l'identification du modèle soit vraiment pertinente, il faudrait aussi prendre en compte la sismicité du site ainsi que sa stratigraphie.

b Le recalibrage du modèle numérique

Tout d'abord on utilise une estimation satisfaisante des paramètres à identifier pour résoudre un premier modèle numérique. Ce seront par exemple des épaisseurs moyennes, des résistances à la compression ou à la traction trouvées dans la littérature etc.

Ensuite, on compare le comportement de la structure déduit des tests in situ et celui simulé numériquement à l'aide d'une fonctionnelle (ou « norme ») d'erreur permettant d'évaluer la qualité de l'estimation actuelle des paramètres. Si la norme d'erreur est supérieure au seuil de convergence fixé, une méthode d'optimisation cherche alors à minimiser cette fonctionnelle d'erreur, en se basant généralement sur son gradient, et corrige les valeurs courantes des paramètres.

Enfin, le modèle numérique est mis à jour et la solution directe du problème est recalculée. La boucle *correction des paramètres solution numérique/calcul d'erreur* continue jusqu'à ce que la norme d'erreur soit inférieure à la tolérance choisie. A la fin du processus, les paramètres *réels* sont considérés comme étant égaux aux paramètres de la dernière itération du modèle numérique qui fournissent une erreur inférieure au seuil.

On choisit le plus souvent les fréquences et déformations modales du modèle comme paramètres à recalibrer pour minimiser les différences entre la réponse déduite des tests et celle obtenue par modélisation. Il est possible de ne recalibrer que les fréquences et de valider le « nouveau » modèle numérique par comparaison d'une part avec les modes calculés à partir des tests, d'autre part en comparant la répartition des efforts de traction obtenue par modélisation avec celle observée à travers les dommages visibles sur le bâtiment. Sinon il est très coûteux et plus compliqué d'introduire directement les déformées modales dans le processus d'optimisation. Les paramètres choisis comme variables d'ajustement doivent avoir une influence directe sur les

données modales. Mais il n'est pas nécessaire que tous les facteurs ayant une influence soient choisis comme variables d'ajustement. Si un facteur peut être estimé pour le modèle numérique initial de façon satisfaisante à partir des tests expérimentaux, ou si la description géométrique de la structure est suffisamment détaillée, il n'y a pas de raison de prendre ces facteurs en considération.

Nous supposerons pour la suite de ce travail que le modèle numérique constitué correspond bien à la réalité physique et mécanique de la chapelle et que l'analyse modale est fidèle.

III.3 Analyse du modèle

On analysera d'abord le modèle en statique, puis en dynamique, soit sous quatre combinaisons de chargements différentes :

- En statique :
 - le poids propre seul.
 - le poids propre et la poussée des terres
- En dynamique :
 - chargement sismique avec le spectre défini par l'eurocode 8 pour la zone, le type de sol etc.
 - combinaison d'actions : poids propre, pousses des terres, neige et séisme.

III.3.1 Analyse statique

a Sous poids propre : validation du modèle

Le but de cette analyse est de vérifier la cohérence du modèle numérique. En effet, une fois créé le champ de force représentant le poids propre, on peut calculer les réactions d'appuis au niveau de fondations et en extraire la composante verticale. Cela nous permet donc de recalculer la masse de la structure en divisant cette force verticale par $g = 9,81$. Par ailleurs, on calcule la masse de la structure en sommant les masses des différents éléments du modèle, obtenues à partir de leur volume et de leur masse volumique.

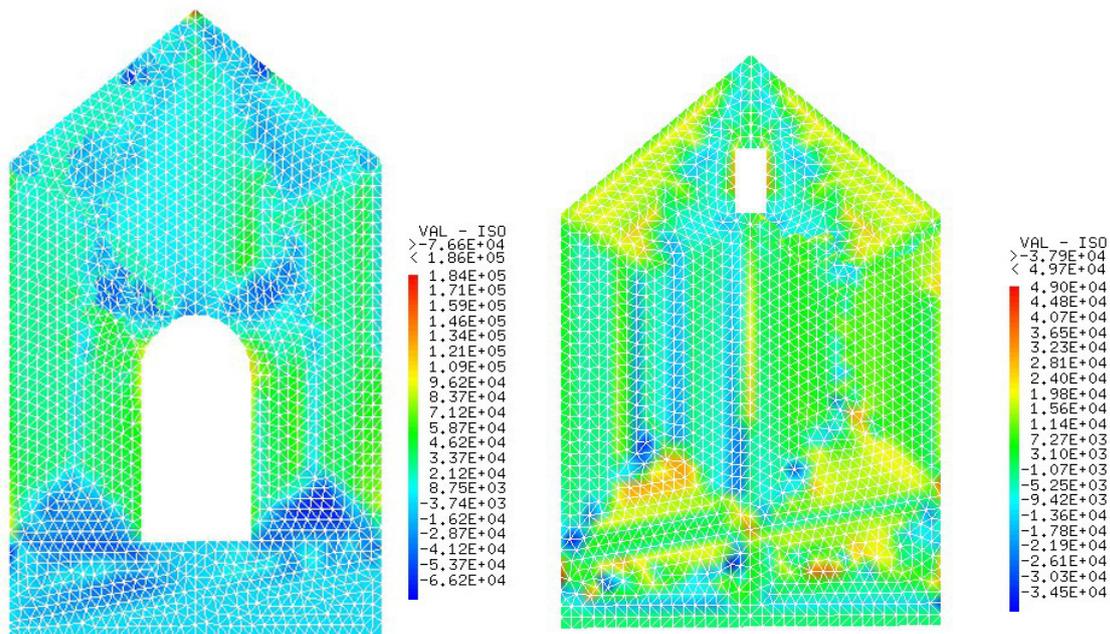
Calcul à partir des réactions d'appuis		Calcul à partir des masses de chaque sous-partie	
Réaction totale Poids propre	3.4206E6	Masse totale murs maçonnes	2.0440E5
		Masse totale piliers maçonnes	1.2480E4
		Masse totale dalles pierre	1.9305E4
		Masse totale charpente-Couverture	1.008E5
		Masse Campanile	4.0E4
		Masse porte à faux	7.7E4
Masse totale	3.4869E5	Masse totale	3.4869E5

Fig. III.33 – Validation du modèle : conditions aux limites, matériaux... par les réactions d'appuis

Ici, comparaison faite, on retrouve bien une masse de $349T$ dans les deux cas, comme on peut le voir sur la figure III.33. Cela nous permet donc de valider le modèle ainsi mis en place et de passer à des chargements plus complexes où les erreurs de base seraient plus difficiles à comprendre.

b Validation de la simplification de la charpente et du porte à faux

Le porte à faux a été modélisé sous forme de 3 masses ponctuelles au niveau de l'insertion des pannes faîtières et sablières dans la façade d'entrée. Cela engendre de la compression supplémentaire au niveau des encastremets. On le voit en comparant les valeurs de traction et compression SMXX et SMYY dans la façade d'entrée et au chevet. Les figures III.34a et III.34b permettent de faire cette comparaison, comme le tableau de la figure. On remarque que le campanile et cette modélisation pour la charpente et la couverture engendrent aussi localement du cisaillement à cause du caractère ponctuel des masses. (III.34)



(a) Champ de forces des poussées vers l'extérieur (b) Champs de force des poussées vers l'intérieur

Fig. III.34 – Cisaillement dans la façade d'entrée et dans le chevet

Comparons maintenant avec les contraintes d'un modèle sans simplification aussi drastique de la charpente. Celle-ci est modélisée sous forme de 3 pannes en bois, dont la masse volumique est modifiée afin de prendre en compte la masse des chevrons, du complexe d'étanchéité et de la couverture. Dans cette modélisation, ρ_{Bois} intègre donc les bois et la neige pour toute la toiture, y compris le porte-à-faux.

L'accumulation de contraintes en compression ainsi que l'apparition de cisaillement dans le mur est bien de même ordre que dans la modélisation très simplifiée pour laquelle on a opté et que nous conserverons par la suite. La figure III.35 récapitule les valeurs des différentes contraintes dans les deux types de modèles pour le chevet et la façade d'entrée.

	Façade d'entrée		Chevet	
	masses ponctuelles	pannes et porte à faux	masses ponctuelles	pannes
SMXX (N)	4.44772E+05	4.61244E+05	4.44772E+05	3.75487E+05
SMXY (N)	1.85678E+05	1.99732E+05	49695	50774
SMYY (N)	3.22503E+05	3.48632E+05	1.36694E+05	1.34215E+05

Fig. III.35 – Tableau récapitulatif des états de contraintes en fonction du type de modélisation de la couverture, de la charpente et du porte à faux

c Quelques remarques

voûtes et arc doubleau



Fig. III.36 – Chapelle de la Sainte Trinité, La Bourgeat, Bourg Saint Maurice

Tirant métallique

A priori le tirant métallique ancré au niveau de la transition entre le chœur et la nef sert à reprendre la poussée horizontales engendrée par l'arc doubleau. Il est aussi possible que la charpente, très rustique et sans ferme triangulée exerce une poussée non négligeable sur les murs et que le tirant serve à la reprendre.

Mais comme on n'a pas modélisé les voûtes et l'arc sous forme géométrique, en statique il n'y a pas de poussée horizontale à reprendre, au moins en haut des murs. On peut voir que dans notre modélisation le Une modélisation plus détaillée, à condition de savoir comment décrire correctement le mode de fonctionnement de la charpente ainsi que les liaisons voûte - arc et murs permettrait de valider le dimensionnement du tirant. Mais comme on le verra plus loin, ces deux points sont très complexes.

III.3.2 Analyse dynamique

a Chargement utilisé

Définition du spectre utilisé

On peut se reporter à la partie (III.6) en annexe où l'on a construit le spectre horizontal pour le modèle brochette. Nous avons supposé qu'il s'agissait d'un bâtiment de classe 4 en zone de type II, sur un sol de catégorie B, avec un coefficient d'amortissement de 5%. Normalement, la catégorie 4 regroupe les bâtiments dont le fonctionnement est primordial pour la sécurité civile, pour la défense ou pour le maintien de l'ordre public. Ce n'est pas le cas de notre chapelle, mais comme on l'a expliqué dans le chapitre introductif, tout dommage sur du Patrimoine est irréversible puisque sa valeur réside dans son histoire, son authenticité. On ne peut donc se contenter du non effondrement préconisé pour les bâtiments de 2e ou 3e catégorie. On retiendra

donc une accélération nominale de $2,24m/s^2$ au lieu de $1,6m/s^2$ ou $1,92m/s^2$ respectivement pour les catégories 2 et 3.

La classe de sol, dépendant du profil stratigraphique et des paramètres géotechniques V_{S30} , N_{SPT} et C_u , doit permettre de prendre en compte ces effets de site lithologiques. Nous avons choisi la classe B car cela représente, selon l'EC8, des "dépôts raides de sable, de gravier ou d'argile sur-consolidée, d'au moins plusieurs dizaines de mètres d'épaisseur, caractérisés par une augmentation progressive des propriétés mécaniques avec la profondeur". La chapelle n'étant pas fondée sur du rocher mais plutôt dans le l'alpage, il nous a semblé impossible de considérer qu'il s'agissait de rocher, classe A. Sans autres informations, une classe plus pénalisante n'aurait pas eu grand sens.

Les valeurs seuils et les formules de définition des branches du spectre sont les mêmes, données dans la figure III.67 comme le spectre visible en figure (III.66).

Il faut cependant ajouter le spectre de dimensionnement vertical, même si en bureau d'études structures ce n'est pas nécessaire pour les bâtiments en France métropolitaine (zone 4 au maximum.) Le principe de construction du spectre est toutefois le même, en pensant à transformer les périodes en fréquences pour que Cast3M comprenne notre définition : l'EC8 travaille en période, cast3M en fréquences. Pour ce spectre vertical, les valeurs des périodes seuils sont les suivantes :

- $T_b = 0.03$;
- $T_c = 0.2$;
- $T_d = 2.5$;

Combinaison d'actions

S'agissant d'une chapelle, avec un seul étage de plein pied, il n'y avait pas de charge d'exploitation particulière, à l'exception de la neige, particulièrement importante. On a considéré uniquement la combinaison d'actions la plus défavorable dans notre cas, à savoir :

$$F_a = G + S + 0,3N \quad (III.2)$$

avec F_a le poids propre, S la sollicitation sismique et N la charge de neige.

La Savoie est en zone E, ce qui représente selon EC1 une charge de neige au niveau de la mer de $1,4kN/m^2$. Les lois de variation de la charge de neige réglementaire en fonction de l'altitude sont les suivantes :

- pour une altitude comprise entre 500 et 1000m :

$$\Delta_{S2} = 0,45 + 0,35 \cdot \left(\frac{A - 500}{100} \right) \quad (III.3)$$

- pour une altitude comprise entre 1000 et 2000m :

$$\Delta_{S2} = 2,2 + 0,7 \cdot \left(\frac{A - 1000}{100} \right) \quad (III.4)$$

Nous sommes à 1400m d'altitude, la charge de neige est donc de $7,1kN/m^2$. Notons que pour les calculs linéaires, il est possible de recombinaison les actions comme leurs résultats.

Problème du chargement temporel à l'aide d'un accélérogramme

En (b), on a expliqué pourquoi et comment nous voulions mettre en place des conditions aux limites pour les fondations nous permettant de prendre en compte la pente et l'enterrement partiel de la chapelle. On a vu ainsi que puisque de telles conditions unilatérales sont bien sûr impossible à prendre en compte dans une étude à base de spectre, il était nécessaire d'utiliser une méthode temporelle et un accélérogramme comme signal d'entrée pour la sollicitation. Il était donc nécessaire d'utiliser la procédure PASAPAS dans Cast3M. En mécanique, cette procédure

permet d'effectuer un calcul non linéaire de façon incrémentale. La non linéarité peut provenir soit du matériau qui passe en zone plastique, soit des grands déplacements autorisés soit des deux à la fois. Dans notre cas, elle provient des conditions unilatérales. Les résultats sont calculés à des valeurs du paramètres d'évolution, ou pas de temps, définis par l'utilisateur. Pour nous il s'agira d'une liste d'accélération à des instants t régulièrement définis.

Malheureusement l'opérateur du calcul des vitesses dans la procédure utilisée (VITUNIL dans PASAPAS) n'est pas capable de tenir compte de nos conditions unilatérales (BLOQ MINI ou BLOQ MAXI). Nous avons donc lancé la procédure PASAPAS avec l'accélérogramme de San Francisco, riche en fréquences, mais n'avons pu dépasser le 15e pas de temps. Dans le sens où la déformation est possible sur toute la hauteur, la procédure fonctionne. Mais dans le sens où la déformation est bloquée sur une partie de la hauteur à cause du sol, la procédure ne peut plus calculer.

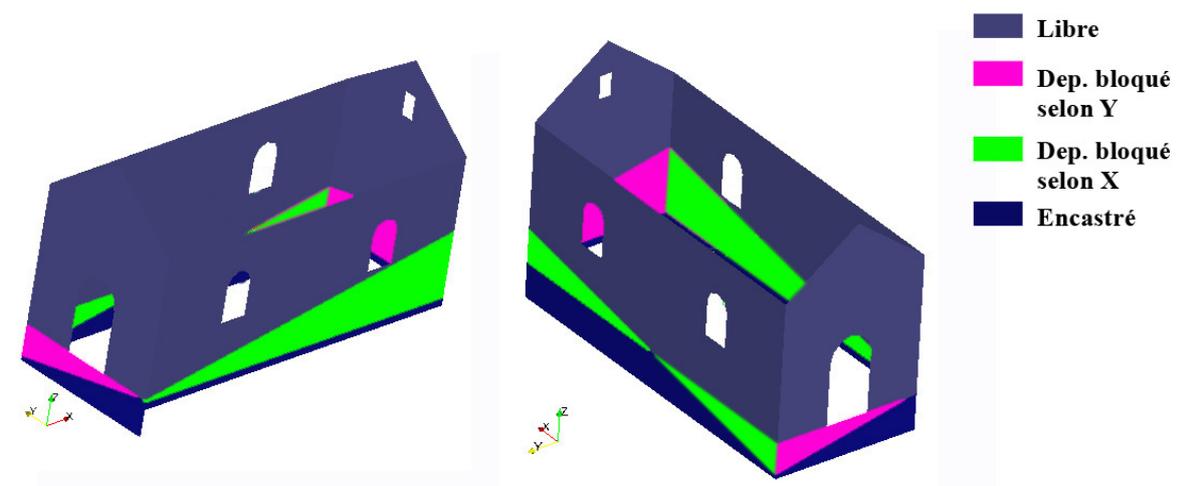


Fig. III.37 – Conditions aux limites du modèle

Nous avons donc été obligés de bloquer complètement dans une direction les parties semi-enterrées des murs, comme représenté sur la figure III.37. L'étude temporelle n'avait alors plus d'intérêt puisqu'elle ne permettait plus d'améliorer les conditions aux limites. Nous ne la présenteront pas ici, les résultats étant identiques à ceux de la méthode spectrale.

b Analyse modale

Décomposition modale

Nous avons d'abord procédé à une décomposition modale (Cf. (I.2.3)) ce qui nous a permis de visualiser les déformées de chaque mode, et de calculer pour chacun la fréquence, le pourcentage de masse modale excité selon chaque direction, et le coefficient de participation pour le spectre utilisé.

