

TB-5103.01/PH/PL

Projet de recherche :

FONCTIONS RÉALISTES DE VULNÉRABILITÉ SISMIQUE ET DE DÉPLACEMENT POUR LES BÂTIMENTS EN MAÇONNERIE



Rapport de synthèse

Carouge, le 6 mai 2016

avec le soutien et l'approbation de

Fondation de prévention des établissements cantonaux d'assurance

Résumé

Le présent projet « Fonctions réalistes de vulnérabilité sismique et de déplacement pour les bâtiments en maçonnerie » est composé de trois sous-projets dans lesquels la détermination des fonctions susmentionnées est traitée sous différents aspects et avec diverses approches. Dans le sous-projet réalisé à l'EPFL, deux méthodes différentes de détermination des fonctions de fragilité des bâtiments suisses ont été développées. Dans le sous-projet effectué à Weimar, les données du séisme d'Albstadt – une zone sismique également modérée et avec un bâti comparable à celui de la Suisse – en 1978 ont été analysées. Dans le sous-projet effectué à l'EPFZ et à l'EUCENTRE le comportement non linéaire en déplacement des bâtiments en maçonnerie, en particulier l'influence des linteaux, a été examiné de manière détaillée sur la base d'études numériques et expérimentales.

Dans le sous-projet réalisé à l'EPFL, une typologie a été spécialement développée pour les bâtiments suisses et a été appliquée au bâti existant de deux villes suisses typiques pour en déterminer l'exposition (« exposure »). Sur cette base, une première estimation avec des méthodes empiriques a clairement montré que les méthodes empiriques développées dans d'autres régions ne peuvent pas être simplement transposées. Pour cette raison, deux méthodes analytiques ont été employées dans la suite des études pour la modélisation des bâtiments. Les études se sont essentiellement concentrées sur les bâtiments en pierres naturelles et les bâtiments modernes en maçonnerie de briques avec planchers rigides. Dans la première méthode, les bâtiments sont modélisés à l'aide d'hypothèses mécaniques simplifiées. La deuxième méthode s'appuie sur des mesures de vibration in situ et peut donc être utilisée sans plans ou connaissances particulières des propriétés des matériaux. De bons résultats ont été obtenus pour les premiers degrés de dommage avec les deux méthodes. En revanche, les résultats sont moins satisfaisants ou n'ont pas pu être modélisés pour les degrés supérieurs de dommage. Des recherches supplémentaires sont donc nécessaires pour pouvoir étendre le champ d'application de la méthode basée sur les mesures aux endommagements supérieurs et déterminer comment combiner les deux méthodes afin d'améliorer les résultats. Dans ce sous-projet il a en outre été proposé de déterminer les courbes de fragilité en fonction du déplacement spectral, car cette grandeur représente mieux les sollicitations subies par le bâtiment que l'accélération du sol, par exemple. Il s'est néanmoins avéré que les bâtiments en maçonnerie sont finalement moins vulnérables que redouté initialement.

Le sous-projet concernant le comportement non linéaire de la maçonnerie s'est concentré sur l'influence des linteaux sur le comportement en déformation, car celui-ci n'a pas fait l'objet de beaucoup de recherches jusqu'ici et est souvent négligé ou considéré que de façon approximative dans les modèles. Les essais réalisés sur différents linteaux ont montré que la relation charge-rotation du linteau est souvent caractérisée par un pic marqué suivi par une brusque chute de résistance. Une certaine capacité de dissipation d'énergie a cependant été observée dans les tests cycliques. La résistance à la rupture et la capacité de déformation peuvent être relativement élevées. La grande capacité de déformation est toutefois à mettre sur le compte des conditions d'essais qui ont empêché un fort endommagement du mur et, par-là même une modification des conditions d'appui ainsi qu'une rupture hors-plan du linteau fissuré. Le comportement du linteau avec une poutre en béton armé a été fortement influencé par cette dernière, par exemple en ce qui concerne la capacité de déformation et le mécanisme de rupture.

Les résultats expérimentaux ont été utilisés pour étalonner des éléments du programme Tremuri, avec lequel les bâtiments en maçonnerie peuvent être modélisés à l'aide de macro-éléments, afin de correspondre au comportement des linteaux. Grâce à un choix judicieux des paramètres des matériaux, ces éléments ont été forcés vers un comportement dominé par le cisaillement, afin de reproduire les pics suivis de brusques chutes de résistance. La résistance serait surestimée dans le domaine inélastique avec un élément dont le comportement est dominé par la flexion, car ces éléments sont caractérisés par une résistance relativement constante sur un plus grand domaine de déformation. La rigidité initiale a dû être significativement réduite dans la plupart des cas, en particulier pour les linteaux avec des poutres en béton armé, afin de mieux reproduire les données

expérimentales. L'influence d'un tirant, dont l'évolution de la force dépend de l'allongement du corps d'essai, a néanmoins été difficile à prendre en compte. D'une manière générale, on peut affirmer qu'il a été possible numériquement de bien suivre les cycles expérimentaux et il s'est avéré que les linteaux peuvent avoir une influence significative sur la capacité de déformation et la résistance maximale d'un bâtiment. De futurs travaux de recherche pourront encore améliorer la reproduction correcte du comportement cyclique des bâtiments en maçonnerie en tenant compte de l'énergie dissipée par les linteaux. Les modèles « classiques », bi-linéaires devront être améliorés afin de mieux modéliser la chute de résistance dans le domaine inélastique, éventuellement en introduisant des limites de déformation. Des essais expérimentaux supplémentaires avec des linteaux de formes et de modes de construction différents seraient en outre nécessaires pour un meilleur étalonnage des modèles de calcul.

En vue d'applications pratiques, les résultats de ce projet de recherche peuvent être résumés comme suit :

- Les bâtiments en maçonnerie représentent une part importante du bâti existant suisse (plus de 50 % dans les deux villes examinées plus en détail dans ce projet). Leur vulnérabilité a donc une influence déterminante sur la vulnérabilité de l'ensemble du bâti existant.
- Les bâtiments suisses en maçonnerie sont moins vulnérables que redouté au début du projet ou dans des études précédentes comme p. ex. Aigle (plutôt de classe de vulnérabilité C que B).
- Les fonctions de fragilité et les méthodes empiriques pour étudier la vulnérabilité, développées dans d'autres pays et régions, ne peuvent pas être facilement transposées pour la Suisse en raison de certaines spécificités du bâti existant suisse, impliquant des différences significatives au niveau du comportement sismique.
- Le comportement des linteaux peut fortement influencer le comportement d'un bâtiment, tant du point de vue de la résistance que de celui de la capacité de déformation. C'est la raison pour laquelle les linteaux devraient être considérés dans la modélisation. Pour les bâtiments examinés dans ce projet de bons résultats ont été obtenus avec des macro-éléments lorsque les linteaux ont été modélisés avec des macro-éléments dont le comportement est dominé par le cisaillement.

Table des matières

1. Introduction	5
1.1 Contexte et objectif du projet	5
1.2 Danger sismique en Suisse.....	5
1.3 Vulnérabilité sismique	7
1.4 Articulation du projet.....	10
1.4.1 Sous-projet : Vulnérabilité sismique des bâtiments en maçonnerie existants (<i>Seismic vulnerability of existing masonry buildings</i>) – EPFL.	10
1.4.2 Sous-projet : Évaluation des données concernant les dommages du séisme d’Albstadt en 1978 et transposition aux bâtiments caractéristiques suisses en maçonnerie	10
1.4.3 Sous-projet : Comportement de déformation non linéaire des bâtiments en maçonnerie – tests et simulations numériques (<i>Nonlinear deformation behaviour of unreinforced masonry structures through testing and numerical simulations</i>) – EPFZ, EUCENTRE.....	11
2. Vulnérabilité des bâtiments en maçonnerie	11
2.1 Procédure d’évaluation de la vulnérabilité.....	11
2.2 Bâti existant suisse.....	12
2.2.1 Typage.....	12
2.2.2 Bâtiments test représentatifs	14
2.2.3 Répartition du bâti existant	15
2.3 Détermination analytique de la vulnérabilité (EPFL).....	16
2.3.1 Motif de l’étude analytique	16
2.3.2 Essais dynamiques sur des bâtiments en maçonnerie.....	17
2.3.3 Méthode 1 : modélisation sur la base des essais dynamiques	19
2.3.4 Méthode 2 : modélisation analytique simplifiée	20
2.3.5 Comparaison des méthodes de modélisation	20
2.3.6 Calcul des courbes de fragilité	21
2.3.7 Comparaison de la vulnérabilité déterminée de manière analytique et des données concernant les dommages	24
2.4 Détermination empirique de la vulnérabilité	25
2.4.1 Évaluation et traitement des données concernant les dommages d’Albstadt	25
2.4.2 Vulnérabilité des bâtiments.....	26
2.4.3 Influences sur l’endommagement des bâtiments	28
2.4.4 Base de données de bâtiments représentatifs	28
3. Comportement de déformation non linéaire de la maçonnerie	29
3.1 Modélisation de la maçonnerie	29
3.1.1 Approches existantes.....	29
3.1.2 Modèles-cadres et macro-éléments	30
3.2 Essais sur des linteaux en maçonnerie	30
3.2.1 EPF Zurich.....	30
3.2.2 EUCENTRE	34
3.3 Calibrage du modèle numérique	35
3.4 Modélisation des bâtiments test	37
3.5 Évaluation des degrés de dommage	39
4. Conclusions	41
5. Glossaire	43

6. Bibliographie.....44

Figure de couverture : corps d'essai TUC des linteaux de Beyer, Abo-El-Ezz, Dazio (2011) testé à l'EPFZ dans le cadre de ce projet.