Le tableau de la figure III.38 récapitule les modes prépondérants dans les trois directions. Pour visualiser les déformées des trois modes les plus importants par directions, on pourra se reporter aux figures III.40 à III.45. Grâce à cette décomposition et à l'opérateur SISSIB (Cf. (d)), on a pu reconstituer la déformée attendue de la structure sous sollicitations sismiques réglementaire, représentée en figure III.39.

N° Mode	Frequence (Hz)	COEFF PARTICIPATIO N X	%MASSE MODALE X	COEFF PARTICIPATIO N Y	%MASSE MODALE Y	COEFF PARTICIPATIO N Z	%MASSE MODALE Z
1	2,61204	0,9652	9,3767	-0,2701	0,6731	-0,0020	0,0000
2	2,86482	1,5566	27,3453	0,3648	1,3773	0,0042	0,0002
3	3,13792	-0,4762	1,4988	1,2573	9,5825	0,0104	0,0006
4	3,94053	0,0363	0,0041	1,4328	5,8966	-0,0069	0,0001
7	7,47379	0,9684	22,2866	0,0081	0,0014	0,0109	0,0025
11	10,9881	-0,8841	5,2151	0,2625	0,4217	0,0119	0,0008
12	11,3169	0,1655	0,1721	1,3862	11,0744	0,1059	0,0621
13	12,3804	-0,7628	6,6253	0,0915	0,0875	-0,0007	0,0000
15	14,4209	0,1280	0,0721	2,2040	19,6066	0,1238	0,0594
17	15,3936	0,6298	2,2727	-0,3438	0,6209	0,1062	0,0569
20	17,7345	-0,0124	0,0012	-1,3110	12,4773	-0,5178	1,8692
21	18,0675	0,9693	2,8018	-0,0814	0,0181	-0,1143	0,0343
25	20,9119	0,0843	0,0514	-0,4786	1,5186	1,1611	8,5807
26	21,6617	-0,1351	0,2566	-0,5567	3,9981	0,7181	6,3877
27	21,8426	-0,2754	0,5628	0,5810	2,2967	-0,5496	1,9735
35	28,174	-0,0573	0,0155	-0,5074	1,1165	-1,2122	6,1202
36	28,7744	0,0525	0,0211	-0,3109	0,6804	-1,5010	15,2300
37	29,237	-0,0413	0,0177	-0,1039	0,1030	-0,6619	4,0137
38	29,2992	0,0444	0,0171	0,0622	0,0309	0,6547	3,2829
39	30,2911	-0,0276	0,0059	0,0592	0,0250	-0,7223	3,5741
41	31,3784	0,3406	0,3217	0,1500	0,0572	-1,1077	2,9952
44	32,5414	0,0293	0,0089	-0,0895	0,0764	1,0636	10,3700
			85,881986437		76,2865377553		73,316025372

Fig. III.38 – Tableau récapitulatif des modes principaux de la chapelle

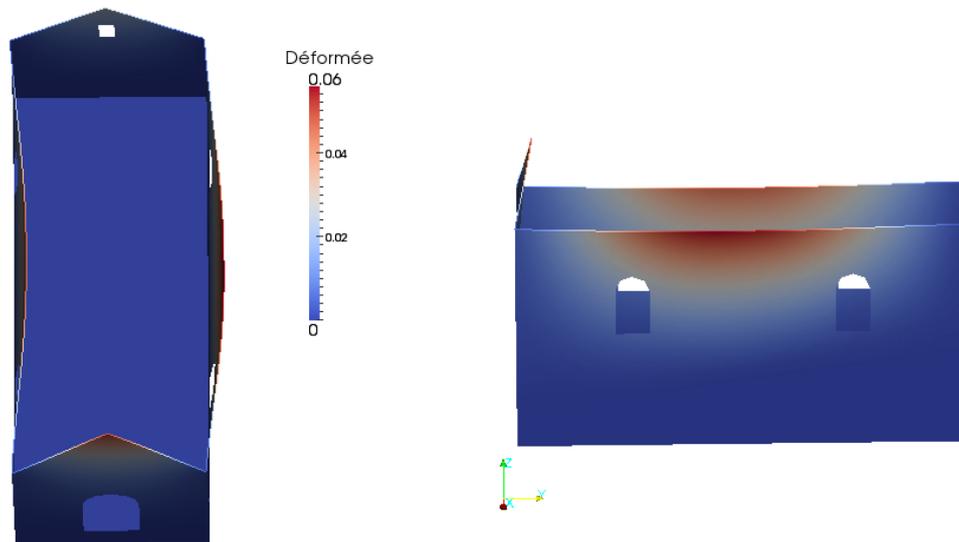


Fig. III.39 – Déformée de la chapelle sous sollicitations sismiques réglementaire, après recomposition modale

Remarques sur la structure

Les proportions de la chapelle en font un bâtiment assez étroit pour sa longueur. Le rapport $\frac{L}{l} = 2,36$, indique que la structure est très orientée selon Y. On retrouve bien cette particularité

géométrique dans les poids relatifs des modes : tous les premiers modes importants sont des modes en X, c'est à dire des modes dont la masse modale est surtout composée des murs gouttereaux. On peut le voir sur les figures III.40, III.41 et III.42. Sur ces modes, on peut déjà noter l'importance de la pente puisque la structure, symétrique sortie de son contexte, présente ici des modes très dissymétriques à des fréquences proches comme les modes 1 et 2.

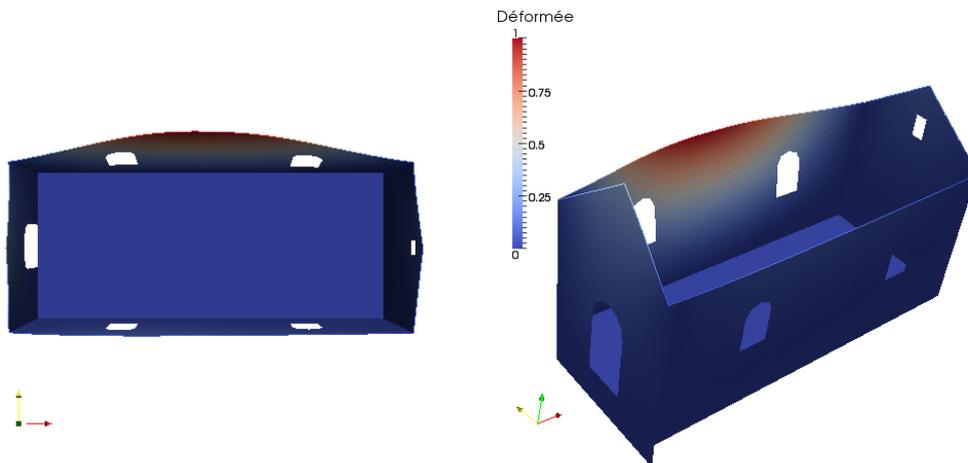


Fig. III.40 – Déformée du mode 1, $f = 2,61Hz$, 9,4% de masse modale

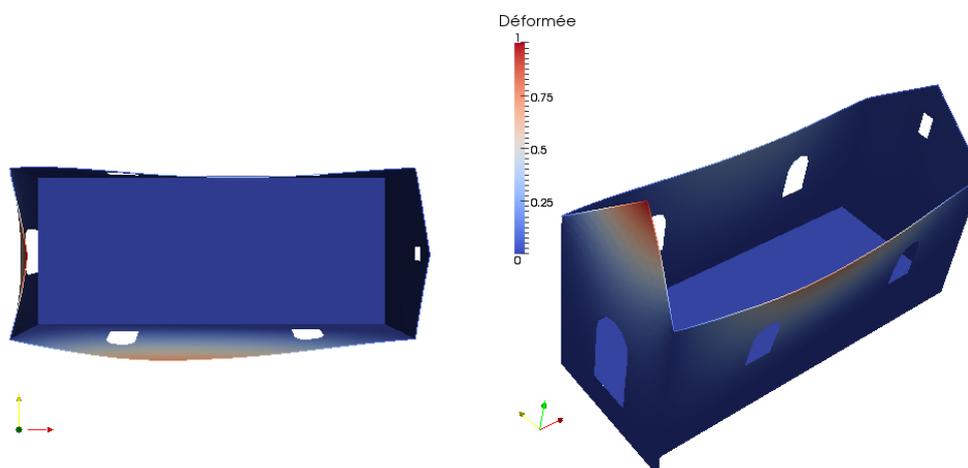


Fig. III.41 – Déformée du mode 2, $f = 2,87Hz$, 27,4% de masse modale

Ensuite, les trois modes prépondérants suivants sont des modes en Y. Cela signifie que leur masse modale provient essentiellement, vu les raideurs très différentes des murs pris dans et hors plan, des façades 1 et 3. On voit bien sur les figures III.43, III.44 et III.45 que dans ces modes les partie hautes, moins rigides puisque sans murs orthogonal, sont très sollicitées. On note aussi que vu les fréquences très élevées, les murs sollicités dans leur plan (façades 2 et 4) se déforment tout de même abondamment en partie haute.

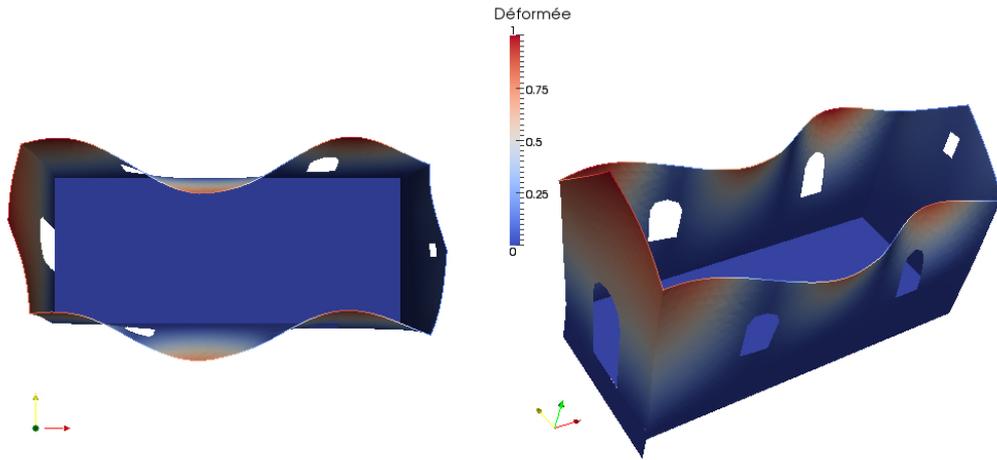


Fig. III.42 – Déformée du mode 7, $f = 7,47Hz$, 22,3% de masse modale

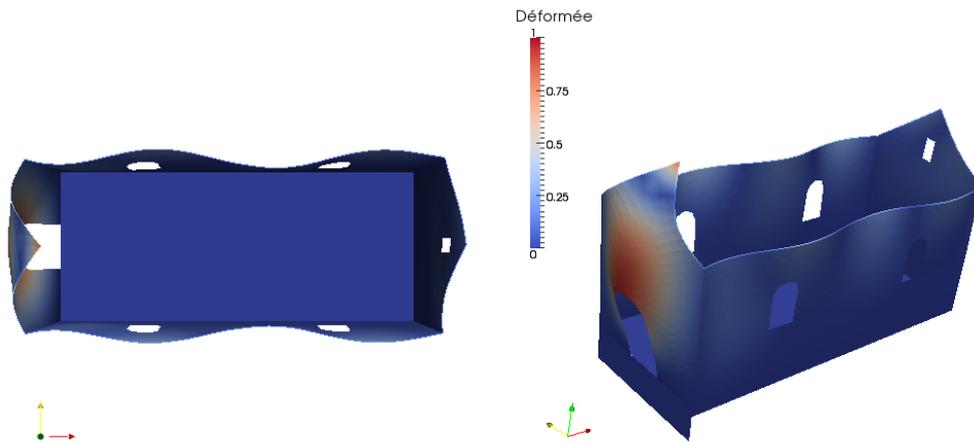


Fig. III.43 – Déformée du mode 12, $f = 11,31Hz$, 11,07% de masse modale

Ce bâtiment est donc très raide, ce qui n'a rien d'étonnant vue la géométrie. Même en suivant les recommandations de l'EC8, et en menant l'analyse modale jusqu'à 33Hz, on n'atteint pas les 90% de masse modale dans chaque direction. Modélisé de cette façon, cette structure n'était peut-être pas à première vue le meilleur exemple de fragilité sous séisme puisqu'on ne peut trouver aucun mode prépondérant dans la plage de fréquences d'un séisme probable. Cependant, il nous faut bien souligner les points suivants.

c Confirmation de deux points à améliorer

Cette étude modale nous permet de souligner qu'un certains nombre de problèmes seront à résoudre dans des modélisations futures plus réalistes.

Interaction sol/structure et conditions aux limites

On a dit que la structure était très raide. En y regardant de plus près, les conditions aux

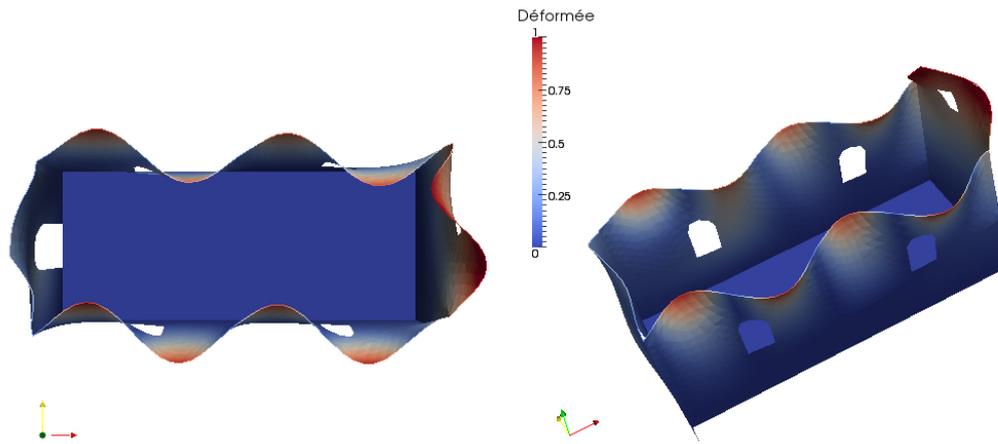


Fig. III.44 – Déformée du mode 15, $f = 14,4Hz$, 19,6% de masse modale

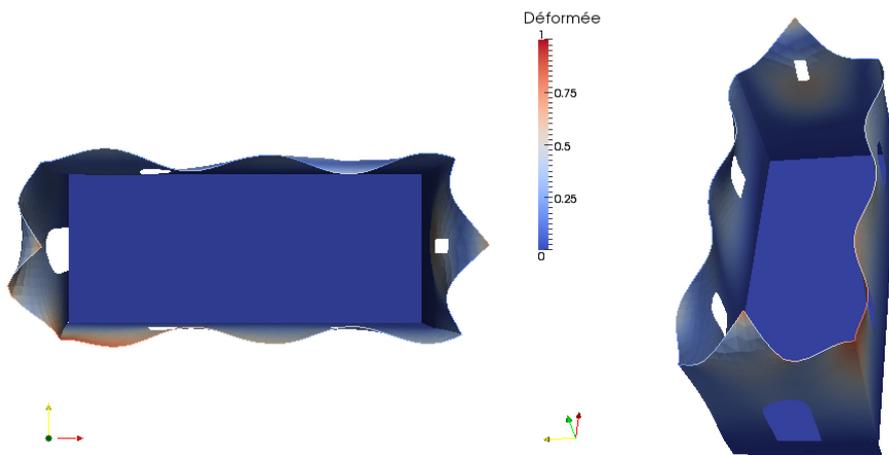


Fig. III.45 – Déformée du mode 20, $f = 17,7Hz$, 12,4% de masse modale

limites utilisées ne sont pas acceptables en l'état. En effet d'une part elles sont trop conservatives puisqu'elles augmentent significativement de manière artificielle la raideur globale de la structure comme on peut le voir sur la figure (III.43). Ainsi, les angles de la structure ne se déplacent pas avant le mode 14, soit une fréquence de 13,3 Hz (Cf. Figure (III.44) pour la déformée). A plus basses fréquences, ils restent rigidifiés par les murs bloqués sur une partie de leur hauteur. Les pourcentages de masse modale sont donc anormalement bas.

D'autre part, on peut voir sur la figure (III.46) que ce surplus de raideur conduit à des déformées modales non satisfaisantes. En effet, si l'on se reporte à la coupe (III.47), les murs devraient pouvoir se déformer beaucoup plus vers l'intérieur côté talus et vers l'extérieur côté pente.

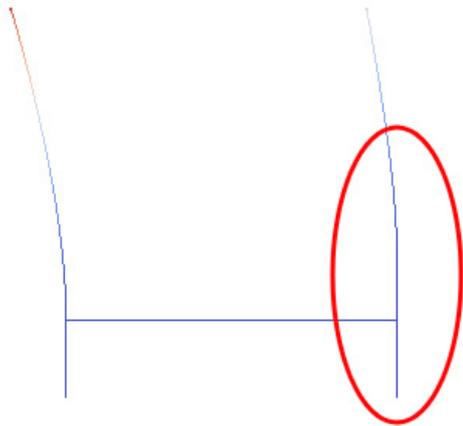


Fig. III.46 – Coupe transversale, mode 5, $f = 5, 17Hz$: Déformée non satisfaisante

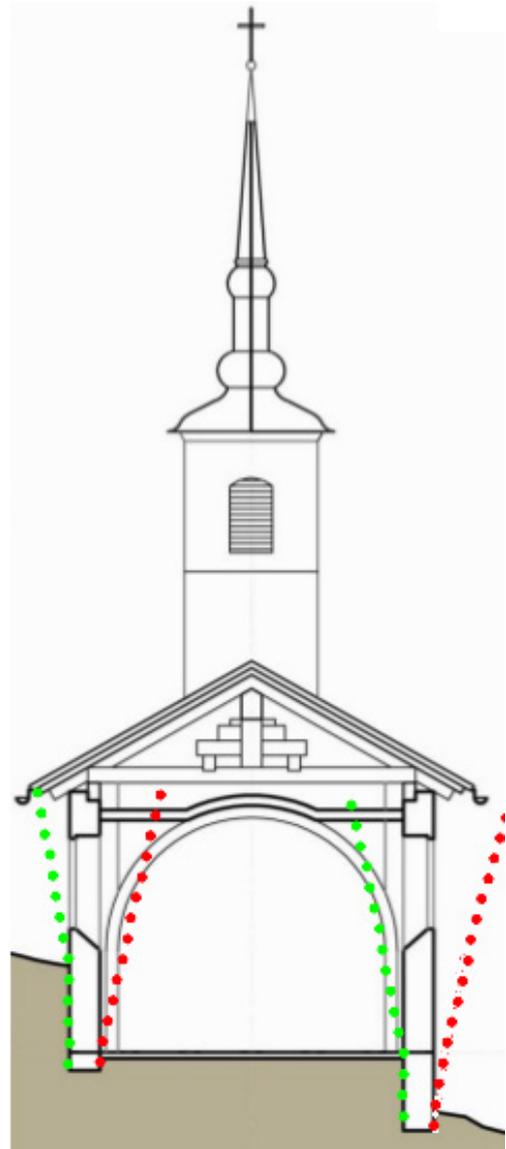


Fig. III.47 – Coupe transversale : déformée souhaitée

Il est donc absolument nécessaire de trouver comment représenter ces conditions aux limites unilatérales. Nous avons exclu la solution par massif de sol par manque de donnée et parce que la lourdeur de cette technique ne correspondait pas à un pré-diagnostic. Deux autres solutions restent à explorer :

- Disposer une série de ressorts sur toute la surface de contact entre la structure et le sol. Ceux-ci auront pour but de représenter la raideur équivalente des fondations. Pour ce faire, la littérature et les codes de dimensionnement proposent des méthodes simples pour caractériser l'interaction sol-structure en dynamique par des fonctions d'impédance. Mais d'une part celle-ci donnent parfois des résultats d'une grande variabilité ([GHZ⁺98]). D'autre part, la fonction d'impédance n'est pas facile à déterminer dès lors que la fondation n'est ni parfaitement superficielle ni régulière, ce qui est notre cas ici. Cette solution pourrait donc nous convenir, à condition toute fois de parvenir à identifier la raideur équivalente, soit en modifiant les fonctions d'impédance des abaques, soit en trouvant un moyen de la récupérer par la modélisation d'un volume de sol autour de la chapelle.

- Disposer des éléments joints entre la surface de contact avec le sol de la structure et une "plaque de sol" représentant le milieu extérieur. Les joints pourraient avoir des raideurs différentes selon les directions ce qui nous permettrait de retranscrire l'unilatéralité. Mais d'une part on ne sait pas comment identifier ces raideurs, d'autre part se pose la question de la raideur propre à cet élément fictif de sol. Le considérer infiniment rigide pourrait être vrai dans le cas du rocher. Mais qu'en est-il des autres types de sol ?

La charpente

La charpente est l'autre faiblesse de la modélisation que l'analyse modale a permis de mettre en lumière. En (b), on a validé le modèle de la charpente et du porte à faux sous forme de masses en haut des murs dans les cas statiques : on retrouvait bien les masses et les états de contraintes.

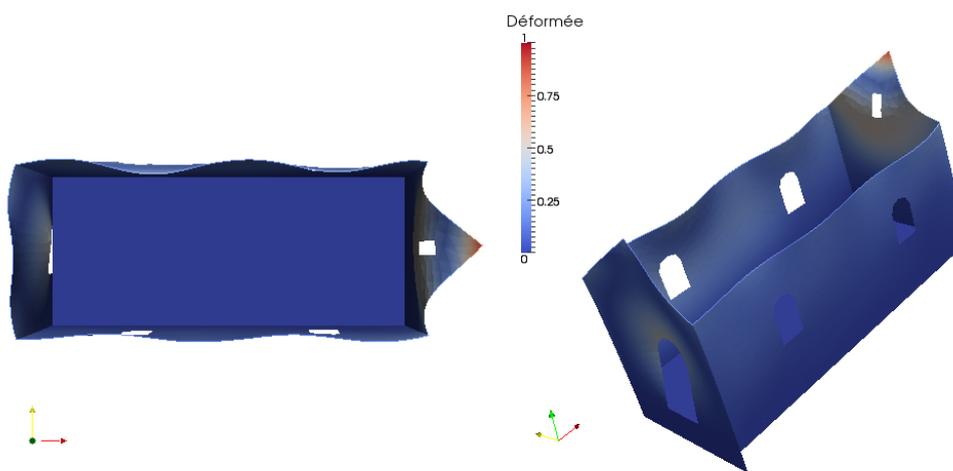


Fig. III.48 – Déformée du mode 16, Déplacement relatif des 2 pignons très important

Mais qu'en est-il de la raideur ? En effet, on voit bien sur la figure III.48, déformée du mode 16, que ce choix de modélisation ne permet pas de récupérer la raideur, si elle existe, apportée par la charpente à la structure. Les pignons par exemple ne sont reliés par aucun élément qui pourrait limiter leurs déplacements relatifs. Or a priori, dans le sens longitudinal, cette raideur n'est pas négligeable. Dans le sens transversal, c'est sans doute le cas puisque la charpente n'est pas triangulée. Il n'y a pas d'entrait ni d'arbalétrier.

On a donc voulu quantifier cette raideur en faisant un modèle plus précis de la charpente à part, pour pouvoir la réinjecter ensuite sous forme de relation dans le modèle général. Mais comment traiter l'interaction entre les abouts de pannes et la maçonnerie, l'interaction entre les pannes sablières et les murs gouttereaux et les assemblages bois sur bois ? En effet, ces interactions sont complexes. Comme on peut le voir sur la figure III.51, les pannes sablière sont posées directement sur le haut du mur, mais adossées à un massif en mortier. Nous avons testé les 4 modèles représentés en figure III.49.

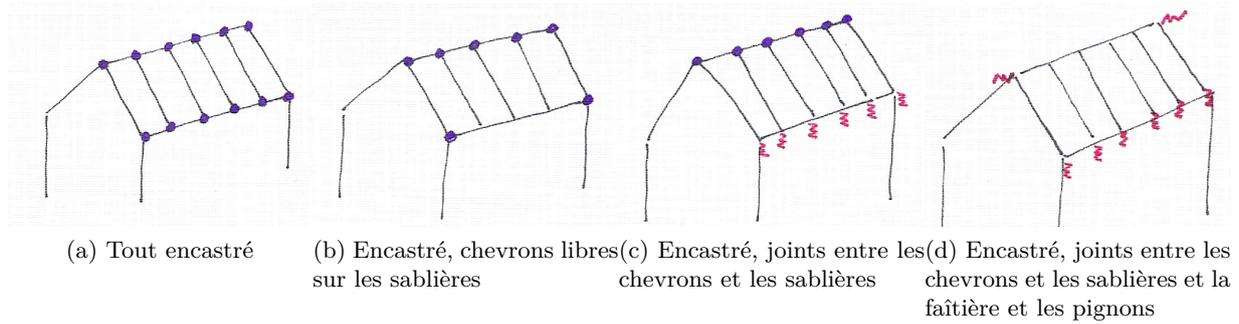


Fig. III.49 – Différents modèles de charpente testés



Fig. III.50 – Exemple d'assemblage avec un jeu important, Église Saint Gervais et Saint Protais , Saint-Gervais

Les assemblages bois qui au moment de la construction auraient peut-être pu être modélisés comme des encastrement sont susceptibles de jouer énormément, comme on peut le voir sur la figure III.50. Il nous est donc difficile de qualifier ces assemblages qui ont une longue histoire et des caractéristiques mécaniques très particulières.

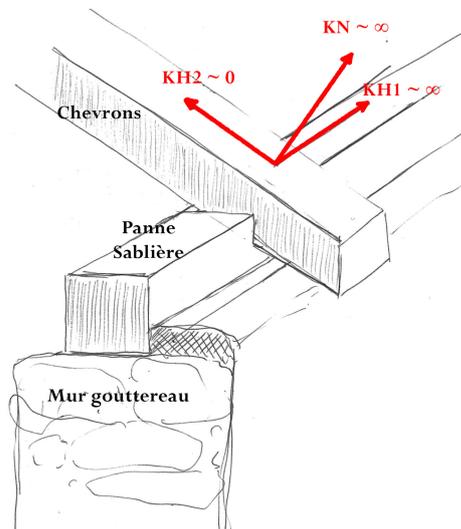


Fig. III.51 – Assemblage des chevrons et des pannes sablières

Dans les modèles 3 et 4 nous avons essayé une modélisation des assemblages par des éléments joints. A défaut de connaître les données mécaniques de ces assemblages, on a essayé de reproduire leur comportement. Ainsi, on a imposé une raideur très grande dans les directions où le déplacement ne semblait pas possible et l'encastrement efficace, et une raideur très faible dans celle où la pièce en bois pouvait bouger. Ce mécanisme est illustré en figure III.51.

La figure III.52 rassemble les résultats pour les 4 modèles testés : la flèche maximale sous poids propre et la raideur équivalente longitudinale. On peut voir que le type de liaison ne semble pas influencer cette grandeur qui reste toujours du même ordre. Elle reste très importante et semblerait suggérer qu'effectivement négliger la raideur propre à la charpente dans le modèle

général est une erreur. La flèche varie d'un facteur 10 en fonction de la modélisation adoptée.

Modèle	liaison murs / sablières	liaison pignons / faîtière	liaison chevrons / sablière	DEP_MAX Flèche maximale (m)	K (N/m) Raideur longitudinale
1	encastrement	encastrement	encastrement	0,0945	11874000
2	encastrement	encastrement	libre	0,96	11839000
3	bloqué en Z	encastrement	joint	0,0956	11871000
4	bloqué en Z	joint	joint	0,0971	11842000

Fig. III.52 – Tableau récapitulatif : flèche et raideur des différents modèles

Cependant, regardons maintenant la figure III.53. On voit que l'absence de renseignement sur la liaison entre les sablières et le mur lui-même pose problème et fausse probablement les résultats, notamment de raideur. En effet, il est possible soit d'imposer à la panne de suivre strictement la déformation du mur, comme dans un encastrement parfait, soit de la laisser libre. La première solution est beaucoup trop conservatrice puisque le coussin de mortier qui retient la panne est très mince. Un mouvement transversal est possible. Dans le second cas, la panne "traverse" le mur ce qui est impossible. Nous avons donc décidé de bloquer le déplacement de la panne en Z uniquement. Mais on peut voir sur III.53 b) que cela ne résout pas entièrement le problème : aucun frottement n'est pris en compte pour limiter le déplacement de la panne.

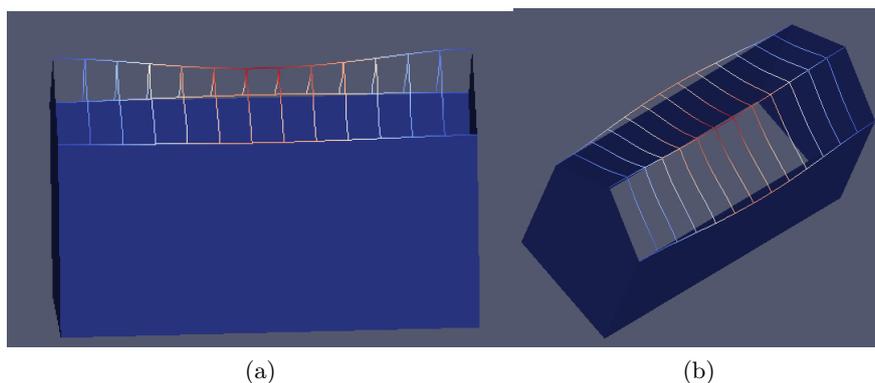


Fig. III.53 – Déformée sous poids propre du modèle de charpente numéro 3

Enfin, l'analyse modale effectuée sur le premier et le troisième modèle nous ont permis de constater qu'un pourcentage non négligeable, 47,66% de la masse modale de la charpente était excitée dans la bande de fréquences correspondant aux modes 1 à 6 de la chapelle. Il faudrait donc vérifier par la suite si la charpente, en plus de modifier la raideur, ne modifie pas les déformées modales et la répartition de la masse modale entre les modes. En effet on a vu que les premiers modes étaient surtout des modes en X. Or les masses représentant le campanile et le porte à faux sont sur le pignon et ne sont donc actuellement prise en compte que dans les modes à plus hautes fréquences.

L'analyse modale nous a donc permis de souligner plusieurs limites à notre modèle actuel. Il serait nécessaire, pour une étude plus poussée, de trouver une échelle correcte et des outils appropriés pour décrire la charpente seule et l'interaction entre cet objet complexe et les murs en maçonnerie. Sinon, nous risquerions de passer à côté de dommages patrimoniaux importants.

En effet le modèle actuel semble correct pour la structure mais ne permettra pas de détecter des fissures dans des voûtes non modélisées. Or celles-ci sont peintes et protègent une statuaire précieuse. Leur effondrement ou simplement leur fissuration serait très dommageable.

III.3.3 Utilisation des critères

On a insisté sur les limites du modèle mises en lumière par l'analyse modale. Mais comme on va le voir, le modèle est toutefois performant et permet de retrouver assez précisément les modes de ruines auxquels on pouvait s'attendre a priori.

a Données d'entrée et fonctionnement de la boucle de tri

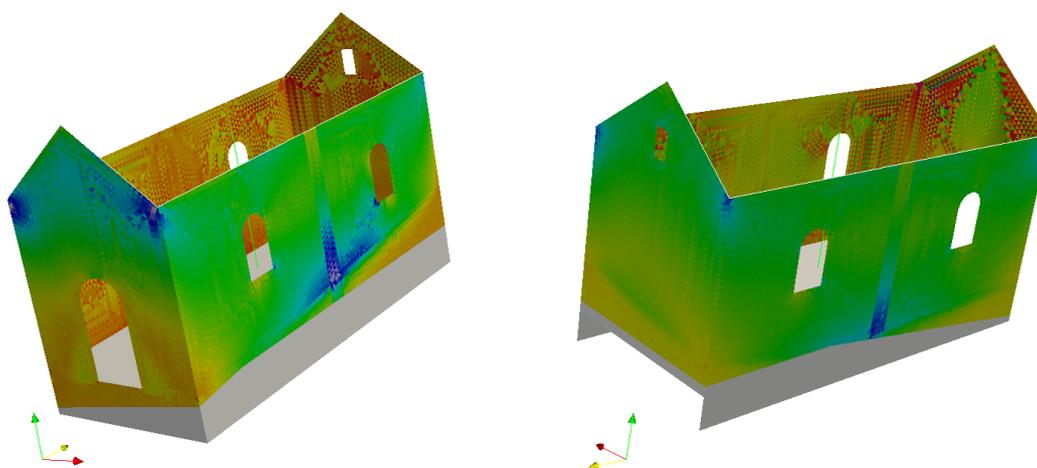
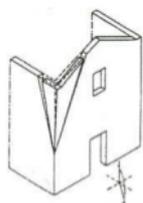


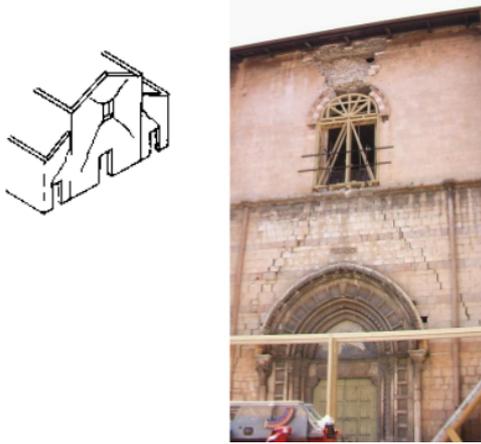
Fig. III.54 – Contraintes principales

La figure III.54 est une carte en isovaleurs des contraintes principales de la structure. Les contraintes ont été projetées en peau extérieure de la structure. On peut d'ores et déjà noter que l'on retrouve bien deux caractéristiques des églises en maçonnerie comme indiqué dans [dLP09]. La partie grisée correspond à la partie encastrée des fondations. On peut ainsi noter :



Accumulation de contraintes dans les angles à cause des déformées propres aux deux murs orthogonaux et des déplacements relatifs qui augmentent avec la hauteur puisque a priori les murs sont plus bloqués en bas qu'en haut. Cela se traduit par un éclatement de la maçonnerie dans les angles comme on peut le voir sur la figure III.55. Notons que ce phénomène est accentué par l'absence de chaînage à la liaison entre les murs, ce qui est le cas dans la chapelle de Boudin et la plupart des chapelles de la région.