1. Introduction

1.1 Contexte et objectif du projet

La Fondation de prévention des établissements cantonaux d'assurance a lancé en 2005 sa 3^e mise au concours. Dans ce cadre, un appel a été lancé à la soumission de projets de recherche traitant de la vulnérabilité sismique des bâtiments existants. Le comportement sismique des bâtiments était très important pour la Fondation de prévention, car le domaine des assurances en matière de séismes se développe rapidement, mais aucune fonction fiable de vulnérabilité ou de déplacement n'existe pour les bâtiments suisses. Le comportement sismique du parc immobilier suisse est ainsi presque inconnu. Il fallait donc surtout encourager les projets permettant d'acquérir de nouvelles connaissances concernant le comportement des bâtiments existants ou traitant du renforcement des bâtiments. Les bâtiments en maçonnerie ont été particulièrement ciblés, car ils représentent une part significative du bâti existant suisse.

La vulnérabilité des bâtiments existants en Suisse a déjà fait l'objet de précédents projets financés par l'établissement cantonal d'assurance. Ainsi, il y a quelques années, la vulnérabilité a été examinée à l'exemple de la ville d'Aigle, qui a été choisie en raison de sa taille et du danger sismique local. Dans cette étude, des méthodes empiriques ont été utilisées, qui ne permettent que de manière limitée de prendre en compte les particularités du bâti existant suisse et du danger sismique local.

Il a finalement été décidé d'encourager trois projets qui traitaient tous du comportement de bâtiments existants. Un sous-projet devait permettre d'examiner, au moyen d'études expérimentales et de modèles numériques, le comportement de la maçonnerie en déformation non linéaire. L'objectif de ce sous-projet était de développer des modèles et recommandations rendant possible une modélisation réaliste de la maçonnerie. Dans un deuxième sous-projet, la vulnérabilité de bâtiments existants a été examinée et deux méthodes ont été développées pour déterminer la vulnérabilité sur la base de modèles mécaniques simplifiés. L'objectif de ce projet était de développer des fonctions de vulnérabilité adaptées au bâti existant suisse. Le troisième sous-projet a analysé les données concernant les dommages causés par un séisme s'étant produit dans une région dont le risque sismique est considéré comme modéré, comme en Suisse, et dont le bâti existant est comparable. L'objectif était d'établir une base de données avec des bâtiments test et des dommages afin d'établir la validité des études concernant la vulnérabilité.

1.2 Danger sismique en Suisse

La Suisse est un pays dont le danger sismique est considéré comme faible à moyen en comparaison internationale. Au sein de la Suisse, les zones exposées au plus grand danger sismique sont le Valais, la région de Bâle, la Suisse centrale, l'Engadine et la vallée du Rhin saint-galloise. La figure 1 montre une carte suisse du danger sismique sur laquelle l'accélération spectrale à 5 Hz, à savoir l'accélération maximale qui agit sur une structure dont la fréquence propre est de 5 Hz, est représentée pour une période de retour de 475 ans. Comme on le voit, les régions susmentionnées se caractérisent par la plus haute accélération spectrale attendue. Une période de retour de 475 ans correspond à une probabilité de dépassement de 10 % en 50 ans et est appliquée dans le monde entier pour déterminer le danger comme défini dans les normes.

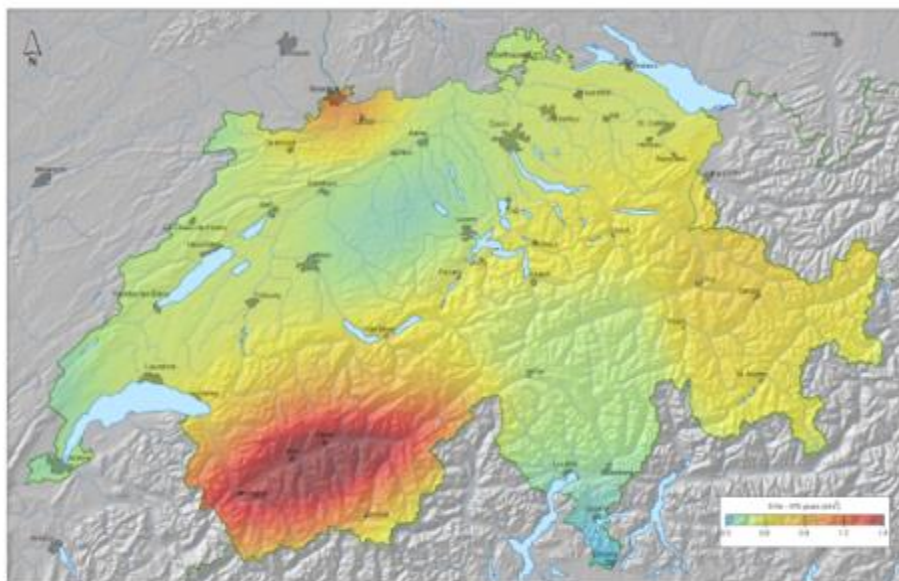


Figure 1 : carte suisse des dangers – accélération spectrale à 5Hz, de Sellami et al. (2002).

En Suisse, la transposition dans les normes de construction s'effectue au moyen de la carte des zones sismiques représentée sur la figure 2. Cette carte est basée sur la carte des dangers et définit différentes zones dans lesquelles une accélération du sol est prescrite. La carte des zones représente donc d'un certain point de vue une simplification de la carte du danger sismique. Le danger y est représenté en degrés précis et non graduellement. En Suisse, on distingue quatre zones, les zones Z1, Z2, Z3a et Z3b, dont les accélérations maximales du sol représentent 6 %, 10 %, 13 % et 16 % de l'accélération gravitationnelle. Ces accélérations du sol sont indiquées pour un sol rocheux. Des accélérations plus élevées peuvent se produire localement, si par exemple des couches de sédiments moins compacts sont présentes au-dessus de la roche, renforçant les mouvements.

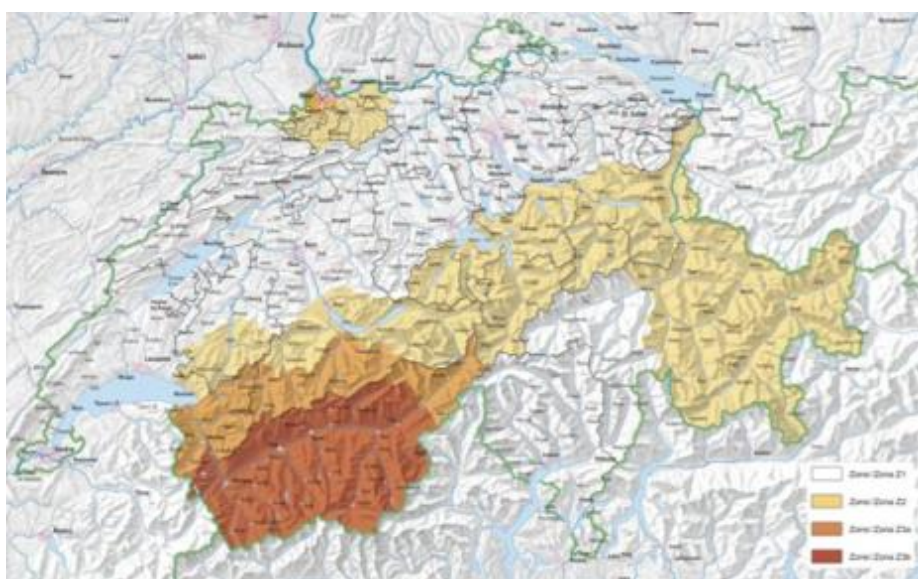


Figure 2 : zones sismiques en Suisse selon SIA 261.

1.3 Vulnérabilité sismique

La vulnérabilité sismique d'un bâti décrit la probabilité de survenue de dommages. Plus la vulnérabilité est élevée, plus vastes seront les dommages, ce qui signifie que plus le nombre de bâtiments touchés est important, plus grave sera l'endommagement de chaque bâtiment.

Pour décrire la vulnérabilité de bâtiments, des classes de vulnérabilité ont été développées par le passé, sur la base des dommages observés sur des types prédéfinis de bâtiments après des séismes, par exemple selon EMS-98 (Grünthal et al. 1998). Le tableau 1 montre les six classes de vulnérabilité selon EMS-98. La classe A est la plus vulnérable, F la moins vulnérable. Comme le montre également le tableau, les bâtiments ne peuvent en général pas être attribués à une classe précise ; on peut seulement effectuer une répartition plus ou moins probable, car la vulnérabilité détaillée dépend de nombreux facteurs, par exemple la régularité de la structure, la qualité des matériaux et de l'exécution, l'état de la structure, etc. Selon le type de bâtiment, la fourchette des classes de vulnérabilité possibles peut être relativement grande. Alors que les bâtiments en pierres naturelles appartiennent presque toujours à la classe A, les cadres de béton armé peuvent, selon leur exécution, appartenir à une classe comprise entre la A et la D.

Tableau 1 : classes de vulnérabilité selon EMS-98.