Fig. III.55 – destruction des angles :
Château Marchesal, Italie



Accumulation de contraintes dans les angles des ouvertures et fissures obliques comme on peut le voir sur la figure III.56. C'est le signe d'un cisaillement de la façade dans son plan. Ce phénomène est particulièrement sensible quand il y a de grandes ouvertures, ou une superficie d'ouvertures importante par rapport à la superficie de la façade. C'est aussi le cas si la façade est élancée.

Fig. III.56 – Cisaillement des façades :
Eglise S. Vittoria, Gualtieri, Italie

A partir de ce champ de contraintes, calculé en peau inférieure et en peau supérieure de chaque élément plaque, on a construit un boucle nous permettant d'étudier chaque maille du maillage et de déterminer si certains critères y sont violés : critère de résistance en traction, critère de résistance en compression, critère de résistance en cisaillement, critère de Mohr-Coulomb et critère en déplacement de Mazars. Nous présenterons les résultats obtenus pour les trois premiers.

Chaque maille est testée successivement pour les 5 critères et stockée dans un des 5 maillages si la contrainte est trop forte vis à vis du critère testé. Une fois la boucle finie, on a donc 5 maillages représentant les zones de faiblesse du bâtiment vis-à-vis des 5 critères.

b Critère en traction

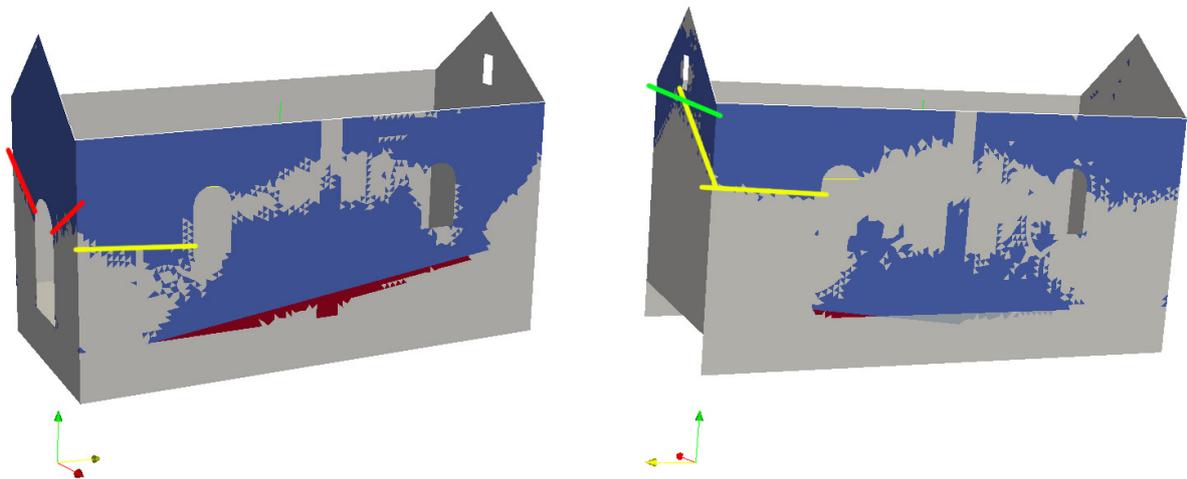
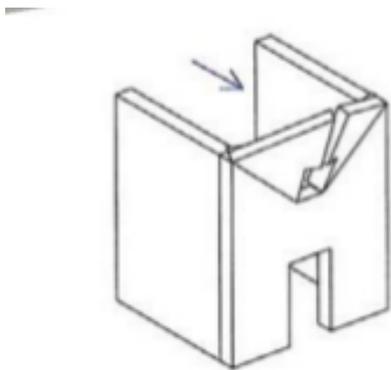


Fig. III.57 – Maillage où le critère en traction est violé

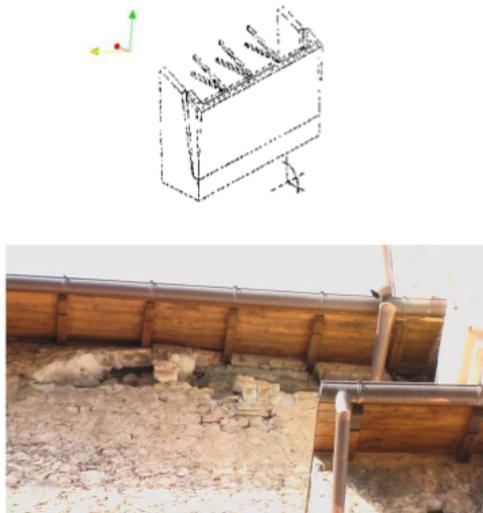
On a pris comme valeur seuil $1.5E6kN/m^2$ pour construire le maillage de la figure III.57, comme expliqué plus haut.

Là aussi, on peut retrouver les modes de dommages recensés dans [dLP09], notamment les points suivants :



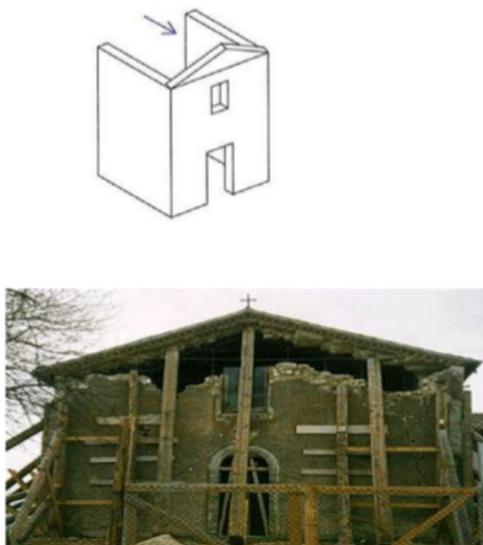
Accumulation de contraintes de traction dans le haut du pignon. Cela conduit à l'apparition de 2 fissures en biais formant progressivement charnières, ce qui provoque la fissuration verticale de la partie haute. Une fois ce processus illustré en figure III.58achevé, la partie haute déverse en 2 partie. Sur la chapelle on retrouve bien (III.57, surligné en rouge) un front de zone d'endommagement qui part en biais des angles pour rejoindre la porte.

Fig. III.58 – Déversement du pignon :
Eglise S. Biagio, Ombrie, Italie



Sous l'action de sollicitations orthogonales à son plan, le mur gouttereau bascule comme illustré sur la figure III.59. En fonction de la qualité du mortier et de la cohésion plus ou moins importante de la maçonnerie, il peut s'agir d'éboulements ponctuels ou de basculements plus généralisés. Les signes de ce mécanisme, visible en jaune sur la figure III.57, sont des fissures de V montantes dans la façade orthogonale et des fissures horizontales dans le plan considéré.

Fig. III.59 – Basculement du mur gouttereau : Église Saint Gervais Saint Protas. Saint Gervais, France



De façon plus simple, le tympan des façades est une zone à risques. En effet, il n'y a plus de mur orthogonal pour rigidifier le plan. De plus la toiture sous sollicitations dynamique vient donner des coups de butoir dans cette partie fragile, accélérant sa dégradation. Cela provoque un déversement de la partie haute de la façade. Les signes en sont une fissure horizontale au niveau du haut des murs gouttereaux. Ceci peut se combiner avec une rupture des angles comme expliqué en III.55, ce qui engendre des fissures descendantes en biais supplémentaires. C'est le cas ici, comme on peut le voir en vert sur la figure III.60.

Fig. III.60 – Pignon décapité : Eglise de Nocera Umbra, Italie

c Critère en compression

Le maillage de faiblesse en compression a été établi avec un critère de $14E6kN/m^2$. Là aussi on peut noter une zone de violation du critère qui correspond à un mode de rupture recensé dans le code italien.

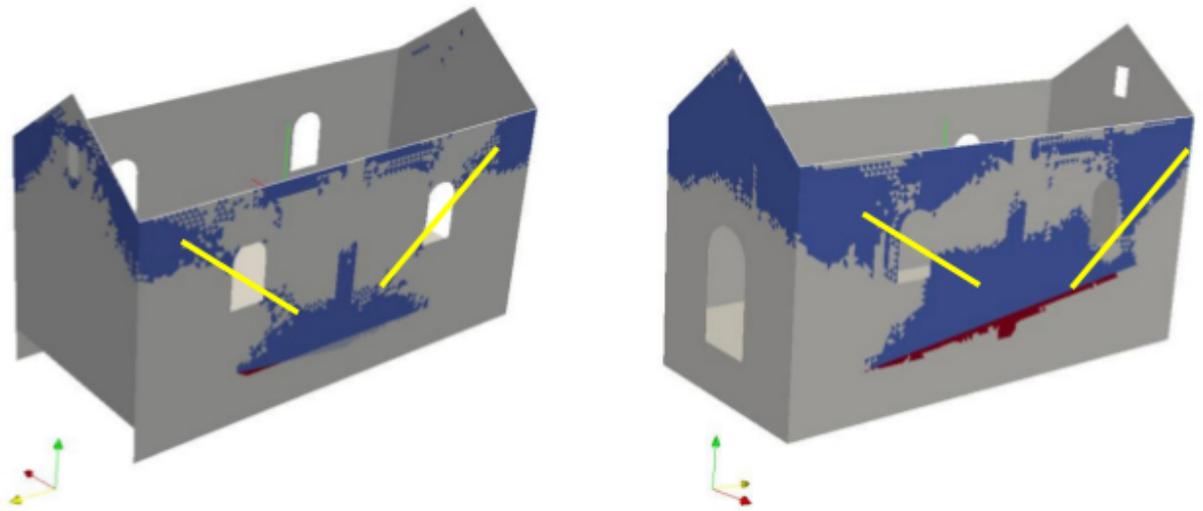


Fig. III.61 – Maillage où le critère en compression est violé

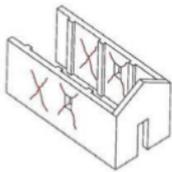


Fig. III.62 – Fissures en X, compression et traction alternées : Église S. Michele Arcangelo, Bagnolo, Italie

En dynamique, les murs sollicités par des forces parallèles à leur plan sont soumis alternativement à des efforts de traction et de compression. Cela provoque l'ouverture de fissures caractéristiques en X autour des ouvertures, qui sont des points de défaut de raideur dans le plan du mur. On retrouve dans le maillage III.61 la trace de ces accumulations de contraintes. On peut donc s'attendre à des fissures partant des angles, comme illustré sur la figure III.62

d Critère en cisaillement

Le maillage de faiblesse en compression a été établi avec un critère de $2E4kN/m^2$. Là aussi on peut noter une zone de violation du critère qui correspond à un mode de rupture recensé dans le code italien. Notons que la charge de neige et surtout le poids propre de l'édifice sont d'une importance capitale. En effet, sans en tenir compte, avec la même valeur de critère seuil, l'intégralité de la chapelle dépassait le critère en cisaillement. Sous séisme c'est donc l'aspect massif et pesant de la chapelle qui lui permet de résister.

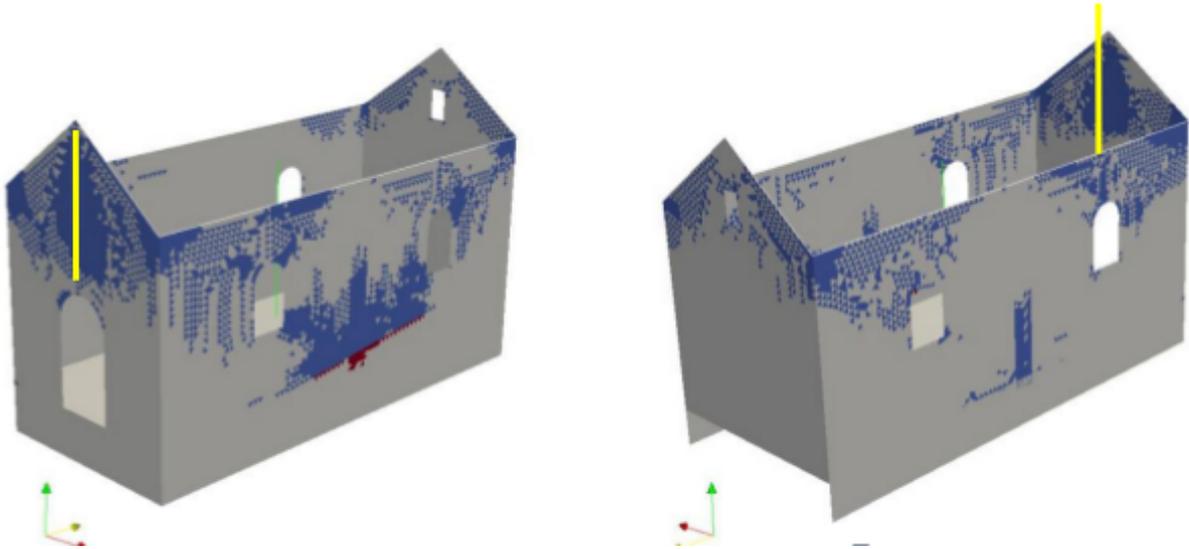


Fig. III.63 – Maillage où le critère en cisaillement est violé

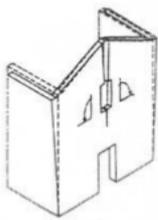


Fig. III.64 – Fissure verticale à l'aplomb de la porte, déplacement des murs gouttereaux : Chapelle St Pantaléon, Grand Gondon, Bourg-Saint-Maurice, France

Si l'ouverture est importante par rapport à la superficie totale de la façade, et c'est le cas ici, lors des déplacements déphasés des deux murs gouttereaux, il y a accumulation des contraintes de cisaillement dans la partie supérieure de la porte. Celles provenant directement du déplacement différentiel des gouttereaux et celle provenant des mouvements propres au pignon. Cette zone cède selon le mécanisme illustré en figure III.64. On retrouve bien cette accumulation de contraintes de cisaillement en jaune sur la figure III.63.

III.3.4 Points forts du modèle et améliorations souhaitables

a Conclusions

La définition des zones de fragilité par le seuillage à partir de critère fonctionne bien. En augmentant les critères progressivement, on arrive à reconstituer des mécanismes d'endommagement qui semblent plausibles. Avec les valeurs seuils établies en bibliographie, on retrouve bien les modes de ruine des différentes abaques internationales, notamment des efforts tranchants pour une sollicitation dans le plan et des efforts de flexion des murs lors de sollicitations hors plan.

Comme on pouvait s'y attendre, la présence du campanile et du porte à faux ainsi que la

géométrie du tympan et du chevet constituent des zones de fragilité importantes. L'accumulation de contraintes y est très marquée et tous les critères présentés ici y sont violés, notamment ceux pour les efforts hors plans puisque la masse sollicitée est plus importante. Des dommages dans les pignons sont donc à craindre.

On retrouve aussi en compression et en traction des traces d'efforts trop importants dans le plan. Des fissures en X autour des ouvertures des murs gouttereaux sont donc à prévoir. Lors de relevés dans la région on a d'ailleurs noté plusieurs fois des fissures de ce type sur des chapelles de construction semblables.

D'autre part, on peut noter que l'influence de la pente est assez sensible : la dissymétrie est très marquée, visible notamment dans les déformées modales des modes transversaux. Les deux murs gouttereaux ne sont donc pas sollicités de la même façon. Toutefois, on a vu que les conditions aux limites actuelles augmentaient cette dissymétrie puisque la façade 4, plus enterrée, est beaucoup plus bloquée que la façade 2. Il est donc probable qu'avec des conditions unilatérales cette dissymétrie soit atténuée. Mais cela diminuera la raideur de la structure et augmentera les déplacements.

Notons aussi l'absence de diaphragme horizontal, le tirant métallique, pas plus que les pillastre entre chœur et nef ne jouant visiblement pas un grand rôle dans la rigidification des murs gouttereaux. En particulier, la modélisation des dalles de sol n'ajoute visiblement aucune raideur significative. Il serait donc intéressant de les supprimer du modèle. Pour l'instant les contraintes calculées sont insatisfaisantes voire aberrantes pour certaines. Si l'on souhaite obtenir des données pertinentes sur cette partie de l'édifice, il faut améliorer les conditions aux limites pour ne plus avoir de transfert direct de masse entre le sol et les dalles. La solution adoptée pour les murs pourrait éventuellement être adaptée ici.

b Limites et perspectives

Nous ne reviendront pas ici sur les questions de la charpente et des conditions aux limites pour prendre en compte l'interaction sol/structure. Ces deux points ont été discutés en c. Il n'en reste pas moins qu'en cas de développement de ce modèle, il sera primordial de trouver la bonne échelle de traitement pour la charpente et la maçonnerie. La prise en compte réaliste de l'interaction entre les deux finalisera la description. Les conditions aux limites seront un autre chantier important.

On a vu en c que la prise en compte des voûtes sous forme de masse pouvait nous faire passer à côté de fissurations dommageable pour l'intégrité patrimoniale du bâtiment. Peut-être pourrait-on essayer de sortir les déplacements relatifs entre les murs gouttereaux pour estimer si les voûtes peuvent les reprendre ou non. On imposerait, dans un modèle à part, ces déplacements sur des voûtes modélisées en éléments volumiques. Soulignons toutefois qu'une modélisation plaques ou volumique des voûtes nécessitera une étude du moyen d'accroche sur les murs gouttereaux.

Il est donc impératif de monter un vrai relevé de charpente et de voûtes, et si possible des fondations. Une étude de sol serait aussi importante. La méthode de diagnostic proposée au cours des deux premiers chapitres insiste sur la nécessité de connaître parfaitement le bâtiment et ses abords immédiats avant de débiter les modélisations, ce que nous n'avons pas pu faire ici.