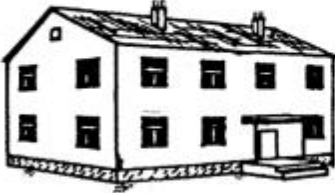




	Type of Structure	Vulnerability Class					
		A	B	C	D	E	F
MASONRY	rubble stone, fieldstone	○					
	adobe (earth brick)	○	—				
	simple stone	○	—				
	massive stone			○	—		
	unreinforced, with manufactured stone units	○	—				
	unreinforced, with RC floors			○	—		
	reinforced or confined				○	—	
REINFORCED CONCRETE (RC)	frame without earthquake-resistant design (ERD)			○	—		
	frame with moderate level of ERD				○	—	
	frame with high level of ERD					○	—
	walls without ERD			○	—		
	walls with moderate level of ERD				○	—	
	walls with high level of ERD					○	—
STEEL	steel structures				○	—	
	timber structures				○	—	

○ most likely vulnerability class; — probable range;range of less probable, exceptional cases

L'endommagement d'un bâtiment est généralement décrit au moyen de degrés de dommage (DG). Pour cela, plusieurs échelles existent pour répartir les dommages en différents degrés. Quatre des échelles distinguent trois (léger, moyen, lourd) à cinq (négligeable à léger, modéré, substantiel, lourd, très lourd/effondrement) degrés de dommage, qui correspondent à des descriptions qualitatives des dommages comme ils sont observés après

un séisme. Le tableau 2 montre les degrés de dommage selon EMS-98 pour des bâtiments en maçonnerie non armée, avec illustration des dommages. Pour qu'elles puissent être utilisées avec des modèles de calcul au moyen desquels le comportement des bâtiments sous l'influence d'un séisme doit être analysé, ces descriptions qualitatives des dommages doivent être transposées dans des paramètres mécaniques. Cela signifie que les degrés de dommage doivent par exemple être reportés sous forme de points définis de manière fixe sur la courbe de capacité, qui décrit la charge horizontale en fonction de la déformation correspondante du bâtiment. Les paramètres mécaniques souvent utilisés sont l'inclinaison de la structure, le début, déterminé mathématiquement, de la formation de fissures ou la rupture de certains éléments de construction.

Tableau 2 : description des degrés de dommage pour des bâtiments en maçonnerie non armée selon EMS-98.

Classification of damage to masonry buildings	
	Grade 1: Negligible to slight damage (no structural damage, slight non-structural damage) Hair-line cracks in very few walls. Fall of small pieces of plaster only. Fall of loose stones from upper parts of buildings in very few cases.
	Grade 2: Moderate damage (slight structural damage, moderate non-structural damage) Cracks in many walls. Fall of fairly large pieces of plaster. Partial collapse of chimneys.
	Grade 3: Substantial to heavy damage (moderate structural damage, heavy non-structural damage) Large and extensive cracks in most walls. Roof tiles detach. Chimneys fracture at the roof line; failure of individual non-structural elements (partitions, gable walls).
	Grade 4: Very heavy damage (heavy structural damage, very heavy non-structural damage) Serious failure of walls; partial structural failure of roofs and floors.
	Grade 5: Destruction (very heavy structural damage) Total or near total collapse.

Il est possible de calculer les fonctions de fragilité au moyen de la courbe de capacité et de la description mécanique des degrés de dommage ou directement au moyen de la classe de

vulnérabilité. Ces fonctions représentent la probabilité de dépassement de tous les degrés de dommage en fonction de la sollicitation sismique, par exemple l'accélération spectrale ou l'intensité macrosismique. Les fonctions de fragilité peuvent ainsi être déterminées de deux manières : analytiquement ou empiriquement. Les courbes de capacité et les paramètres physiques comme l'accélération spectrale sont utilisés pour calculer les fonctions de fragilité analytiques. Les fonctions de fragilité empiriques sont calculées par exemple en fonction des classes de vulnérabilité et d'un indice de vulnérabilité ainsi que de l'intensité macrosismique. Il faut noter que l'intensité macrosismique n'est pas une variable mesurable physiquement, mais une mesure de la force avec laquelle le séisme est perçu par les humains et du nombre de dommages qui surviennent. Le tableau 3 montre l'échelle d'intensité macrosismique selon EMS-98, qui va de l'intensité I, séisme non perçu par l'homme, à XII, presque tous les bâtiments sont détruits.

Tableau 3 : intensité macrosismique selon EMS-98.

EMS intensity	Definition	Description of typical observed effects (abstracted)
I	Not felt	Not felt.
II	Scarcely felt	Felt only by very few individual people at rest in houses.
III	Weak	Felt indoors by a few people. People at rest feel a swaying or light trembling.
IV	Largely observed	Felt indoors by many people, outdoors by very few. A few people are awakened. Windows, doors and dishes rattle.
V	Strong	Felt indoors by most, outdoors by few. Many sleeping people awake. A few are frightened. Buildings tremble throughout. Hanging objects swing considerably. Small objects are shifted. Doors and windows swing open or shut.
VI	Slightly damaging	Many people are frightened and run outdoors. Some objects fall. Many houses suffer slight non-structural damage like hair-line cracks and fall of small pieces of plaster.
VII	Damaging	Most people are frightened and run outdoors. Furniture is shifted and objects fall from shelves in large numbers. Many well built ordinary buildings suffer moderate damage: small cracks in walls, fall of plaster, parts of chimneys fall down; older buildings may show large cracks in walls and failure of fill-in walls.
VIII	Heavily damaging	Many people find it difficult to stand. Many houses have large cracks in walls. A few well built ordinary buildings show serious failure of walls, while weak older structures may collapse.
IX	Destructive	General panic. Many weak constructions collapse. Even well built ordinary buildings show very heavy damage: serious failure of walls and partial structural failure.
X	Very destructive	Many ordinary well built buildings collapse.
XI	Devastating	Most ordinary well built buildings collapse, even some with good earthquake resistant design are destroyed.
XII	Completely devastating	Almost all buildings are destroyed.

1.4 Articulation du projet

Le projet de recherche était composé de trois sous-projets dont les contenus et résultats principaux sont résumés dans le présent rapport de synthèse. La coordination du projet a été assurée par Thomas Wenk, Wenk Erdbeningenieurwesen und Baudynamik GmbH. Les objectifs des trois sous-projets seront décrits ci-après et les rapports établis dans ce cadre seront répertoriés. Ces rapports de recherche constituent la base du présent rapport de synthèse. Toutes les informations et illustrations des paragraphes suivants sont extraites des rapports de recherche concernés, sauf indication contraire.

1.4.1 Sous-projet : Vulnérabilité sismique des bâtiments en maçonnerie existants (*Seismic vulnerability of existing masonry buildings*) – EPFL.

L'objectif de cette partie du projet de recherche, menée par l'EPFL, était de développer des fonctions de vulnérabilité réalistes pour des bâtiments suisses en maçonnerie typiques. Pour cela, les données concernant les bâtiments de deux villes suisses ont été évaluées, une typologie des bâtiments suisses a été établie et des données concernant quelques bâtiments test représentatifs ont été réunies. Pour calculer la capacité, puis la vulnérabilité, des bâtiments, deux méthodes analytiques différentes ont été développées. Une première méthode, ne nécessitant aucune connaissance des plans et des paramètres des matériaux et avec laquelle les propriétés dynamiques des bâtiments sont déterminées par des mesures in situ. Les propriétés ainsi déterminées constituent le paramètre d'entrée de la modélisation. La deuxième méthode est basée sur une modélisation analytique 2D du bâtiment qui correspond à un calcul simplifié en cadre. Pour les bâtiments test, des fonctions de vulnérabilité ont été obtenues au moyen des deux méthodes et comparées aux données concernant les dommages de séismes antérieurs.

Cette partie du projet est documentée dans les rapports suivants :

- Seismic Vulnerability of Existing Masonry Buildings – Final Research Report (2009), Clotaire Michel, Marcelo Oropeza, Pierino Lestuzzi, EPFL IMAC, Lausanne, Publication No. 10
- Seismic Vulnerability of Swiss Masonry buildings: Findings and issues – Research Report (2008), Clotaire Michel, Pierino Lestuzzi, Marcelo Oropeza, Eric Lattion, EPFL IMAC, Lausanne, Publication No. 8
- On the seismic vulnerability assessment of unreinforced masonry buildings in Switzerland – Research Report (2007), Youssef Belmouden, Pierino Lestuzzi, EPFL IMAC, Lausanne

1.4.2 Sous-projet : Évaluation des données concernant les dommages du séisme d'Albstadt en 1978 et transposition aux bâtiments caractéristiques suisses en maçonnerie

Dans cette partie du projet, les données concernant les dommages dus au séisme à Albstadt, en Allemagne, sont évaluées et traitées. Albstadt a été choisie car son bâti est comparable à celui de la Suisse en termes de type et d'âge et qu'un séisme relativement bien documenté et ayant causé des dégâts s'est produit dans un passé récent (en 1978). Il est ainsi possible de rassembler, pour Albstadt, des données empiriques qui n'existent pas en l'état pour la Suisse, car les séismes ayant causé des dommages se sont produits il y a très longtemps, ne sont pas aussi bien documentés et sont moins pertinents du point de vue du bâti existant.

L'objectif du sous-projet était de traiter les données de manière à ce qu'elles puissent être utilisées en Suisse, par exemple pour la comparaison et le calibrage d'études de vulnérabilité. Les données documentées concernant les dommages ont été groupées et évaluées à cet effet en tenant compte de différents critères de vulnérabilité des bâtiments eux-mêmes et d'influence des propriétés locales. On a ainsi pu déterminer quels paramètres influencent la

vulnérabilité de manière déterminante. Un échantillon a en outre été constitué à partir de bâtiments représentatifs avec leurs propriétés architecturales et les dommages recensés. Ces ouvrages peuvent être utilisés comme bâtiments de référence pour les études de vulnérabilité.

Cette partie du projet est résumée au paragraphe 2.4 et documentée dans le rapport suivant :

- Auswertung der Schadendaten des Albstadt Bebens 1978 und Übertragung auf charakteristische Mauerwerksgebäude in der Schweiz (2007), J. Schwarz, S. Beinersdorf, Th. Swain, M. Leipold, T. Langhammer, Ch. Kaufmann, Bauhaus Universität Weimar, Abschlussbericht

1.4.3 Sous-projet : Comportement de déformation non linéaire des bâtiments en maçonnerie – tests et simulations numériques (*Nonlinear deformation behaviour of unreinforced masonry structures through testing and numerical simulations*) – EPFZ, EUCENTRE.

L'objectif de cette partie du projet était d'analyser de manière réaliste le comportement de déformation non linéaire des bâtiments en maçonnerie. Pour cela, on a en particulier examiné l'influence du comportement des linteaux sur le comportement des bâtiments. Cette influence est souvent négligée lors de la modélisation, car d'une part le comportement des linteaux est insuffisamment connu et d'autre part il est considéré comme plus sûr de le négliger. Pour examiner plus en détail le comportement des linteaux, quelques tests à grande échelle ont été menés sur trois différents types de linteaux souvent utilisés. Les résultats expérimentaux ont ensuite été utilisés pour développer et calibrer des modèles de calcul. Enfin, deux des bâtiments test traités dans le sous-projet concernant la vulnérabilité ont été modélisés en tenant compte de la contribution des linteaux et les résultats ont été comparés avec ceux de l'autre sous-projet.

Cette partie du projet est documentée dans les rapports suivants :

- The role of spandrel beams in the seismic performance of masonry buildings (2012), Marco da Parè, Andrea Penna, Maria Rota, Guido Magenes, Alessandro Dazio, EUCENTRE Pavia, Report No. 1
- Definition of damage grades – Comparison of drift limits for composite spandrel elements (2011), Elodie Bultot, Katrin Beyer, EPFL EESD, Technical Report
- Quasi-static cyclic tests on different types of masonry spandrels (2010), Katrin Beyer, Ahmad Abo-El-Ezz, Alessandro Dazio, ETHZ, Test Report, IBK Report 327

2. Vulnérabilité des bâtiments en maçonnerie

2.1 Procédure d'évaluation de la vulnérabilité

Il existe essentiellement deux types de procédures pour évaluer la vulnérabilité : les procédures empiriques et analytiques. Les méthodes empiriques utilisent les données concernant les dommages récoltées lors de séismes antérieurs et, en général, l'intensité macrosismique pour décrire l'action du séisme. Dans le cas des méthodes analytiques, des modèles sont développés pour calculer le comportement des bâtiments sous l'action du séisme. Le comportement ainsi calculé est utilisé en lien avec un paramètre physique de l'action sismique, par exemple l'accélération maximale du sol ou l'accélération spectrale, pour déterminer la vulnérabilité. La procédure est en tous points similaire pour les deux

approches. D'abord, les modes de construction et propriétés typiques du bâti existant examiné sont identifiés et les bâtiments sont groupés et classés dans le type correspondant. Des fonctions de vulnérabilité sont ensuite établies de manière analytique ou empirique pour ces types de bâtiments. Les fonctions de vulnérabilité représentent le taux de dommage par rapport au paramètre de l'action sismique choisi. Le taux de dommage est une combinaison du degré de dommage attendu (DG) et du taux de perte γ relatif, à savoir du dommage au bâtiment attendu ou du nombre attendu de personnes blessées pour le degré de dommage donné. Avec les méthodes empiriques, on détermine souvent directement le degré de dommage attendu pour chaque type de bâtiments pour une intensité sismique donnée. Avec les méthodes analytiques, les degrés de dommage doivent être attribués à des grandeurs physiques, par exemple l'inclinaison du bâtiment.

Concrètement, les méthodes analytiques ont été choisies pour les présents travaux du sous-projet de l'EPFL. D'abord, le bâti existant de deux villes suisses a été répertorié et classé en types de bâtiments. Ensuite, deux méthodes ont été développées pour calculer le comportement des bâtiments sous l'action d'un séisme : une méthode basée sur des mesures effectuées dans les bâtiments et une autre selon laquelle on calcule la réponse des bâtiments avec des modèles mécaniques simplifiés. Les courbes de capacité élaborées des deux manières ont ensuite été utilisées avec les définitions des degrés de dommage pour calculer les courbes de fragilité.

Dans le sous-projet mené à Weimar, les dommages survenus suite à un séisme à Albstadt ont été évalués et traités. Pour cela, les bâtiments ont également été catégorisés, les secteurs examinés de la ville ont été répartis dans une grille d'échantillonnage et on a cherché à déterminer ce qui avait influencé l'endommagement. Des données existantes ont donc été traitées et on a ainsi créé une base de données pour les études de vulnérabilité futures, par exemple pour le calibrage des modèles utilisés.

2.2 Bâti existant suisse

2.2.1 Typage

Lors d'un typage, les bâtiments avec des propriétés structurelles similaires sont réunis dans des groupes auxquels une vulnérabilité définie est attribuée, par exemple sous la forme d'une courbe de vulnérabilité. Pour évaluer la vulnérabilité d'une région comprenant de nombreux bâtiments, il faut ensuite évaluer non pas la vulnérabilité de chaque bâtiment, mais uniquement celle des groupes de bâtiments présents dans la région.

Lors du typage des bâtiments suisses dans le cadre de ce projet, les matériaux de construction, l'âge, la hauteur des bâtiments, le type de système porteur et l'affectation ont été pris en compte (Michel et al., 2008). Le typage est basé sur celui effectué selon EMS-98 (Grünthal, 1998), mais inclut des informations supplémentaires concernant la taille des bâtiments. L'objectif était d'établir un typage qui soit d'une part assez détaillé pour que des modèles analytiques des bâtiments puissent ensuite être établis, et d'autre part, suffisamment simple pour que les ingénieurs puissent attribuer immédiatement les bâtiments à une classe précise lors de leur visite sur les lieux. Le résultat obtenu est le typage représenté dans le tableau 4, qui regroupe les critères suivants :

- Matériau de construction du système porteur : maçonnerie – brique, pierre taillée, pierre naturelle, etc., béton armé, bois, acier
- Type de planchers : rigides, par ex. béton armé, ou souples, par ex. bois
- Affectation : urbaine ou rurale, maison individuelle, résidence, industrielle, commerciale, etc.
- Type de systèmes porteurs : parois, cadres, éléments préfabriqués

Tableau 4 : typage des bâtiments suisses (Michel et al., 2008).

Material for walls	Floor	Use	Class	Description
Fieldstone (M1)	wood	Urban	M1u	Urban building before 1850
		Rural	M1i	Detached house before 1850
Stone-wood mixed (M2)	wood		M2	House with stone-wood mixed
Simple stone (M3)	wood	Urban	M3-1u	Urban building with stone walls and wood floors after 1850
		Rooming house	M3-1i	Detached rooming house with stone walls and wood floors after 1850
		Single-family house	M3-1ind	Single-family house with stone walls and wood floors after 1850
	stiff	Urban	M3-2u	Urban building with stone walls and stiff floors
		Rooming house	M3-2i	Detached rooming house with stone walls and stiff floors
		Single-family house	M3-2ind	Single-family house with stone walls and stiff floors
Massive stone (M4)			M4	Massive stone masonry building
Brick (M5)	wood	Single-family house	M5ind	Single-family house with brick walls and wood floors
Manufactured stone units (bricks, concrete-blocks) (M6)	stiff	Collective building	M6c1	Collective building with modern masonry before 1970
		Collective building	M6c2	Collective building with modern masonry after 1970
		Rooming house	M6i	Rooming house with modern masonry
		Single-family house	M6ind	Single-family house with modern masonry
RC-Brick	RC	Collective building	RCM	RC-Masonry dual system
Reinforced Concrete (RC)	RC	Collective building Commercial, Offices	RC1	RC moment frames
			RC2	RC shear walls
			RC3	RC dual system
			RCP	RC precast structures
Steel (S)	flexible	Collective, Industrial, Commercial	S1	Steel moment frames
	RC		S2	Steel moment frames with RC slabs
	RC		S3	Steel moment frames with cast-in-place concrete shear walls
Wood (W)	wood	Single-family house, Farmhouse	W1	Timber frame with adobe or wooden planks
			W2	Timber frame with wooden panel

Pour réunir et rendre disponibles les informations concernant le bâti existant, une base de données a été établie. Elle utilise les systèmes d'information géographiques (SIG). Dans deux villes suisses, Viège (VS) et Renens (VD), le bâti existant a été répertorié et chaque bâtiment a été attribué à un type de bâtiments selon EMS-98 et à un type « suisse » du tableau 4. Une base de données extensible a ainsi été créée, qui met à disposition les informations sur le type et la répartition géographique du bâti existant et pourrait être utilisée pour d'autres études concernant la vulnérabilité.