On a représenté la maçonnerie comme un matériau homogénéisé continu. On a vu que cela permettait de proposer des résultats pertinents, avec des temps de calculs très brefs (pas plus de 2h). Mais en l'état actuel de la modélisation, il nous est impossible de distinguer les maçonnerie

de blocage et d'appareillage. Les seuls outils à notre disposition sont E , ν et ρ ainsi que les valeurs des critères seuils. Cela peut être pertinent pour décrire des maçonneries de blocage plus ou moins appareillées, sans lits de joints, mais ne permettra pas par exemple de chaîner les angles avec des directions privilégiées de fissuration.

On a vu sur plusieurs figures au cours du mémoire que souvent la maçonnerie ancienne cédait par effeuillage. Une partie de l'épaisseur peut encore être debout quand la partie la plus en traction est totalement effritée. Cela traduit le plus souvent des hétérogénéités dans l'épaisseur du mur, ou sa construction en couches. Deux parement extérieur cachent un remplissage de mauvaise qualité. Dans l'état actuel de la modélisation, il n'est pas possible de décrire de phénomène. Il serait intéressant de passer en modèle de plaque multi-couches. Si cette utilisation n'était pas possible, il faudrait au moins pouvoir définir un nouveau critère, sur la différence de contraintes entre les 2 faces par exemple. Cela nous permettrait au moins de préciser, en cas de mur multi-couches, quelles zones sont à risques.

D'autre part, on définit ici une géométrie et une quantité de mailles où les critères sont violés. On a vu que l'on retrouvait numériquement les classes de dommage du code italien. Mais cela reste un nombre de maille, un pourcentage de surface de façade. L'exploitation des résultats se fait de façon visuelle car on ne renseigne pas directement sur la compacité de la zone endommagée. Comment tenir compte de la forme des amas de mailles pour avoir une information plus complète? Il faudrait pouvoir quantifier l'impact de la zone dégagée par le seillage.

Enfin, on a choisi de se limiter à une analyse par critères de rupture, approche pertinente pour des calculs linéaires. On a vu que deux raisons justifiaient ce choix. D'une part cela suffit pour une première approche, dont le but est de définir la nécessité ou non d'études plus approfondies sur l'ensemble du bâtiment. D'autre part, on s'intéresse aux Monuments Historiques, c'est-à-dire à des structures pour lesquelles on ne recherche pas le non-effondrement. Comme pour les bâtiments stratégiques, on vise à ce qu'après le séisme, l'édifice soit opérationnel, c'est-à-dire à limiter la fissuration et les déformations. Ici ce n'est pas pour éviter une fuite radioactive et une catastrophe nucléaire, mais pour préserver l'intégrité d'éléments artistiques et architecturaux que l'on ne pourra pas restituer s'ils sont endommagés, comme des fresques par exemple. Pour les bâtiments ordinaires, les calculs non-linéaires permettent de définir le plus finement possible le mécanisme conduisant à l'effondrement que l'on veut éviter, enjeu de l'étude. Ici, puisqu'on augmente les attentes en terme de performances, seule la partie linéaire, voire le début de la partie non-linéaire des matériaux et du comportement de la structure nous intéressent. Toutefois, en se limitant à des calculs linéaires, on ne tient absolument pas compte de la redistribution des efforts par la micro-fissuration et par la ductilité même très limitée de la maçonnerie. Or on voit bien devant chaque monument ancien que le bâti historique, notamment maçonné, a une très grande capacité d'adaptation. Même en augmentant nos attentes, il est donc possible qu'on soit trop pessimistes dans le diagnostic.

Mais il serait intéressant de transformer le maillage de critères violés en zones où on lancera des calculs non linéaires, avec modèles d'endommagement du matériau, pour mieux comprendre le fonctionnement de l'édifice. Cela nous permettrait aussi d'étudier d'éventuels confortements.

Conclusion générale

Nous avons montré que la préservation des Monuments Historiques en zone sismique posait de nombreux problèmes et présentait souvent des obligations diverses et a priori contradictoires entre elles. Ce sujet a connu un nouvel essor depuis une vingtaine d'année d'une part grâce aux possibilités offertes par des capacités techniques en progrès, d'autre part sous la pression des préoccupations sécuritaires qui se développent.

Tout d'abord, il est nécessaire d'éviter tout risque de conflit entre la conservation architecturale et la sûreté de la structure. Il est impossible d'imposer à ces édifices le respect des normes et des règles parasismiques en vigueur pour les bâtiments neufs ou même pour le bâti existant. Les mesures prises doivent être définies comme des améliorations contrôlées de la structure plutôt que comme une mise aux normes où l'on solderait tous les arriérés. Cela revient à accepter un niveau de protection sismique plus faible que celui requis dans les codes pour les constructions neuves ou récentes, donc la possibilité d'une invasivité moindre. Il s'agit de trouver un compromis, un équilibre entre les différents enjeux : valeur patrimoniale/sûreté structurelle, vérité structurelle/ nécessité de conservation, instantané du passé/ matériaux contemporain, sécurité/accueil du public.. N'oublions pas non plus les impératifs de compatibilité, de clarté et de réversibilité énoncé par la Charte de Venise.

Mais d'un autre point de vue, toute destruction d'un édifice classé est une perte irréparable. On pourra bien sûr réhabiliter restaurer, réparer...reconstruire. Mais la valeur de l'édifice à protéger réside dans son témoignage vivant d'une époque, dans son authenticité. Les conséquences de ce constat, on l'a vu, sont de deux ordres.

Pour ne risquer aucun dommage on va chercher un niveau de performances bien plus élevé que pour un bâtiment normal. Cela signifie dans un premier temps que l'on surclasse le bâtiment : le signal sismique de référence sera beaucoup plus endommageant. D'autre part, voulant éviter toute déformation excessive, toute fissuration préjudiciable, il serait souhaitable de pouvoir se limiter au domaine de comportement élastique des différents matériaux de la structure. C'est pour cela que nous avons choisi de mettre au point une méthode permettant de définir les zones où l'on sort du domaine élastique.

Autre conséquence du caractère irremplaçable des Monuments Historiques : il vaut mieux prévenir que guérir. C'est dans ce cadre que nous avons souhaité placer notre travail. Notre but était donc triple :

Premièrement recenser, grâce à une description du matériau maçonnerie, des techniques de modélisation et des caractéristiques des Monuments concernés, les difficultés auxquelles se heurterait tout ingénieur abordant un diagnostic de structure ancienne en maçonnerie. Les deux premiers chapitres sont consacrés en partie à ce recensement. D'une part la géométrie est complexe et peu paramétrable. D'autre part le matériau lui-même est unique, d'une grande variabilité d'une maçonnerie à l'autre et possède un comportement fragile difficilement modélisable. Nous avons exposés les différents tests qui permettent de caractériser les propriétés mécaniques

des composants de la maçonnerie. Ce matériau doit s'appréhender à plusieurs échelles, ce qui alourdit toutes les descriptions numériques. De plus, les connections entre les différents éléments structuraux sont extrêmement difficiles à décrire, que ce soit les assemblages bois/bois ou les interactions entre bois et maçonnerie. Enfin, l'interaction sol/structure dans un bâtiment dont on ne sait rien est quasiment impossible à prendre en compte.

Deuxièmement dérouler les unes après les autres toutes les étapes d'un diagnostic pertinent, afin de donner un schéma à suivre en toutes circonstances. Le deuxième chapitre et l'étude de cas nous ont permis d'explicitier entièrement une méthode de diagnostic concret. Nous n'avons pas pu réaliser nous même toutes ces étapes dans notre étude de cas faute de temps et de moyens, mais le cadre est donné.

Troisièmement, proposer un modèle qui à la fois illustre cette méthode et s'inscrive dans une volonté de prévention. En effet, on sait faire des modélisations de plus en plus performantes de bâtiments parfois très complexes. Mais de tels travaux sont inéligibles pour de la prévention car ils sont longs et coûteux, donc réservés à des édifices prestigieux en zone très sismique. Nous souhaitons donc, en suivant la méthode exposée, construire un modèle qui soit à la fois simple et robuste. Sa simplicité permettrait de l'utiliser sur tout un panel de bâtiments. Ses résultats devrait être suffisamment pertinents pour que l'on puisse décider si l'édifice court un risque, dans quelles zones et s'il est nécessaire de relancer des calculs plus fin ultérieurement.

Pour ce faire nous avons choisi de développer notre modèle sur un monument caractéristique du baroque savoyard, la chapelle Saint Jacques d'Assyrie du hameau de Boudin, dans la commune de Arêches-Beaufort-sur-Doron. Compte tenu du caractère exploratoire de notre étude, nous avons choisi de travailler avec un logiciel de calcul de dynamique des structures, Cast3M, qui par sa souplesse permet des développements sur mesure. D'autre part, compte tenu de nos objectifs, nous avons choisi d'utiliser une macro-modélisation, avec des éléments plaques.

Dans un premier temps nous avons effectué un relevé structurel du bâtiment, ce qui nous a permis de noter l'extrême simplicité de la charpente et la forte pente. Les documents d'archives nous ont permis de reconstituer un état du bâtiment avant restauration. Nous avons ensuite procédé à un certain nombre de simplifications structurelles, notamment une prise en compte de la charpentes, du porte à faux et du campanile sous forme de masses ponctuelles et réparties. La méconnaissance de la nature du sol et des fondations, compliquée par la forte pente, nous a conduit à proposer une modélisation de l'interaction du bâtiment avec le sol sous forme de conditions aux limites différenciées selon les façades.

Nous avons mené une analyse modale complète. Celle-ci a souligné l'orientation très marquée du bâtiment et sa grande raideur, trop accentuée par les conditions aux limites qui sont très conservatives. La partie basse de la maçonnerie est très contraintes. D'autre part, la modélisation de la charpente sous forme de masses néglige sa contribution à la raideur du bâtiment en partie haute et à ses modes propres.

Après recombinaison modale, nous avons cartographié les contraintes et défini les zones de dommages en utilisant les valeurs seuils que nous avons déduites de notre étude bibliographique. Pour les trois critères présentés dans ce mémoire, les résultats sont pertinents. On retrouve bien les dommages notés dans les archives pour la chapelle, ainsi que ceux recensés pour ce type d'ouvrage par [] et auquel on pourrait s'attendre.

Dans l'ensemble, les objectifs que nous nous étions fixés ont été atteints. Cependant, il est nécessaire d'améliorer certains points. Comme on l'a vu, la prise en compte de l'interaction sol/structure est insuffisante et nous proposons des pistes. Concernant la charpente, il faut maintenant définir une interaction bois/maçonnerie réaliste.

L'approche retenue et la description de la maçonnerie comme un matériau homogène conviennent pour un bâtiment simple comme cette chapelle. Mais pour utiliser cet outil de prévention sur des édifices plus complexes, il sera nécessaire soit d'adapter les outils de post-traitement aux différents types de maçonnerie, soit d'introduire dans le modèle plusieurs descriptions spécifiques de maçonnerie. Il serait aussi intéressant de coupler à cette analyse numérique un programme de relevés expérimentaux pour qualifier les différents types de maçonneries utilisées dans ces bâtiments rustiques. Ceci nous permettrait de disposer d'un outil de criblage adapté à l'étude d'un patrimoine complet.

Annexes

III.4 La Charte Internationale Sur la Conservation et la Restauration des Monuments et des Sites : Charte de Venise

Ile Congrès international des architectes et des techniciens des monuments historiques, Venise, 1964. Adoptée par ICOMOS en 1965.

Chargées d'un message spirituel du passé, les oeuvres monumentales des peuples demeurent dans la vie présente le témoignage vivant de leurs traditions séculaires. L'humanité, qui prend chaque jour conscience de l'unité des valeurs humaines, les considère comme un patrimoine commun, et, vis-à-vis des générations futures, se reconnaît solidairement responsable de leur sauvegarde. Elle se doit de les leur transmettre dans toute la richesse de leur authenticité.

Il est dès lors essentiel que les principes qui doivent présider à la conservation et à la restauration des monuments soient dégagés en commun et formulés sur un plan international, tout en laissant à chaque nation le soin d'en assurer l'application dans le cadre de sa propre culture et de ses traditions.

En donnant une première forme à ces principes fondamentaux, la Charte d'Athènes de 1931 a contribué au développement d'un vaste mouvement international, qui s'est notamment traduit dans des documents nationaux, dans l'activité de l'ICOM et de l'UNESCO, et dans la création par cette dernière du Centre international d'études pour la conservation et la restauration des biens culturels. La sensibilité et l'esprit critique se sont portés sur des problèmes toujours plus complexes et plus nuancés ; aussi l'heure semble venue de réexaminer les principes de la Charte afin de les approfondir et d'en élargir la portée dans un nouveau document.

En conséquence, le Ile Congrès International des Architectes et des Techniciens des Monuments Historiques, réuni, à Venise du 25 au 31 mai 1964, a approuvé le texte suivant :

DEFINITIONS

Article 1.

La notion de monument historique comprend la création architecturale isolée aussi bien que le site urbain ou rural qui porte témoignage d'une civilisation particulière, d'une évolution significative ou d'un événement historique. Elle s'étend non seulement aux grandes créations mais aussi aux oeuvres modestes qui ont acquis avec le temps une signification culturelle.

Article 2.

La conservation et la restauration des monuments constituent une discipline qui fait appel à toutes les sciences et à toutes les techniques qui peuvent contribuer à l'étude et à la sauvegarde du patrimoine monumental.

Article 3.

La conservation et la restauration des monuments visent à sauvegarder tout autant l'oeuvre d'art que le témoin d'histoire.

CONSERVATION

Article 4.

La conservation des monuments impose d'abord la permanence de leur entretien.

Article 5.

La conservation des monuments est toujours favorisée par l'affectation de ceux-ci à une fonction utile à la société; une telle affectation est donc souhaitable mais elle ne peut altérer l'ordonnance ou le décor des édifices. C'est dans ces limites qu'il faut concevoir et que l'on peut autoriser les aménagements exigés par l'évolution des usages et des coutumes.

Article 6.

La conservation d'un monument implique celle d'un cadre à son échelle. Lorsque le cadre traditionnel subsiste, celui-ci sera conservé, et toute construction nouvelle, toute destruction et tout aménagement qui pourrait altérer les rapports de volumes et de couleurs seront proscrits.

Article 7.

Le monument est inséparable de l'histoire dont il est le témoin et du milieu où il se situe. En conséquence le déplacement de tout ou partie d'un monument ne peut être toléré que lorsque la sauvegarde du monument l'exige ou que des raisons d'un grand intérêt national ou international le justifient.

Article 8.

Les éléments de sculpture, de peinture ou de décoration qui font partie intégrante du monument ne peuvent en être séparés que lorsque cette mesure est la seule susceptible d'assurer leur conservation.

RESTAURATION

Article 9.

La restauration est une opération qui doit garder un caractère exceptionnel. Elle a pour but de conserver et de révéler les valeurs esthétiques et historiques du monument et se fonde sur le respect de la substance ancienne et de documents authentiques. Elle s'arrête là où commence l'hypothèse, sur le plan des reconstitutions conjecturales, tout travail de complément reconnu indispensable pour raisons esthétiques ou techniques relève de la composition architecturale et portera la marque de notre temps. La restauration sera toujours précédée et accompagnée d'une étude archéologique et historique du monument.

Article 10.

Lorsque les techniques traditionnelles se révèlent inadéquates, la consolidation d'un monument peut être assurée en faisant appel à toutes les techniques modernes de conservation et de construction dont l'efficacité aura été démontrée par des données scientifiques et garantie par l'expérience.

Article 11.

Les apports valables de toutes les époques à l'édification d'un monument doivent être respectés, l'unité de style n'étant pas un but à atteindre au cours d'une restauration. Lorsqu'un

édifice comporte plusieurs états superposés, le dégagement d'un état sous-jacent ne se justifie qu'exceptionnellement et à condition que les éléments enlevés ne présentent que peu d'intérêt, que la composition mise au jour constitue un témoignage de haute valeur historique, archéologique ou esthétique, et que son état de conservation soit jugé suffisant. Le jugement sur la valeur des éléments en question et la décision sur les éliminations à opérer ne peuvent dépendre du seul auteur du projet.

Article 12.

Les éléments destinés à remplacer les parties manquantes doivent s'intégrer harmonieusement à l'ensemble, tout en se distinguant des parties originales, afin que la restauration ne falsifie pas le document d'art et d'histoire.

Article 13.

Les adjonctions ne peuvent être tolérées que pour autant qu'elles respectent toutes les parties intéressantes de l'édifice, son cadre traditionnel, l'équilibre de sa composition et ses relations avec le milieu environnant.

SITES MONUMENTAUX

Article 14.

Les sites monumentaux doivent faire l'objet de soins spéciaux afin de sauvegarder leur intégrité et d'assurer leur assainissement, leur aménagement et leur mise en valeur. Les travaux de conservation et de restauration qui y sont exécutés doivent s'inspirer des principes énoncés aux articles précédents.

FOUILLES

Article 15.

Les travaux de fouilles doivent s'exécuter conformément à des normes scientifiques et à la "Recommandation définissant les principes internationaux à appliquer en matière de fouilles archéologiques" adoptée par l'UNESCO en 1956. L'aménagement des ruines et les mesures nécessaires à la conservation et à la protection permanente des éléments architecturaux et des objets découverts seront assurés. En outre, toutes initiatives seront prises en vue de faciliter la compréhension du monument mis au jour sans jamais en dénaturer la signification. Tout travail de reconstruction devra cependant être exclu à priori, seule l'anastylose peut être envisagée, c'est-à-dire la reconstitution des parties existantes mais démembrées. Les éléments d'intégration seront toujours reconnaissables et représenteront le minimum nécessaire pour assurer les conditions de conservation du monument et rétablir la continuité de ses formes.

DOCUMENTATION ET PUBLICATION

Article 16.

Les travaux de conservation, de restauration et de fouilles seront toujours accompagnés de la constitution d'une documentation précise sous forme de rapports analytiques et critiques illustrés de dessins et de photographies. Toutes les phases de travaux de dégagement, de consolidation, de reconstitution et d'intégration, ainsi que les éléments techniques et formels identifiés au cours des travaux y seront consignés. Cette documentation sera déposée dans les archives d'un organisme public et mise à la disposition des chercheurs ; sa publication est recommandée.

III.5 Les différentes failles

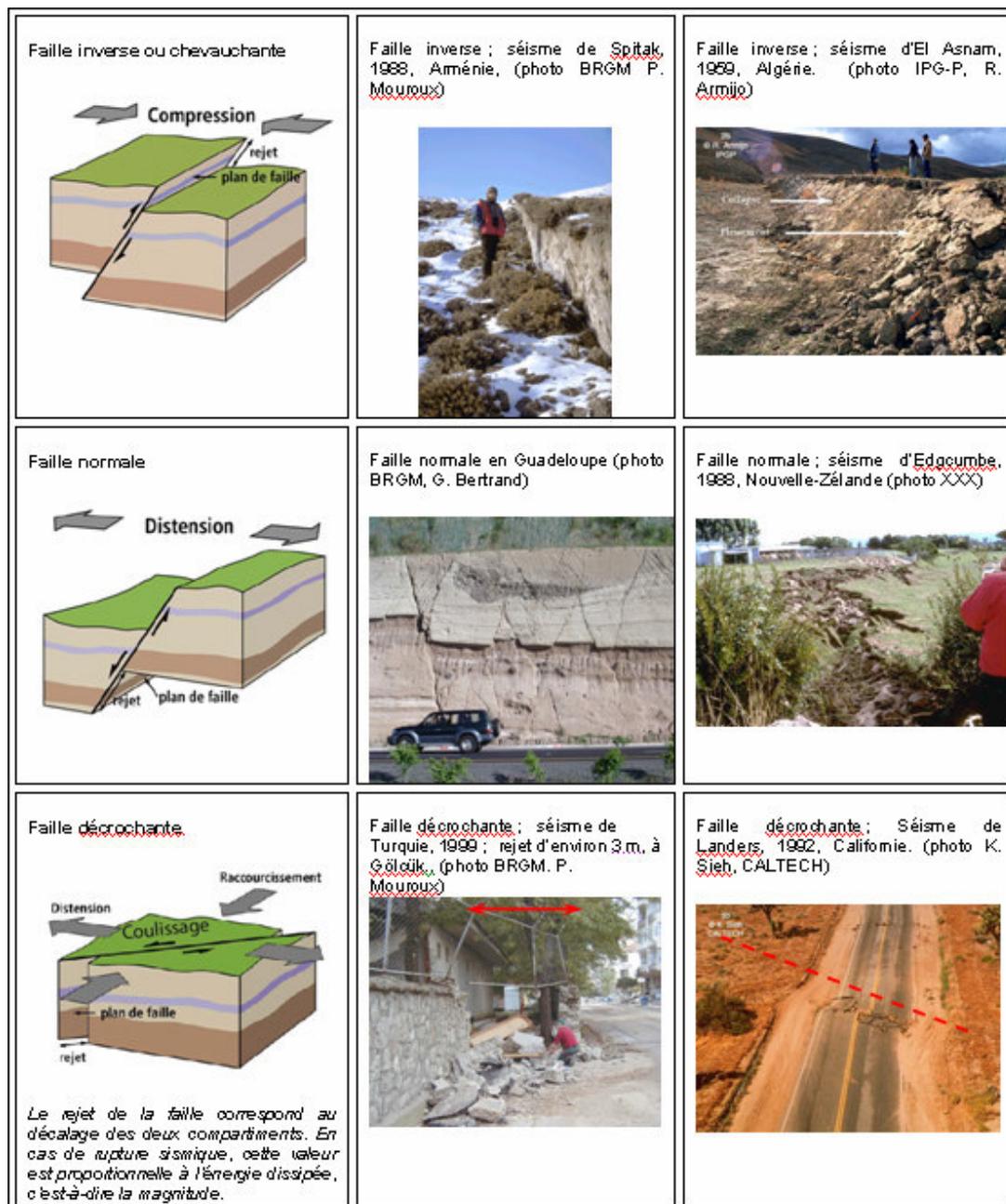


Fig. III.65

III.6 Prise en main de Cast3M, Comparaison analytique et numérique

Les objectifs de cette annexe sont multiples :

- illustrer le calcul des modes et le calcul par recombinaison modale évoqués en (I.2.3)
- prendre en main le logiciel qui sera utilisé par la suite pour des calculs linéaires plus complexes. Il s'agit de comprendre l'architecture d'un fichier, de comprendre comment monter un maillage, de trouver les opérateurs qui nous seront utiles etc.
- Comparer les résultats donnés par Cast3M avec ceux théoriques obtenus à la main selon les rappels de dynamique des structures exposés ci-dessus.

Nous étudierons le modèle brochette ci-dessous, en 2D. Pour déterminer le spectre de calcul du chargement sismique, nous avons suivi les règles de l'Eurocode 8. Nous avons supposé qu'il s'agissait d'un bâtiment de classe 4 en zone de type II, sur un sol de catégorie B, avec un coefficient d'amortissement de 5%. Le spectre est donné dans la figure III.66 :

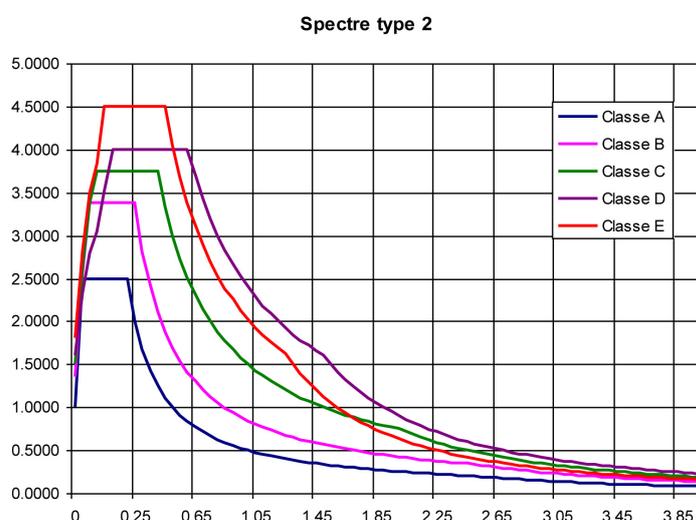


Fig. III.66 – Spectres de réponse élastique de type 2 pour un amortissement de 5% - Eurocode 8

Les différentes valeurs seuil sont données dans le tableau III.67.

Valeurs des paramètres décrivant les spectres de réponse élastique horizontal								
Classe de sol	Type 1 (forte sismicité) Pour la zone de sismicité 5				Type 2 (faible sismicité) Pour la zone de sismicité 1 à 4			
	S	T _B	T _C	T _D	S	T _B	T _C	T _D
A	1.00	0.15	0.40	2.00	1.00	0.03	0.20	2.50
B	1.20	0.15	0.50	2.00	1.35	0.05	0.25	2.50
C	1.15	0.20	0.60	2.00	1.50	0.06	0.40	2.00
D	1.35	0.20	0.80	2.00	1.60	0.10	0.60	1.50
E	1.40	0.15	0.50	2.00	1.80	0.08	0.45	1.25

Fig. III.67 – Valeurs des différents paramètres définissant le spectre, en fonction de la classe de sol et du type de zone - Eurocode 8

Tout d'abord nous effectuerons rapidement ses calculs analytiques, puis sous Cast3M. Nous pourrons ainsi comparer les fréquences et les déformées calculées pour chaque mode. En utili-

sant le spectre de dimensionnement, nous pourrons aussi les efforts tranchants et les moments fléchissants à la base, une fois les modes recomposés.

c Calculs analytiques

Le schéma du modèle brochette est représenté figure ???. Nous utiliserons les données numériques suivantes :

$$E = 200\text{MPa}$$

$$I = 4162\text{cm}^{-4}$$

$$M_1 = 2,5\text{kg}$$

$$M_2 = 1,25\text{kg} = \frac{1}{2}M_1$$

$$z_1 = L = 1,25\text{m}$$

$$z_2 = 2L = 2,5$$

Matrice de masse

$$T = \frac{1}{2}M(u_2')^2 + \frac{1}{2}(u_1')^2$$

$$F_i = \frac{\partial}{\partial t} \left(\frac{\partial T}{\partial u_i'} \right)$$

$$\begin{cases} F_1 = M_1 u_1'' \\ F_2 = M_2 u_2'' \end{cases}$$

$$M = \begin{pmatrix} M_1 & 0 \\ 0 & \frac{1}{2}M_1 \end{pmatrix} \begin{pmatrix} u_1'' \\ u_2'' \end{pmatrix}$$

Matrice de rigidité

$$v_e = \int_0^H \frac{M(z)^2}{2EI} dz$$

$$v_e(u_1^2, u_2^2, u_1, u_2)$$

$$\begin{cases} u_1 = \frac{\partial v_e}{\partial F_1} & F_1 = \frac{\partial v_e}{\partial u_1} \\ u_2 = \frac{\partial v_e}{\partial F_2} & F_2 = \frac{\partial v_e}{\partial u_2} \end{cases}$$

Si on est en $L < z < 2L$,

$$M = F_2(2L - z)$$

Si on est en $0 < z < L$,

$$M = F_2(2L - z) + F_1(L - z)$$

$$\begin{aligned} v_e &= \int_0^L \frac{F_2(2L - z) + F_1(L - z)^2}{2EI} dz + \int_0^{2L} \frac{F_2(2L - z)^2}{2EI} dz \\ &= \int_0^{2L} \frac{F_2(2L - z)^2}{2EI} dz + \int_0^L \frac{F_2^2(2L - z)^2}{2EI} dz + \int_0^L \frac{F_1^2(2L - z)^2}{2EI} dz \end{aligned}$$

avec $\begin{cases} F_1 = \frac{\partial v_e}{\partial u_1} \\ F_2 = \frac{\partial v_e}{\partial u_2} \end{cases}$ Soit, après simplification, $K = \frac{6EI}{7L^3} \begin{pmatrix} 16 & -5 \\ -5 & 2 \end{pmatrix}$.

Fréquences et vecteurs propres

Les fréquences de la structure sont obtenues en résolvant

$$\det(-\omega_1^2 M + K)\varphi_i = 0$$

$$\text{soit } \det\left(-\lambda \begin{pmatrix} M_1 & 0 \\ 0 & \frac{1}{2}M_1 \end{pmatrix} + \alpha \begin{pmatrix} 16 & -5 \\ -5 & 2 \end{pmatrix}\right) \begin{pmatrix} \varphi_{i_1} \\ \varphi_{i_2} \end{pmatrix} = 0 ,$$

avec $\lambda = \omega_1^2$ la valeur propre de $M^{-1}K$ et $\alpha = \frac{6EI}{7L^3}$

On doit donc résoudre l'équation du second degré suivante

$$(16\alpha - M_1\lambda)(2\alpha - \frac{1}{2}M_1\lambda) - 25\alpha^2 = 0$$

Après résolution, on a les deux pulsations suivantes :

$$\omega_1^2 = \frac{6EI}{7L^3} \times \frac{10 - \sqrt{86}}{M_1} \quad \text{et} \quad \omega_2^2 = \frac{6EI}{7L^3} \times \frac{10 + \sqrt{86}}{M_1}$$

Dans les deux cas on peut écrire $\varphi_{i_2} = (\frac{16\alpha - \lambda_1 M_1}{5\alpha})\varphi_{i_1}$. Donc pour le mode 1, on a :

$$\varphi_{12} = \left(\frac{16 \times 3653 - 1058,4 \times 2,5}{5 \times 3653}\right)\varphi_{11}$$

et pour le deuxième

$$\varphi_{22} = \left(\frac{16 \times 3653 - 28162,6 \times 2,5}{5 \times 3653}\right)\varphi_{21}$$

En posant $\varphi_{11} = \varphi_{21} = 1$, on a donc :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Pulsation } \omega_1 = \sqrt{\left(\frac{6EI}{7L^3} \left(\frac{10 - \sqrt{86}}{M_1}\right)\right)} = 32,5 \text{ rad/s} \\ \text{Fréquence } F_1 = \frac{\sqrt{1058,4}}{2\pi} = 5,17 \text{ Hz} \\ \varphi_1 = \begin{pmatrix} 1 \\ 3,05 \end{pmatrix} \end{array} \right. , \quad \left\{ \begin{array}{l} \omega_2 = \sqrt{\left(\frac{6EI}{7L^3} \left(\frac{10 + \sqrt{86}}{M_1}\right)\right)} = 167,8 \text{ rad/s} \\ \text{Fréquence } F_2 = \frac{\sqrt{28162,6}}{2\pi} = 26,7 \text{ Hz} \\ \varphi_2 = \begin{pmatrix} 1 \\ -0,654 \end{pmatrix} \end{array} \right.$$

Normalisation par rapport à la masse

On veut avoir $\varphi_i' M \varphi_i' = 1$ avec φ_i' vecteur normalisé tel que $\varphi_i' = k \varphi_i$. On doit donc trouver k tel que $k \varphi_i' M k \varphi_i = 0$.

$$\text{Soit } k = \frac{1}{\sqrt{\varphi_i' M \varphi_i}}.$$

Pour φ_1

$$k = \frac{1}{\sqrt{\begin{pmatrix} 1 & 3,05 \end{pmatrix} \begin{pmatrix} 2,5 & 0 \\ 0 & 1,25 \end{pmatrix} \begin{pmatrix} 1 \\ 3,05 \end{pmatrix}}} = 0,266$$

$$\text{d'où } \varphi_1' = \begin{pmatrix} 0,266 \\ 0,811 \end{pmatrix}.$$

Pour φ_2

$$k = \frac{1}{\sqrt{\begin{pmatrix} 1 & -0,654 \end{pmatrix} \begin{pmatrix} 2,5 & 0 \\ 0 & 1,25 \end{pmatrix} \begin{pmatrix} 1 \\ -0,654 \end{pmatrix}}} = 0,574$$

d'où $\varphi_2' = \begin{pmatrix} 0,574 \\ -0,375 \end{pmatrix}$ On vérifie bien que ces deux vecteurs sont orthogonaux aux matrices de masse et de raideur, soit $\varphi_1^T K \varphi_2 = 0$ et $\varphi_1^T M \varphi_2 = 0$.

Masse modale et facteurs de participation

On considère le séisme horizontal $V \begin{pmatrix} 1 \\ 1 \end{pmatrix}$.

$$\begin{aligned} P_1(\text{Facteur de participation}) &= \varphi_1^T M V \\ &= \begin{pmatrix} 0,266 & 0,811 \end{pmatrix} \begin{pmatrix} 2,5 & 0 \\ 0 & 1,25 \end{pmatrix} \begin{pmatrix} 1 \\ 1 \end{pmatrix} = 1,68 \end{aligned}$$

$$M_1(\text{Masse modale}) = P_1^2 = 2,82\text{kg}$$

Pour le mode 2 :

$$\begin{aligned} P_2 &= \varphi_2^T M V \\ &= \begin{pmatrix} -0,574 & -0,375 \end{pmatrix} \begin{pmatrix} 2,5 & 0 \\ 0 & 1,25 \end{pmatrix} \begin{pmatrix} 1 \\ 1 \end{pmatrix} = 0,97 \end{aligned}$$

$$M_2 = P_2^2 = 0,93\text{kg}$$

On a bien $M_1 + M_2 = 3,75$ On retrouve donc bien que la totalité de la masse excitée par les deux modes :

- le mode 1 sollicite 75% de la masse totale.
- le mode 2 sollicite 25% de la masse totale.

Indépendance des modes

On a un amortissement de $\xi = 5\%$. Pour que les modes soient indépendants, on doit avoir $\rho \leq \frac{10}{10 + \sqrt{\xi_1 + \xi_2}}$ avec $\rho = \frac{T_2}{T_1}$.

Ici $T_1 = 0,193\text{s}$, $T_2 = 0,037\text{s}$, soit $\rho = 0,194$.

Or $\frac{10}{10 + \sqrt{5+5}} = 0,76$. On a donc bien $\rho = 0,194 < 0,76$.

Les modes sont bien indépendants, on peut utiliser la méthode SRSS.

Définition du spectre de calcul et des accélérations.

On est en zone 4, type 2, donc, en se référant au tableau ?? : $a_{gr} = 1,6$, $a_g = 2,24$.

Sol de catégorie B donc $S = 1,35$, $T_B = 0,005$, $T_e = 0,25$, $T_D = 2,5$

Coefficient d'amortissement de 5% donc $y = \sqrt{\frac{10}{5+0,05}} = 1,4$

Bâtiment de classe IV $\rightarrow g_i = 1,4$.