Le typage des bâtiments en maçonnerie établi dans le cadre de l'évaluation des dommages d'Albstadt était également basé sur EMS-98 (Grünthal et al. 1998). Ce typage a été spécifiquement établi pour la partie de région touchée par le séisme et examinée dans le cadre de ce projet. Les bâtiments n'ont pas été différenciés selon leur affectation, mais selon leur nombre d'étages. Les types comprenant le plus grand nombre de bâtiments ont dans ce cas été ceux des bâtiments mixtes maçonnerie-colombages, des bâtiments en maçonnerie non armée avec planchers en béton armé et des bâtiments en maçonnerie non armée avec planchers en bois.

2.2.2 Bâtiments test représentatifs

Dans le cadre du sous-projet mené à l'EPFL, une liste de 22 bâtiments représentatifs qui ont été examinés de manière plus précise a été établie, voir tableau 5. La plupart de ces bâtiments se trouve dans les cantons du Valais et de Vaud, cependant deux d'entre eux ne sont pas situés en Suisse, mais à L'Aquila, en Italie. Des informations plus précises sur les bâtiments ont été réunies, par exemple concernant les matériaux de construction, la régularité, les dimensions et l'année de construction. Pour les bâtiments de L'Aquila, des informations ont également été récoltées concernant les dommages dus au séisme de 2009.

Tableau 5 : liste des bâtiments test représentatifs.

#	Type	Lieu	Nom	# Étages	Année de
1	M1	Sion (VS)	N.-D. Valère		XI ^e siècle
2	M1i	Viège (VS)	Tribunal	3	1699
3	M3-1i	Viège (VS)	Hôtel de ville	3	1900
4	M3-2i	Rocca di Cambio (Italie)	Saas Fee	3	1942
5	M3-2i	Sion (VS)	Chateauneuf 1	4	Années 1920
6	M3-2i	Sion (VS)	Chateauneuf 2	4	Années 1920
7	M3-2i	Lausanne (VD)	Chablais 30	6	1900
8	M6c1	Yverdon (VD)	Jaquier 14-16	4	Années 1940
9	M6c1	Viège (VS)	Litternaweg 7	3	1964
10	M6c1	Viège (VS)	Litternaweg 9	3	1959
11	M6c1	Pully (VD)	Chamblandes 56	3	Années 1960
12	M6c1	Berne (BE)	Burgerheim	15	Années 1960
13	M6ind	Monthey (VS)	Crochetan 54	1	1940s
14	M6ind	Sion (VS)	Ferme Oasis	2	?
15	M6ind	L'Aquila (Italie)	SS80 79	2	1967
16	RCM	Delémont (JU)	Morépoint 2	7	1978
17	RCM	Sion (VS)	La Butte	7	Années 1970
18	RCM	Viège (VS)	Napoleonstr. 22-26	5	Années 1980
19	RCM	Lausanne (VD)	Grey 16-20	5	Années 1970
20	RCM	Chêne-Bougeries (GE)	Montagne L	7	1968
21	RCM	Chêne-Bougeries (GE)	Montagne I	7	1968
22	RCP	Lausanne (VD)	Grey 22	11	Années 1970

Les investigations menées dans le cadre de ce projet se concentrent sur les bâtiments en maçonnerie, c'est pourquoi une grande partie des bâtiments test sont en maçonnerie. Trois des 22 bâtiments test sont constitués de pierres naturelles avec des planchers en bois (types M1 et M3-1 selon le tableau 4), quatre autres de pierres naturelles avec des planchers en

béton armé. Ces bâtiments sont les structures les plus âgées examinées et ont tous été construits au plus tard au début du XX^e siècle. Les autres bâtiments test ont été bâtis à partir des années 1940 environ. Il s'agit de huit autres bâtiments en maçonnerie de type M6c selon le tableau 4, de six bâtiments mixtes maçonnerie-béton armé et d'une structure en béton préfabriquée. Quelques bâtiments test des catégories ci-dessus sont représentés à titre d'illustration sur la figure 10.

Ces bâtiments ont été examinés plus précisément pour obtenir d'une part un aperçu plus détaillé de modes de construction typiques et pour préparer, d'autre part, des données pour d'autres examens, également analytiques.

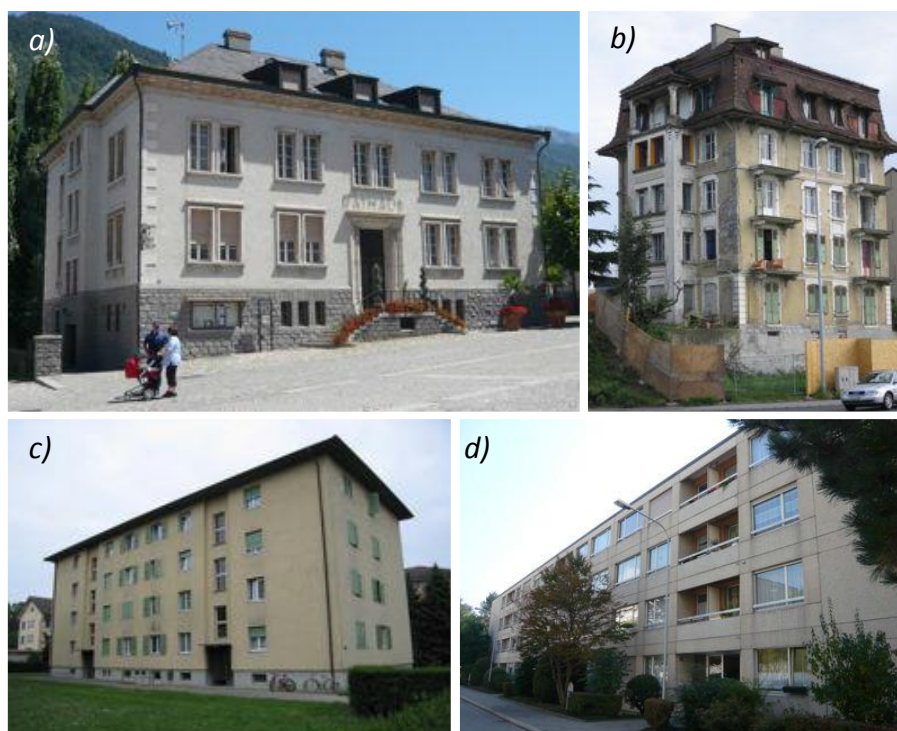


Figure 3 : *bâtiments test des types a) M3-1i bâtiment en pierres naturelles avec planchers en bois, individuel (bâtiment n° #3), b) Me-2i bâtiment en pierres naturelles avec planchers en béton armé, individuel (#7), c) M6c1 maçonnerie moderne, résidence construite avant 1970 (#8) et d) structure mixte RCM maçonnerie-béton armé (#19).*

2.2.3 Répartition du bâti existant

Pour les deux villes suisses de Viège (VS) et de Renens (VD), une base de données SIG a été établie concernant le bâti existant. Elle peut facilement être étendue aux autres villes et régions et fournit des informations concernant le type et la répartition du bâti existant. Elle fournit donc l'exposition (« exposition ») nécessaire pour des études de vulnérabilité à large échelle.

Les deux villes choisies comme exemples sont deux anciennes villes industrielles situées, selon SIA 261, dans les zones sismiques Z1 (Renens) et Z3b (Viège). Dans les deux villes, 60 – 70 % du bâti existant a été construit après 1945 et près des deux tiers des bâtiments sont constitués de maçonnerie, voir figure 4. Dans les deux villes, on trouve surtout des bâtiments de moyenne hauteur. Peu de bâtiments comportent 6 étages ou plus. La pierre naturelle est

un peu différente dans chaque ville : à Renens, de nombreuses maisons d'habitation individuelles bâties au début du XX^e siècle sont en pierres naturelles ; à Viège par contre, il s'agit surtout du centre-ville historique.



Figure 4 : répartition du bâti à a) Renens (VD) et b) Viège (VS).

Pour une première estimation, la base de données pour Viège et Renens a été utilisée pour une détermination empirique de la vulnérabilité. Deux méthodes ont été appliquées : la méthode Risk-UE (2003), développée pour l'Europe, et la méthode VulneRAIp (Guégen et al., 2007) développée pour Grenoble sur la base d'études italiennes. Selon les deux méthodes, les bâtiments sont attribués à un indice de vulnérabilité. Les degrés de dommage des bâtiments peuvent ainsi faire l'objet de pronostics directs pour une intensité macrosismique donnée.

2.3 Détermination analytique de la vulnérabilité (EPFL)

2.3.1 Motif de l'étude analytique

La figure 5 montre la répartition des degrés de dommage pour l'intensité VIII, qui correspond au séisme s'étant produit à Viège en 1855, déterminée avec les deux méthodes mentionnées dans le paragraphe précédent. Comme on le voit, des dommages plus faibles sont généralement pronostiqués avec la méthode Risk-UE. Pour le centre-ville historique, les résultats, avec un degré de dommage moyen DG3, sont cependant similaires dans les deux cas et concordent avec les relevés historiques. Selon ces relevés, il y a quand même eu au centre-ville quelques bâtiments qui se sont partiellement ou totalement effondrés (degrés DG4 et DG5), ce qui n'est pas pronostiqué avec les méthodes empiriques. Ces méthodes fournissent ainsi un bon premier aperçu de la vulnérabilité, mais ne donnent aucun résultat très détaillé. La comparaison montre néanmoins aussi que les méthodes empiriques ne peuvent pas être utilisées sans autres hors des régions pour lesquelles elles ont été développées, car le bâti existant peut présenter d'autres propriétés et les données empiriques ne sont ainsi pas directement transposables.