- pour le mode 1 : $T_C < T_1 = 0,13 < T_D$, on est sur la première portion de courbe après le pallier du spectre, donc on peut écrire, selon l'EC8 :

$$R_1(T) = a_g S y 2,5 = 2,24 \times 1,35 \times 1,4 \times 2,5$$

$$R_1(T) = 10,58 \text{m/s}^2$$

- pour le mode 2 : $T_2 = 0,037 < T_B = 0,05$.

$$R_2(T) = a_g \times S \times \left(1 + \frac{T}{T_B} (\eta \times 2,5 - 1)\right) = 2,24 \times 1,35 \times \left(1 + \frac{0,037}{0,05} (1,4 \times 2,5 - 1)\right)$$

$$R_2(T) = 8,62 \text{m/s}^2$$

Coefficient de distribution

$$\varphi_1 = P_1 \phi_1 = 1,68 \phi_1$$

$$\varphi_2 = P_2 \phi_2 = 0,97 \phi_2$$

Pseudo-accélération

$$\Gamma_1 = R_1(T) \varphi_1 = 17,77 \varphi_1 = \begin{pmatrix} 4,72 \\ 14,41 \end{pmatrix}$$

$$\Gamma_1 = R_2(T) \varphi_2 = 8,36 \varphi_2 = \begin{pmatrix} 4,8 \\ -3,13 \end{pmatrix}$$

Forces statiques équivalentes

$$F_{s1} = \Gamma_1 M = \begin{pmatrix} 11,8 \\ 18,01 \end{pmatrix} \text{kN}$$

$$F_{s2} = \Gamma_2 M = \begin{pmatrix} 12 \\ -3,91 \end{pmatrix} \text{kN}$$

En recombinaison des modes, on trouve

$$F_{n1} = \sqrt{12^2 + 11,8^2} = 16,82 \text{N}$$

$$F_{n2} = \sqrt{(-3,91)^2 + 18,01^2} = 18,43 \text{N}$$

Déplacements $Y_1 = \frac{\Gamma_1}{\omega_1^2}$ et $Y_2 = \frac{\Gamma_2}{\omega_2^2}$

$$Y_1 = \begin{pmatrix} 4,45 \\ 13,6 \end{pmatrix} \cdot 10^{-3} \text{m} \quad Y_2 = \begin{pmatrix} 1,7 \\ -1,11 \end{pmatrix} \cdot 10^{-4} \text{m}$$

Soit après recombinaison $Y = \begin{pmatrix} 6,77 \\ 2,21 \end{pmatrix} \cdot 10^{-3}$

Effort tranchant en pied

$$V = 18,43 + 16,82 = 35,25 \text{N}$$

Moment fléchissant en pied

$$M = 18,43 \times 2,5 + 16,82 \times 1,25 = 67,1 \text{Nm}$$

d Calculs par Cast3M

Cast3M ne dispose d'aucun système particulier d'unités de mesure. C'est à l'utilisateur de fournir les données dans un système cohérent vérifiant la loi fondamentale de la dynamique : $F = M \cdot \gamma$. Une fois que les unités de mesure utilisées dans les données sont définies, tous les résultats seront exprimés dans ces mêmes unités. Nous utiliserons le système cohérent suivant (MKS) :

- Longueur : m
- Masse : kg
- Force : N
- Temps : sec
- Masse volumique : kg/m^3
- Pression : Pa (= N/m^2)

Une analyse générale effectuée à l'aide de la méthode des éléments finis peut se décomposer en quatre grandes étapes :

- le choix de la géométrie et du maillage,
- la définition du modèle mathématique,
- la résolution du problème discrétisé,
- l'analyse et le post-traitement des résultats

Reprenons successivement ces étapes pour étudier la brochette présentée en ??.

Choix de la géométrie et du maillage

Options générales de calcul

```
OPTI DIME 2 ELEM SEG2;  
opti 'EPSI' LINEAIRE;  
opti trac open;
```

Les valeurs des principaux paramètres de contrôle créés par la directive OPTI sont : DIME : correspond à la dimension de l'espace utilisé par les opérateurs de maillage et de calcul. Valeurs : 1, 2 ou 3. Nous travaillerons en 2D. ELEM : correspond au type d'éléments à fabriquer, pour nous des éléments linéaires SEG2

Définition des points, lignes, et du maillage total

```
VELEM = 10;
```

Définition de la densité du maillage

```
P0 = 0. 0.;
```

```
P1 = 0. 1.25;
```

```
P2 = 0. 2.5;
```

```
FL1 = DROIT P0 P1 VELEM ;
```

La géométrie est décrite par une ligne FL1 divisée en VELEM éléments d'égale longueur.

```
FL2 = DROIT P1 P2 VELEM;
```

```
MESH_TOT = FL1 ET FL2;
```

Le maillage complet est la somme de toutes les lignes constituées

```
M1 = 2.5;
M2 = 1.25;
MP1 = MASS UX UY M1 P1;
MP2 = MASS UX UY M2 P2;
```

Définition des masses additionnelles, à l'aide de l'opérateur MASS.

Définition du modèle mathématique

Définition des données caractérisant le modèle

* Définition des propriétés matérielles : module d'Young, masse volumique, coefficient de Poisson.

```
EPOU = 2.e11;
RPOU = 7800.;
NuPOU = 0.3;
```

* Définition des propriétés géométriques, du comportement du matériau ...

```
MOD_POU = mode MESH_TOT mecanique elastique isotrope POUTRE;
MAT1_POU = mate mod_POU 'YOUN' EPOU 'NU' nuPOU 'RHO' RPOU;
CAR_POU = CARA MOD_POU 'SECT' 0.01 'INRZ' 6.25E-6;
MAT_POU = MAT1_POU ET CAR_POU;
```

L'objet MOD_POU de type MMODEL définit une loi de comportement mécanique élastique isotrope et affecte au maillage MESH_TOT des éléments de type poutre. Le matériau MAT1_POU définit les propriétés du matériau. Les caractéristiques de CAR_POU complètent les données géométriques ne pouvant se déduire du maillage. MAT1_POU et CAR_POU sont rassemblés dans le même objet. Il est possible de les créer simultanément mais la lecture des données s'en trouve alourdie et certains opérateurs nécessitent uniquement les données contenues dans CARA.

Définition des conditions aux limites

```
CL1 = BLOQ DEPL ROTA PO;
```

Le point PO est encasté. Tous ses déplacements et rotations sont bloqués;

```
RIG_TOT1 = RIGI MOD_POU MAT_POU;
RIG_TOT = RIG_TOT1 ET CL1;
```

On construit la matrice de rigidité à partir du modèle et de ses caractéristiques. On adjoint ensuite la matrice de blocage CL1 à la matrice de rigidité.

```
MAS_TOT = 'MASS' MOD_POU MAT_POU;
```

On construit la matrice de masse à partir du modèle et de ses propriétés.

Définition des sollicitations

* Le poids propre

```
ACC_PP = MANU CHPO MESH_TOT 1 'UY' -9.81;
FO_PP = MAS_TOT * ACC_PP;
```

```
DEP1 = RESO RIG_TOT FO_PP;
```

On définit le poids propre. Puis on résout le système $K.u = F$. L'objet DEP1 est de typeCHPOINT, il contient les déplacements u. On peut ainsi vérifier que le modèle est cohérent en s'assurant que la masse totale calculée à partir de la réaction en pied de brochette est bien égale à la masse calculée en sommant tous les éléments du modèle.

```
*****Reaction d'appui
REAC1 = REAC CL1 DEP1;
*Réaction totale Z
REACY = EXCO REAC1 'FY';
REACG = SOMT REACY;
Mess ' réaction totale PP: ' REACG;
Mas_calc = REACG / 9.81;
Mess ' masse totale calculée: ' Mas_calc;
*****Verification
LONG_TOT = @MESU mesh_TOT;
MAS_MES1 = LONG_TOT * 0.01 * RPOU;
MAS_MES = MAS_MES1 + M1 + M2;
Mess ' Masse totale sommée ' MAS_MES;
```

* Le chargement sismique

Ecriture des équations du spectre de calcul horizontal. L'EC8 le donne en accélération en fonction de la période, or les opérateurs cast3M travaillent en fréquence. Il faut donc faire le changement.

Résolution du problème discrétisé

Calcul des modes propres

```
TABMOD = VIBR INTERVALLE 0.5 100 BASSE NMOD RIG_TOT MAS_TOT 'TBAS' mult;
```

L'opérateur VIBR recherche les valeurs et modes propres du système : $K - \omega^2.M = 0$ (ici K=RIG1 et M=MAS1).

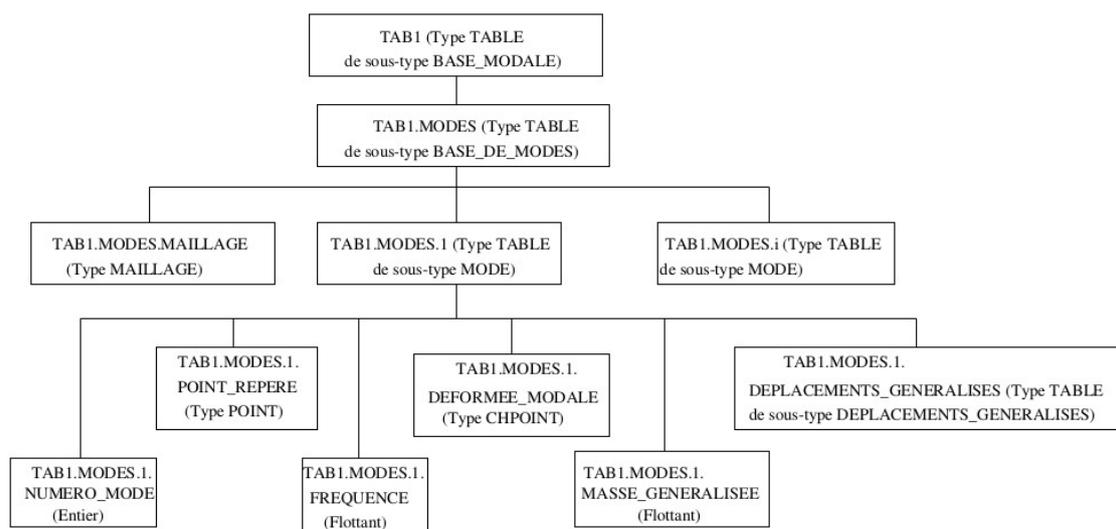


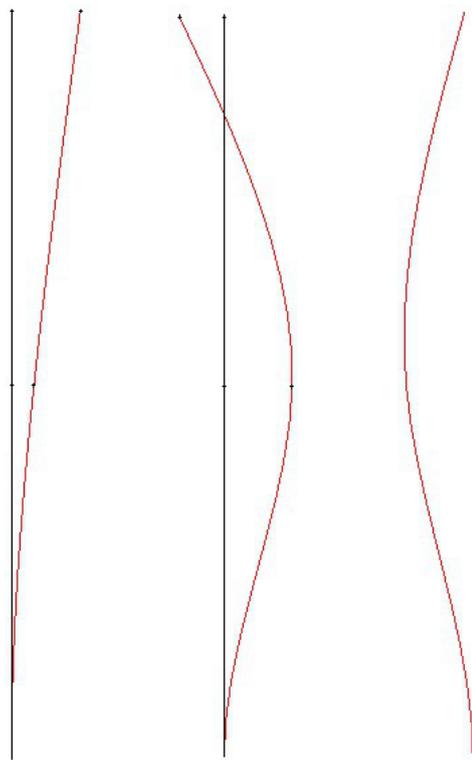
Fig. III.68 – Organisation de la table TABMOD, résultat de l'opérateur VIBR

L'option INTER(VALLE) calcule les modes propres dont les fréquences sont contenues dans un intervalle donné (ici [0. , 100.]). Le mot-clé TBAS indique que l'objet TAB1 sera de type TABLE et de sous-type BASE_MODAL, sinon il serait de type SOLUTION comme on peut le voir sur la figure III.68. On peut ensuite trouver dans la table de résultat les différentes informations pour calculer et enregistrer pour chaque mode son numéro, sa fréquence, son coefficient de participation, sa masse modale effective, son pourcentage de masse et l'accélération. Les données calculées pour chaque mode sont visibles dans le tableau de la figure III.69.

N° Mode	Fréquence	Coefficient de participation	Masse modale	% Masse modale	Accélération horizontale
1	5.18514E+00	1.36266E+00	2.81853E+00	7.51607E+01	1.06384E+01
2	2.67091E+01	1.13268E+00	9.31464E-01	2.48390E+01	8.72572E+00

Fig. III.69 – Données des 2 modes calculés

Calcul et affichage de la déformée modale



(a) 1er mode : (b) 2nd mode : F2 (c) Pseudo mode
 F1 = 5, 18Hz = 26, 7Hz

Fig. III.70 – Déformées des différents modes calculés

```
DEMO1 = VAR1.(&BOUC).DEFORMEE_MODAL;
```

VAR1.(&BOUC).DEFORMEE_MODAL modale est un CHPOINT représentant le vecteur propre du mode &.

```
DEF1 = DEFO VARO DEMO1 rouge;
```

```
DEF1B = DEFO VARO DEMO1 0.0 ;
TRAC (DEF1 et DEF1B) ;
```

L'opérateur DEFO(RME) permet de construire la déformée d'une structure à partir de la géométrie initiale et du champ de déplacements. Il est possible de préciser la couleur ou le facteur d'amplification. Ici DEF1B est affecté d'un facteur 0 afin de visualiser la structure non déformée et la structure déformée en même temps. En figures III.70a et III.70b, les déformées des deux modes calculés.

Calcul du pseudo-mode

Lorsque la sollicitation est dynamique, comme dans notre cas, la réponse de la structure dépend fortement du contenu fréquentiel de l'excitation car le chargement peut mettre en résonance un des modes de la structure et certains modes peuvent répondre de façon statique lorsque la pulsation du chargement est petite devant la pulsation du mode. Il est alors intéressant d'utiliser une base modale pour réduire le nombre de degrés de liberté. Mais on peut compléter la base modale par un mode appelé mode statique ou pseudo-mode calculé à partir de la déformée statique mais orthogonalisé par rapport à la base modale utilisée, afin de retrouver des efforts tranchant réalistes et de tenir compte de la réponse des modes à hautes fréquence, purement statique, que l'on n'aurait pas inclus dans la base modale de départ.

```
TABPSM = PSMO RIG_TOT MAS_TOT (TABMOD. 'MODES') 'SEISME' 'UX' 'UY' 'UZ';
DEFPSM = DEFO (TABPSM. 1 .DEPLACEMENT) MESH_TOT rouge;
DEFPSMB = DEFO (TABPSM. 1 .DEPLACEMENT) MESH_TOT 0.0 ;
trace ( DEFPSM et DEFPSMB) titre ' pseudo-mode ';
```

L'opérateur PSMO permet de calculer, lors d'un calcul par recombinaison modale, la contribution des modes négligés non pris en compte dans la base modale qui sont supposés avoir une réponse quasi-statique. La déformée de ce pseudo-mode est visible en figure III.70c.

Recomposition modale

La procédure SISSIB calcule la réponse sismique d'une structure à l'aide d'une méthode spectrale, à partir de la base modale calculée précédemment et enrichie du pseudo-mode.

Analyse et post-traitement des résultats

Déformée de la structure

Vérifions les déplacements aux nœuds P1 et P2 :

```
DEPP1 = EXTR CHP_DEP 'UX' P1;
MESSAGE ' Déplacement au point P1 = ' DEPP1;
DEPP2 = EXTR CHP_DEP 'UX' P2;
MESSAGE ' Déplacement au point P2 = ' DEPP2;
```

On trouve les déplacements suivants :

Noeud1 : 13,65 mm contre 13,6 à la main

Noeud2 : 4,47 mm contre 4,45 à la main



En utilisant les mêmes opérateurs que précédemment (DEF0 et TRACE), à partir de la table de résultats de l'opérateur SISSIB qui se présente de la même façon que la table de résultats de l'opérateur VIBR, on peut calculer et tracer la déformée de la structure, comme sur la figure III.71. Les modes sont recombinaés suivant la façon choisie (srss ou cq) par l'utilisateur.

Fig. III.71 –
Déformée totale

Contraintes et calcul des forces statiques équivalentes

```
Chp_conX = tab2.'X'.'CONTRAINTES';
FSTAT = BSIGMA mod_POU Chp_conX car_pou;
FSTAT1 = EXTR FSTAT 'FX' P1;
MESSAGE ' Force Statique équivalente en P1 = ' FSTAT1;
```

La table de résultat de SISSIB nous permet de récupérer les contraintes dans la brochette. L'opérateur BSIGMA calcule le champ de forces nodales résultant de l'intégration d'un champ de contraintes. Puis on extrait de ce champ de forces aux nœuds la force orientée en X au point P1, soit la force statique équivalente en P1, idem en P2.