La détermination analytique de la vulnérabilité a été effectuée pour pouvoir prendre en compte plus précisément les propriétés du bâti existant suisse. Un autre avantage est que l'action sismique peut être déterminée de manière plus détaillée selon la méthode analytique, car des études de microzonage sont par exemple utilisées.

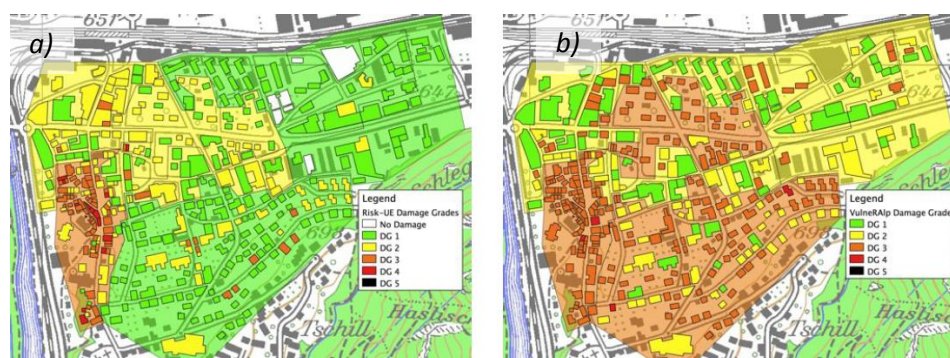


Figure 5 : degrés de dommage pronostiqués pour l'intensité VIII correspondant au séisme de 1855 à Viège selon a) Risk-UE et b) VulneRAIp.

2.3.2 Essais dynamiques sur des bâtiments en maçonnerie

Pour obtenir un meilleur aperçu du comportement dynamique des bâtiments test représentatifs, des mesures ont été effectuées dans les bâtiments soumis à des vibrations ambiantes. Pour cela, on a généralement installé dans les bâtiments plusieurs appareils de mesure qui enregistrent les vibrations très faibles engendrées par les influences environnementales normales (météo, atmosphère, etc.). Les vibrations enregistrées ont ensuite été analysées quant à leur contenu en termes de fréquences. Dans tous les bâtiments, on a ainsi pu déterminer les fréquences propres dans les sens longitudinal et transversal et, le cas échéant, la présence de vibrations de torsion.

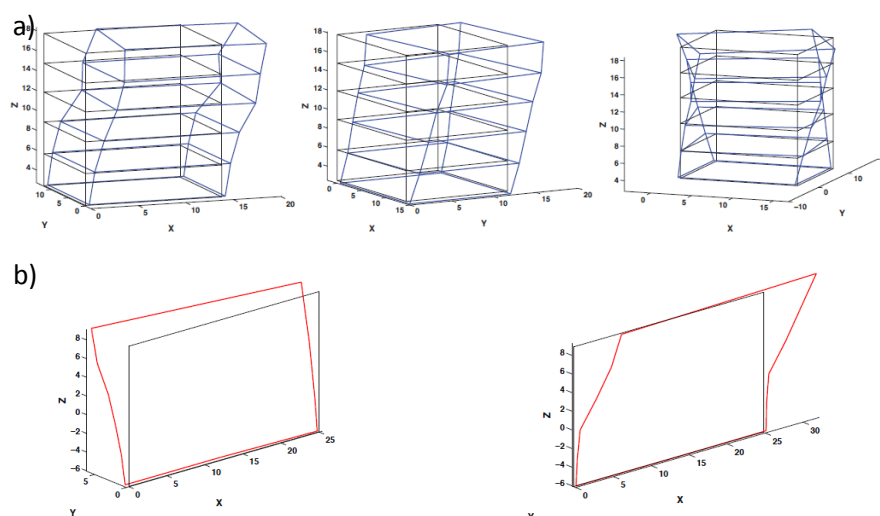


Figure 6 : modes propres déterminés expérimentalement au moyen de mesures de vibration propres a) pour le bâtiment de type M3-2i (bâtiment #7) représenté sur la figure 3 b) et b) pour le bâtiment de type RCM (bâtiment #19) représenté sur la figure 3 d).

Pour les bâtiments qui étaient équipés simultanément de plusieurs appareils de mesure, on a déterminé non seulement les fréquences propres, mais également les modes propres y relatifs, grâce à une corrélation des différentes mesures. Il a ainsi par exemple été possible d'examiner plus précisément si et comment les vibrations dans les différents sens sont couplées, de déterminer les bâtiments qui sont sensibles à la torsion et si les déformations sont plutôt dominées par la flexion ou le cisaillement. On a cependant constaté que les

modes de vibration des bâtiments ne peuvent pas simplement être comparés avec les formes standard d'un porte-à-faux dominé par le cisaillement ou la flexion, mais sont plus complexes. La figure 6 montre les modes propres d'un bâtiment en maçonnerie (M3-2i) et d'un bâtiment mixte maçonnerie-béton armé (RCM), déterminés selon cette méthode.

Pour le bâtiment #7 représenté sur les figures 3 b) et 6 a), des transformations étaient en cours au moment du projet, de sorte que l'on a pu aussi examiner de manière quantitative l'influence de la rigidité du plancher et d'autres éléments. À l'origine, ce bâtiment disposait de planchers en bois, qui ont par la suite été remplacés par des planchers en béton armé. Quelques cloisons de séparation non porteuses ont aussi été installées. Au moyen des mesures, on a pu constater que le remplacement des planchers en bois par des planchers en béton armé a augmenté la rigidité du bâtiment d'environ 35 % et que la construction des cloisons de séparation a engendré une augmentation supplémentaire de la rigidité de 16 %.

Les résultats des mesures ont en outre permis d'examiner la relation entre la hauteur du bâtiment et les fréquences mesurées. Sur la figure 7, on voit les périodes fondamentales en fonction de la hauteur du bâtiment, comparées avec l'approximation linéaire déduite de la même manière pour des bâtiments en béton armé lors d'un précédent projet. Comme on le voit, les bâtiments en maçonnerie sont tendanciellement plus souples qu'estimé dans l'approximation, et ils sont donc plutôt plus souples que les bâtiments en béton armé. Globalement, presque toutes les fréquences déterminées expérimentalement étaient proches de l'approximation, plus ou moins un écart-type.

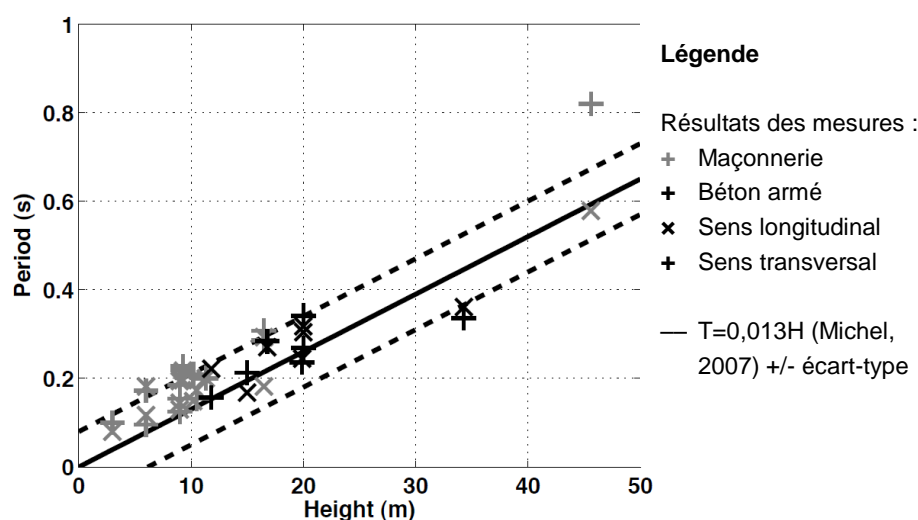


Figure 7 : périodes fondamentales du bâtiment en fonction de la hauteur, déterminées au moyen de mesures de vibration ambiantes.

En vue d'applications dans l'ingénierie sismique et de la modélisation analytique à suivre dans le présent sous-projet, plusieurs résultats ont émergé des mesures effectuées ici et dans d'autres projets. Une modification de la structure des planchers, mais également la construction d'éléments « non porteurs », comme des cloisons de séparation ou des façades-rideaux, implique un changement de la rigidité du bâtiment et ainsi de son comportement dynamique. Il faut cependant prendre en compte qu'une partie de ces éléments peut être fixée avec des liaisons qui peuvent être défaillantes en cas de séisme, ce qui mènerait à ce que ces éléments ne contribuent plus à la rigidité. Ces modifications de la rigidité et, par exemple, la formation de fissures, doivent être prises en compte dans l'interprétation et l'utilisation des périodes fondamentales déterminées lors de vibrations ambiantes. Pour les

bâtiments en maçonnerie, on a par exemple estimé que la période fondamentale est plus longue d'environ 50 % avant que la limite élastique soit atteinte, par rapport à ce qu'indique le passage au domaine plastique dans les modèles bi-linéaires. Les modes propres ne se modifient par contre que très peu jusqu'à la survenue de dommages sévères, de sorte qu'ils peuvent être utilisés pour la comparaison avec les modes calculés. L'amortissement déterminé à partir des vibrations ambiantes ne peut cependant pas être utilisé pour le calibrage de modèles concernant le comportement sismique.