Effort tranchant et Moment fléchissant en pied

```
**Effort tranchant en pied
FT = EXTR FSTAT 'FX' P0;
MESSAGE ' Effort tranchant en pied = ' FT ;
*pour vérification:
EFFT = FSTAT1 + FSTAT2;
**Moment fléchissant en pied
MOMF = (L1 * FSTAT1) + (L2 * FSTAT2) ;
MESSAGE ' Moment fléchissant en pied = ' MOMF ;
```

Effort tranchant et moment fléchissant se calculent simplement comme à la main. On obtient :
 $V = 31,1 \text{ N}$ et $M = 62,1 \text{ N}$

e Remarques

On trouve donc bien les mêmes valeurs concernant les modes : fréquences, coefficients de participation, masses modales sont identiques quel que soit la façon de les calculer, comme on

peut le voir dans la figure III.72. De même, le calcul des déplacements est tout à fait satisfaisant.

	Calcul à la main				Calcul cast3M		
	Mode 1	Mode 1	Mode 1	Recombinaison	Mode 1	Mode 2	Recombinaison
Modes propres – VIBR							
Fréquence		5,17		26,7	5.18514	26.7091	
Vecteurs propres	n déplacement	Normalisation masse	Normalisation déplacement	Normalisation masse	Normalisation déplacement	Normalisation déplacement	
P1	0,32	0,266	0,48	0,574	0,32	0,48	
P2	1	0,811	-0,32	-0,375	1	-0,32	
Coefficient de participation		1,68		0,97	1.36266	1.13268	
Masse modale effective		2,82		0,93	2.81853	0,931464	
% Masse modale		75 %		25 %	75.1607 %	24.8390 %	
Recombinaison – SISSIB							
Accélération horizontale		10,58		8,62	10,6384	8.72572	
Déplacement au point 1		4,45E-003		1,17E-004	4,45E-003	4,48E-003	1,72E-004
Déplacement au point 2		1,36E-002		-1,11E-004	1,36E-002	1,37E-002	-1,12E-004
Force statique <u>égu.</u> en P1		11,8		12	11,878	12,096	12,52
Force statique <u>égu.</u> en P2		18,01		-3,91	18,138	-3,9596	18,549
Effort tranchant en pied		29,81		8,09	30,88		31,069
Moment fléchissant en pied		59,775		5,225	60,1		62,023

Fig. III.72 – Tableaux comparatif des résultats obtenus à la main et avec Cast3M

On peut faire quelques remarques :

- La densité de maillage est un paramètre à ne pas négliger. Sur un exemple très simple comme celui-ci, une densité très faible conduisant à faire les calculs avec 1 élément par poutre ne change pas les résultats aux nœuds. En revanche, cela change les déformées qui ne sont plus du tout réalistes. Les résultats ailleurs qu'aux nœuds ne sont pas exploitables. A l'inverse, mettre 100 éléments par poutre augmente considérablement le temps de calcul mais laisse supposer un calcul des déformées très satisfaisant. Pour le cas d'étude, il faudra donc définir un maillage moyen, alliant temps de calculs et résultats satisfaisants.
- Différence dans les forces statiques équivalentes du mode 2 : dans le calcul avec cast3M, le mode est moins « ventru ». La force statique équivalente au nœud 1 pour ce mode est donc plus basse, ce qui ne se perçoit pas dans les déplacements car le mode 1 est très prépondérant.

III.7 La chapelle du hameau de Boudin, relevé photographique



Fig. III.73 – Façades ESE et SSO, dites façades 1 et 2 dans la modélisation, photo de Emile Taillefer



Fig. III.74 – Vue latérale, façade 2 dans la modélisation



Fig. III.75 – Vue arrière, façades 3 et 4 dans la modélisation



Fig. III.76 – Vue intérieure, vers l'autel

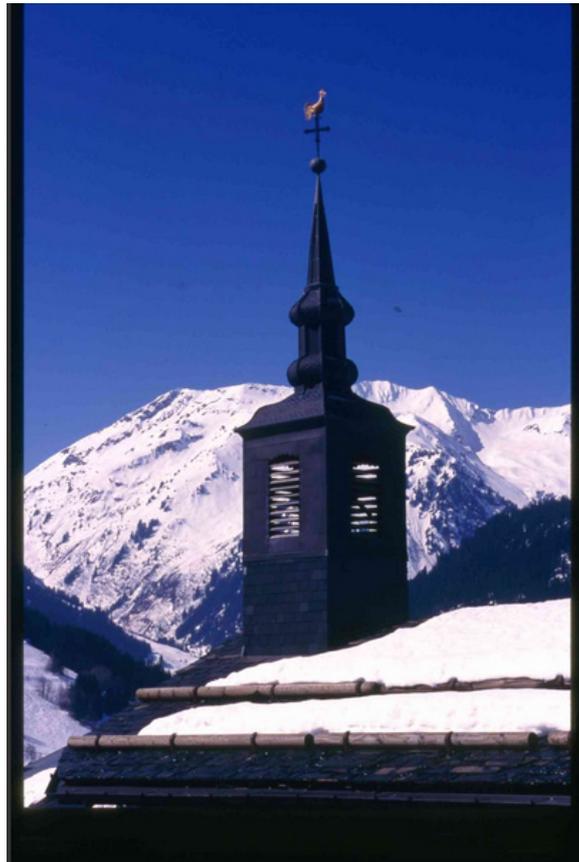


Fig. III.77 – Le clocher à bulbe

III.8 La chapelle du hameau de Boudin, relevé géométral

Bibliographie

- [ABJ⁺97] G ARMAND, M BOULON, JC JAY, C PAPADOPOULOS, G PICAUD, M REVEILLET, B REY et JF VERDYS : Monuments under seismic action. task number 3 - interface properties ev5v-ct93-0300. *Laboratoire Sol Solide Structure HMG INPG CNRS, Grenoble*, 1997.
- [Abo91] J ABOUDI : *Mechanics of Composite Materials - A Unified Micromechanical Approach*. *Studies in applied mechanics*, volume ISBN : 0444884521. Elsevier Sciences Ltd, 1991.
- [Aca01] Vincent ACARY : *Contribution à la modélisation mécanique et numérique des édifices maçonnés*. Thèse de doctorat, Université de la Méditerranée - Aix-Marseille II, 2001.
- [AFM⁺10] D ABRUZZESE, M FERRAIOLI, A MANDARA, L MICCOLI et A VARI : Structural monitoring and seismic safety of two masonry bell towers. *In Proceedings 11*, volume 2, 2010.
- [AFN73] AFNOR : Pierres calcaire - mesures de la porosité, de la masse volumique réelle et de la masse volumique apparente. Rapport technique NF B 10-503, AFNOR, Aout 1973.
- [AFN01] AFNOR : Roches – détermination de la résistance à la traction – méthode indirecte – essai brésilien. Rapport technique NF P 94-422, AFNOR, 2001.
- [AFN05] AFNOR : Méthodes d’essai des pierres naturelles - détermination du module d’élasticité statique. Rapport technique NF EN 14580, AFNOR, août 2005.
- [AFN07] AFNOR : Méthodes d’essai pour pierres naturelles - détermination de la résistance en compression. Rapport technique NF EN 1926, AFNOR, Avril 2007.
- [Alb09] Christine ALBANEL : 400 millions d’euros seront consacrés à la restauration du patrimoine, 2009. Mis en ligne le 04 mars 2009, consulté le 15 mai 2013.
- [AMY09] D ABRUZZESE, L MICCOLI et J YUAN : Mechanical behavior of leaning masonry huzhu pagoda. *Journal of Cultural Heritage*, Vol. 10:p. 480–486., 2009.
- [AST] ASTM : Standard test method for in-situ compressive stress within solid unit masonry estimated using the flat-jack method. <http://www.astm.org/Standards/C1196.htm>.
- [Bac85] HP BACKES : *On the behaviour of masonry under tension in the direction of the bed joints (en allemand)*. Thèse de doctorat, Aachen University of technology, 1985.
- [BCC⁺07] L BINDA, L CANTINI, G CARDANI, A SAISI et C TIRABOSCH : Use of flat jack and sonic tests for the qualification of historic masonry. *In The tenth North American masonry conference, St.Louis, Missouri (U.S.A.)*, 2007.
- [BFPS94] R De BORST, PH FEENSTRA, J PAMIN et LG SLUYS : *Computational Modelling of Concrete Structures*, chapitre Some current issues in computational mechanics of concrete structures, page pp. 283–302. Pineridge Press, 1994.

- [Bra11] Fernand BRAUDEL : *L'identité de la France*. novembre 2011.
- [CB08] André CHASTEL et Jean-Pierre BABELON : *La notion de patrimoine*. avril 2008.
- [CDI02] JB COLLIAT, L DAVENNE et A IBRAHIMBEGOVIC : Modélisation jusqu'à rupture de murs en maçonnerie chargés dans leur plan. *Revue Française de Génie Civil*, Vol. 6:593 – 606., 2002.
- [CM99] Giuliana CARDANI et Alberto MEDA : Flexural strength and notch sensitivity in natural building stones : Carrara and dionysos marble. *Construction and Building Materials*, Volume 13, Issue 7:Pages 393–403, 1999.
- [Com06] Didier COMBESURE : *Eléments de dynamique des structures ; Illustrations à l'aide de CAST3M*, Septembre 2006.
- [CS07] Juan E. CARRION et Billie F. SPENCER : Model-based strategies for real-time hybrid testing. Rapport technique, Department of Civil and Environmental Engineering University of Illinois, 2007.
- [D1104] DELIVERABLE D11.1 : Technical guidelines for an appropriate use of the suggested equipment. Rapport technique, ONSITEFORMASONRY, Project n° EVK4-2001- 00091, Contract n° EVK4-CT-2001-00060, 2004.
- [DGE98] ISIS DGEMN, LNEC, éditeur. *Monument, Workshop on Seismic Performance of Monuments*, 1998.
- [DHH79] RG DRYSDALE, AA HAMID et AC HEIDEBRECHT : Tensile strenght of concrete masonry. *Journal of Structural Division ASCE*, 105:1261–1276, july 1979.
- [dLP09] Consiglio Superiore dei LAVORI PUBBLICI : Istruzioni per l'applicazione delle “nuove norme tecniche per le costruzioni”. Rapport technique, Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici, 2009.
- [ELS] ELSA : <http://ec.europa.eu/research/success/fr/env/0071f.html>.
- [EN07] NF EN : Nf en 1936 méthodes d'essai des pierres naturelles - détermination des masses volumiques réelle et apparente et des porosités ouvertes et totale. Rapport technique, Norme européenne, 2007.
- [Eur04] EUROCODE8 : Design of structures for earthquake resistance – general rules, seismic actions and rules for buildings. Norme, EN 1998-1., 2004.
- [FB01] PJ FANNING et TE BOOTHBY : Three-dimensional modelling and full-scale testing of stone arch bridges. *Computers and Structures*, Vol. 79, Issues 29-30:2645–2662., 2001.
- [FMG01] G FRUNZIO, M MONACO et A GESUALDO : *Historical Constructions*, chapitre 3D F.E.M. Analysis of a Roman Arch Bridge, pages p. 591–598. Guimarães, 2001.
- [GHZ⁺98] G GAZETAS, P HESS, R ZINN, G MYLONAKIS et A NIKOLAOU : Seismic response of a large pile group. *In 11th European Conference On Earthquake Engineering*. AFPS, Paris, France., 1998.
- [Gid77] Maurice GIDON : *Carte géologique simplifiée des Alpes occidentales, du Léman à Digne, au 1/250.000 °*. DIDIER & RICHARD et B.R.G.M., 1977.
- [GL00] P GREGORCZYK et P LOURENÇO : A review on flat jack testing. <https://repositorium.sdum.uminho.pt>, 2000. pp. 39-50.
- [Hey66] Jacques HEYMAN : The stone skeleton. *International Journal of Solids Structures*, Vol. 2:269–279., 1966.
- [Hey69] Jacques HEYMAN : The safety of masonry arches. *International Journal of Mechanical Sciences*, Vol. 11:363–385, 1969.

- [ICC⁺06] Maurizio INDIRLI, Riccardo CAMI, Bruno CARPANI, Cristiano ALGERI, Paolo PANZERI, Giuseppe ROSSI et Luca PIOVA : The antiseismic rehabilitation of marchesale castle at san giuliano di puglia. In PB LOURENÇO, P ROCA, C MODENA et S AGRAWAL, éditeurs : *Structural Analysis of Historical Constructions*, 2006.
- [IVAHO8] J IDRIS, T VERDEL et M AL-HEIB : Numerical modelling and mechanical behaviour analysis of ancient tunnel masonry structures. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 23 (3):251–263, 2008.
- [Leb11] Grégory LEBON : *Analyse de l'endommagement des structures de génie civil : Techniques de sous-structuration hybride couplées à un modèle d'endommagement anisotrope*. Thèse de doctorat, Ecole Normale Supérieure de Cachan, janvier 2011.
- [Len01] Jean-Michel LENIAUD : *L'Utopie française , essai sur le patrimoine*. janvier 2001.
- [Len02] Jean-Michel LENIAUD : *Les archipels du passé : le Patrimoine et son Histoire*. Fayard édition, mai 2002.
- [LR97] PB LOURENÇO et JG ROTS : A multi-surface interface model for the analysis of masonry structures. *Journal Engineering Mechanics. ASCE*, 123(7):660–668, 1997.
- [LR04] PB LOURENÇO et LF RAMOS : Characterization of cyclic behaviour of dry masonry joints. *Journal Structural Engineering*, Vol. 130:779, 2004.
- [LS91] HR LOTFI et PB SHING : An appraisal of smeared crack models for masonry shear wall analysis. *Comput Struct*, 41 (3):413 – 425, 1991.
- [Mac01] G MACCHI : Diagnosis of the facade of st. peter's basilica in rome. In *3rd International Seminar on Structural Analysis of Historical Construction*, page 309–318, Guimarães (Portugal), 7–9 Novembre 2001.
- [Maz84] Jackie MAZARS : *Application de la mécanique de l'endommagement au comportement non linéaire et à la rupture du béton de structure*. Thèse de doctorat, Université Paris VI, 1984.
- [MB94] W MANN et M BETZLER : Investigation on the effect of different forms of test samples to test the compressive strength of masonry. In NG SHRIVE et A HUIZER, éditeurs : *Proceedings 10th Brick and block Masonry Conference*, page 1305–1313. University of Calgary, Alberta, Canada, 1994.
- [MV97] F MOLA et R VITALIANI : Analysis, diagnosis and preservation of ancient monuments : the st mark's basilica in venice. In *1st International Seminar on Structural Analysis of Historical Construction, Barcelone (Espagne)*, 1997.
- [OHB⁺97] E OÑATE, A HANGANU, A BARBAT, S OLLER, R VITALIANI, A SAETTA et R SCOTTA : Structural analysis and durability assessment of historical construction using a finite element damage model. *Structural Analysis of Historical Construction*, page 189–224, 1997.
- [Oik09] A OIKONOMOPOULOU : *Approches numériques pour l'étude du comportement des structures maçonnées anciennes*. Thèse de doctorat, Ecole Nationale Supérieure-d'Architecture de Paris la Villette, 2009.
- [OL04] DV OLIVEIRA et PB LOURENÇO : Implementation and validation of a constitutive model for the cyclic behaviour of interface elements. *Computers and Structures*, Vol. 82, Issues 17-19:1451–1461, 2004.
- [PA94] P PEGON et A ANTHOINE : *Advances in Non-Linear Finite Element Methods*, chapitre Numerical Strategies for Solving Continuum Damage Problems Involving Softening : Application to the Homogenization of Masonry, pages pp 143–157. Civil-Comp Press, 1994.

- [Pag78] A PAGE : Finite element model for masonry. *Journal of Structures ASCE*, 104 ST8:1267–1285, 1978.
- [Pag81] A PAGE : The biaxial compressive strength of brick masonry. *Proc. Inst. Civil Eng*, 71 (3):893–906, 1981.
- [Pag83] A PAGE : The strength of brick masonry under biaxial tension-compression. *Int. J. Masonry Constr*, 3 (1):26–31, 1983.
- [Pap11] Athanasios PAPPAS : Calibration of the numerical material behaviour of multi-leaf stone masonry walls based on experimental results. Mémoire de D.E.A., University of Padova, 2011.
- [RA94] A RAHMAN et SC ANAND : Empirical mohr-coulumb failure criterion for concrete block-mortar joints. *Journal of Structural Engineering. ASCE*, Vol. 120, No 8, 1994.
- [RGC⁺09] E REYES, J GALVEZ, MJ CASATI, DA CENDON, JM SANCHO et J PLANAS : An embedded cohesive crack model for finite element analysis of brickwork masonry fracture. *Engineering Fracture Mechanics*, Vol. 76, Issue 12:1930–1944., 2009.
- [Sah11] Ramzi SAHLAOUI : *Analyse par le calcul à la rupture des murs en maçonnerie en vue de leur renforcement par des composites collés*. Thèse de doctorat, Université Paris Est, 2011.
- [SL09] R SENTHIVEL et PB LOURENCO : Finite element modelling of deformation characteristics of historical stone masonry shear walls. *Engineering Structures*, Vol. 31, Issue 9:1930–1943, 2009.
- [Sol07] Pierre SOLLOGOUB : Projet d’une nouvelle installation expérimentale pour l’évaluation de la vulnérabilité des bâtiments et équipements. *In 7ème Colloque National AFPS 2007 - Ecole Centrale Paris*, 2007.
- [Sta11] Thomas STABLON : *Méthodologie pour la requalification des ponts en maçonnerie*. Thèse de doctorat, Université Paul Sabatier - Toulouse 3, 2011.
- [WI80] K WESCHE et A ILANTZIS : General recommendations for methods of testing load bearing walls. *Materials and Structures*, 13 13 (78):433–445, 1980.