2.3.3 Méthode 1 : modélisation sur la base des essais dynamiques

Les informations pouvant être obtenues à partir des mesures de vibration ambiantes ont été utilisées pour développer une procédure de modélisation. Aucune connaissance des plans des bâtiments ni des paramètres de matériaux n'est requise pour cette modélisation. Il faut uniquement indiquer les dimensions extérieures du bâtiment et les résultats des mesures de vibration. Comme les modes propres déterminés à partir des mesures de vibration ne sont valables que jusqu'à la survenue de dommages graves, la méthode à laquelle ils servent de base ne peut elle aussi être utilisée pour la modélisation du comportement que jusqu'à l'endommagement sévère, et non jusqu'à l'effondrement. Cette modélisation est donc un complément aux méthodes de calcul basées sur la déformation, qui ont pour but de modéliser la capacité de déformation d'un bâtiment jusqu'à son effondrement.

Avec cette méthode, le bâtiment est modélisé en une dimension (1D). Chaque masse d'étage est représentée par une masse concentrée avec trois degrés de liberté : les déplacements horizontaux dans les deux directions principales du bâtiment et la rotation autour de l'axe vertical. Les modes propres de ce modèle en 1D ainsi que la période fondamentale sont déterminés grâce à l'évaluation des mesures de vibration dans le bâtiment. Comme expliqué dans le paragraphe précédent, on peut partir du principe que les modes propres ne changent pas jusqu'à la survenue de dommages graves, mais que la période fondamentale augmente en raison de l'accroissement des dommages et donc de la diminution de la rigidité. Une relation entre la période fondamentale et la déformation pour les bâtiments en maçonnerie a été définie au moyen des résultats d'essais pseudo-dynamiques de la littérature. Grâce à cette relation, on peut attribuer une période fondamentale au bâtiment en fonction de l'inclinaison d'étage maximale.

Les degrés de dommage DG1 « Dommages légers » à DG3 « Dommages lourds » ont été définis comme suit via l'inclinaison d'étage, comme d'habitude dans les modèles de ce type :

- DG1 « Dommages légers » : première formation de fissures $\delta = 0,05 \%$
- DG2 « Dommages modérés » : limite élastique $\delta = 0,1 \%$
- DG3 « Dommages lourds » : $\delta = 0,3 \%$

La définition des degrés de dommage est basée sur des propositions issues de la littérature (Calvi, 1999) et de l'évaluation des tests ESECMaSE (2008).

Avec cette méthode, le mode propre, qui reste toujours identique, et la période fondamentale γ relative sont ainsi modélisés pour chaque limite de déformation jusqu'aux dommages lourds. Cela est possible sans connaissance des plans, sur la base des mesures dynamiques effectuées in situ. La période fondamentale peut être utilisée pour calculer l'accélération spectrale associée et ainsi, la demande en déplacement correspondante. Les résultats de la modélisation – inclinaison, période fondamentale et demande en déplacement issues de ladite période – peuvent être directement utilisés pour calculer des courbes de fragilité pour DG1 à DG3. Il n'est pas possible, avec cette méthode, de calculer une courbe de capacité au sens strict, donc une courbe qui décrit le comportement charge-déformation de la structure, mais on peut calculer, à des fins de comparaison avec des

courbes de capacité habituelles, une relation appelée « pseudo-courbe de capacité » liant l'accélération spectrale et la déformation.

2.3.4 Méthode 2 : modélisation analytique simplifiée

La modélisation analytique simplifiée utilisée dans le projet était basée sur la méthode proposée par Lang (2002), employant la méthode basée sur les déformations. Avec cette méthode statique non linéaire, les courbes de capacité bi-linéaires des différents refends sont calculées et additionnées pour obtenir la courbe de capacité bi-linéaire du bâtiment. La méthode correspond à un calcul en cadre simplifié dans lequel la hauteur du point de moment nul, qui résulte normalement du calcul en cadre en fonction des conditions aux limites et de la rigidité, n'est pas calculée, mais doit être définie comme paramètre d'entrée. La déformation élastique est calculée comme la déformation d'une poutre en flexion compte tenu de la rigidité en cisaillement. La capacité de déformation jusqu'à l'effondrement du bâtiment est calculée sur la base de l'hypothèse selon laquelle les déformations plastiques se concentrent dans l'étage le plus bas et les étages supérieurs restent élastiques.

Dans ce projet, des changements ont été apportés à plusieurs points par rapport à la méthode originale selon Lang (2002) :

- le calcul de la déformation élastique Δ_v
- le calcul de la période fondamentale
- la capacité de déformation Δ_u

La déformation élastique est calculée sous l'effet d'une charge horizontale et compte tenu de la déformation engendrée par la rotation. La fonction de calcul de la déformation dépend de la hauteur totale du refend, de la hauteur d'un refend tel qu'il est défini par des ouvertures, d'un facteur de forme et de la rigidité effective. La période fondamentale est ensuite calculée en fonction de la déformation élastique et du quotient de Rayleigh. On a constaté que des différences nettes survenaient en comparaison avec la méthode originale, surtout pour les bâtiments de moyenne hauteur et les bâtiments élevés.

Pour calculer la capacité de déformation, on a utilisé une relation qui, en plus des paramètres considérés par Lang (2002), à savoir la hauteur h_p , la longueur l des refends et la contrainte de compression σ_c , prend en compte la hauteur du point de moment nul h_0 et la résistance à la pression de la maçonnerie f_{xd} . Cette relation a été établie au moyen d'une base de données étendue par rapport à Lang (2002) pour diminuer la variabilité de la prévision.

2.3.5 Comparaison des méthodes de modélisation

Des comparaisons avec différents modèles ont été effectuées pour les bâtiments test cités au paragraphe 2.2.2. Les bâtiments ont également été modélisés en 3D selon la méthode basée sur les forces. On a ainsi par exemple examiné quelle est la hauteur du point de moment nul h_0 obtenue et quelle influence a la rigidité sur les résultats. La comparaison avec les modèles numériques a conduit à l'hypothèse que, dans de nombreux cas, h_0 correspond à la hauteur d'étage.

Au niveau des périodes fondamentales, il a été constaté que les modèles en 3D avec la méthode basée sur les forces fournissaient des résultats non fiables, qui ne pouvaient pas être utilisés pour l'évaluation. Les périodes fondamentales sont en partie surestimées, en partie sous-estimées. Les modèles présentés dans les paragraphes précédents et basés sur les déformations ont cependant fourni des résultats cohérents, comme le montre la figure 8. La période fondamentale n'est pas représentée directement dans ces diagrammes, mais

correspond à la pente initiale des courbes de capacité. Les courbes selon la méthode Risk-UE (2003) sont également représentées à titre de comparaison pour les types de bâtiments correspondants. Ces courbes sont liées à une plus grande flexibilité et donc une plus grande période de vibration des bâtiments.

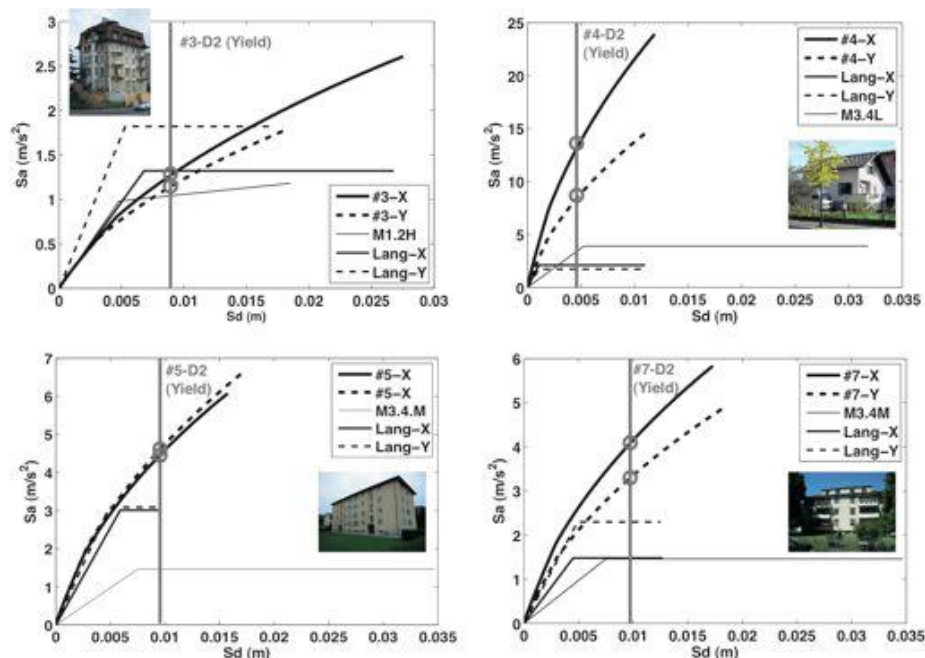


Figure 8 : comparaison des courbes de capacité : méthode basée sur les mesures « # », courbes pour les types de bâtiments « M » selon Risk-UE (2003) et méthode de Lang (2002) modifiée.

Lors de l'interprétation de ces résultats du point de vue de la période fondamentale, il faut tenir compte du fait que les modèles basés sur les déformations reposent en partie sur des mesures effectuées. De manière générale, on a conclu, sur la base des comparaisons, que les méthodes simplifiées étaient quelque peu incertaines à ce niveau en raison des paramètres h_0 et la rigidité effective qui ne sont pas connus de manière exacte. On constate en outre une dispersion quant à la relation avec la définition de la capacité de déplacement des refends et ainsi quant à la capacité de déplacement du bâtiment. On le voit également sur la figure 8. On constate que le déplacement spectral lié à DG3 « dommages lourds » est en partie plus élevé, avec la méthode basée sur les mesures, que la capacité de déplacement du bâtiment, DG4, selon la méthode Lang (2002) modifiée. Cela pourrait être dû au fait que la méthode Lang (2002) fournit des estimations très prudentes de la capacité de déplacement, ce qui avait déjà été démontré dans des études antérieures, et au fait que les limites de l'inclinaison utilisées dans les méthodes proposées dans ce projet devraient éventuellement être corrigées vers le bas en fonction de la hauteur du bâtiment et donc de la charge axiale dans les refends, comme pour un δ_v dépendant de la contrainte de compression. La capacité de déplacement selon Risk-UE est cependant en général nettement plus élevée que selon Lang.

2.3.6 Calcul des courbes de fragilité

Les courbes de fragilité représentent la probabilité de dépasser des degrés de dommage donnés, en fonction des sollicitations sismiques. Dans ce sous-projet, les courbes ont été représentées, comme d'habitude, par une répartition log-normale cumulative, qui est définie via sa valeur moyenne et l'écart-type. Le déplacement spectral pour la fréquence propre de

la structure avec un amortissement de 5 % a été choisi comme paramètre représentant l'action sismique. Ce déplacement spectral a été déterminé selon la méthode EC8 avec un spectre de réponse élastique.

Deux points sont à prendre en compte pour la comparaison des courbes de fragilité déterminées avec les deux méthodes utilisées dans ce projet :

- Dans le cadre de la modélisation représentée au paragraphe 2.3.3 sur la base des mesures effectuées in situ, chaque degré de dommage, donc chaque déformation, est attribué à une période fondamentale correspondante, pour prendre en compte l'élongation de la période de vibration lors de l'augmentation de l'endommagement. Le déplacement spectral est ensuite déterminé pour chaque degré de dommage avec une période de vibration différente. Avec la méthode présentée au paragraphe 2.3.4, une seule période fondamentale élastique est toutefois attribuée aux bâtiments. Elle correspond à la période DG2 de la première méthode. Pour la période DG2, les courbes sont donc directement comparables ; pour les autres degrés de dommage, les différences dans les périodes de vibration doivent être prises en compte dans la comparaison.
- Dans la modélisation représentée au paragraphe 2.3.3, les degrés de dommage sont définis via l'inclinaison d'étage, alors qu'avec la méthode du paragraphe 2.3.4, une formule analytique selon Lang (2002) est utilisée.

Avec la méthode basée sur les mesures, $N = 1000$ calculs ont été effectués pour calculer les courbes de fragilité pour chaque bâtiment, pour saisir la variabilité dans la relation fréquence-hauteur du bâtiment (voir figure 7), l'amortissement, la masse, l'excentricité et au niveau des modes propres. Des accélérogrammes de l'European Strong Motion Database ont été utilisés comme sollicitation sismique (Ambraseys et al. 2002). Pour chaque sollicitation, on peut déterminer l'inclinaison maximale et, en la comparant aux définitions des différents degrés de dommage, on peut déterminer quel degré de dommage est atteint. On peut ainsi calculer pour chacun des trois degrés de dommage une médiane et un écart-type. Cet écart-type est combiné à l'écart-type de l'inclinaison, déterminé à partir des expérimentations. Cette valeur finale combinée de l'écart-type et de la valeur médiane ainsi que le déplacement spectral lié à la fréquence correspondante définissent les courbes de fragilité des degrés de dommage y relatifs.

Une analyse des écarts-types a montré que la variabilité est essentiellement déterminée par les incertitudes quant à l'inclinaison d'étage, donc quant à l'écart-type des résultats des essais. Les courbes de fragilité du DG3 ont finalement été considérées comme n'étant pas vraiment réalistes, car des effets non linéaires qui influencent la période fondamentale et l'amortissement ne peuvent pas être modélisés.

Avec les méthodes analytiques simplifiées selon le paragraphe 2.3.4, on compare, pour définir les courbes de fragilité, la capacité de déplacement propre à chaque degré de dommage et la demande en déplacement résultant du spectre de réponse. Les valeurs médianes des courbes de fragilité correspondent au déplacement spectral que l'on peut attribuer au déplacement associé aux degrés de dommage. Jusqu'au degré de dommage DG2, la structure reste élastique et la capacité de déplacement attribuée aux degrés de dommage correspond à la demande en déplacement relative à la période fondamentale. À partir du degré de dommage DG3, un comportement inélastique des bâtiments est attendu, ce qui doit être pris en compte dans le calcul de la demande en déplacement. Dans ce projet, un spectre de réponse dont le plateau d'accélération va jusqu'à la période $T_c = 0,5$ s a été utilisé. Pour les bâtiments dont la période fondamentale $T > T_c = 0,5$ s, la demande en déplacement est déterminée directement au moyen de la règle des déplacements égaux. On part alors du principe que la demande en déplacement d'une structure au comportement inélastique est égale à la demande en déplacement d'une structure qui reste élastique avec

la même période fondamentale. Pour les bâtiments dont la période fondamentale est plus faible, la demande en déplacement selon Fajfar (1999) a été calculée, compte tenu de la résistance du bâtiment et du ratio T/T_c .

En comparant les courbes de fragilité déterminées avec les deux méthodes pour quelques bâtiments test, on a constaté que pour les bâtiments du type M6c1 (bâtiments d'habitation en maçonnerie moderne d'avant 1970), une bonne concordance était atteinte, surtout pour le degré de dommage DG2. Cette concordance a été imputée au fait que la relation à la définition de la période fondamentale a été calibrée avec de la maçonnerie de ce type. Pour la modélisation analytique, les paramètres des matériaux sont à nouveau bien connus pour ce type de maçonnerie, ce qui réduit les incertitudes. Pour le degré DG3, un certain écart a été constaté dans les résultats. Il a été imputé au fait que ce degré ne peut être déterminé que de manière limitée avec la méthode basée sur les mesures, car l'endommagement au degré DG3 est déjà significatif et que ce degré de dommage représente ainsi le cas aux limites de l'applicabilité de la méthode. Avec cette méthode, le degré DG1 est atteint avec une plus petite déformation qu'avec la méthode analytique. Cela est dû au fait que le déplacement spectral a été déterminé, dans la méthode expérimentale, avec une plus petite période de vibration et est ainsi plus petit, et que la limite de déformation pourrait être éventuellement choisie de manière plus prudente. Pour les bâtiments du type M3-2i (bâtiments individuels en pierres naturelles avec planchers rigides), les observations sont qualitativement similaires, mais les différences entre les résultats des deux méthodes sont un peu plus importantes. Cela peut être dû au fait que la méthode basée sur les mesures n'est pas calibrée sur des pierres naturelles et que les paramètres des matériaux pour le modèle analytique comportent de grandes incertitudes. Une plus grande dispersion est ainsi attendue pour ce type de bâtiments.

Les courbes de fragilité ont ensuite été calculées non seulement pour des bâtiments test individuels, mais pour des types de bâtiments. Comme les courbes ont été représentées en fonction du déplacement spectral, qui dépend essentiellement de la fréquence propre du bâtiment, et ainsi de la hauteur, une sous-répartition au sein des différents types a été entreprise. Pour ce bâti, elle variait entre 3 et 5 étages, ce qui correspond aux bâtiments « mid-rise » d'autres études, par exemple Risk-UE (2003). On a procédé comme suit pour déterminer la capacité des types de bâtiments :

- Méthode 1 : on a fait la moyenne des modes propres déterminés expérimentalement et les fréquences propres ont été choisies en fonction de la hauteur du bâtiment avec la relation calibrée lors des mesures.
- Méthode 2 : la disposition des murs a été reprise à partir des bâtiments test et des répartitions génériques des efforts normaux et des hauteurs de points de moment nul des refends ont été établies.

Les courbes de fragilité ont ensuite été déterminées comme pour les bâtiments test. La figure 9 montre les courbes de fragilité pour les types de bâtiments M3-2i et M6c1. La répartition des degrés de dommage déterminée avec la méthode 2 a été relativement similaire indépendamment du nombre d'étages, de sorte que l'incertitude calculée était plutôt faible, donc la pente des courbes de fragilité est plutôt raide. On a en outre pu constater que les courbes déterminées avec une méthode étaient assez similaires pour les deux types de bâtiments, mais que les courbes déterminées pour un seul type avec les deux méthodes présentaient des écarts plus importants. On peut en conclure que les résultats dépendent davantage des hypothèses à la base des méthodes que des paramètres d'entrée qui dépendent de la structure du bâtiment. La méthode 1 est considérée comme adaptée pour délimiter la fréquence propre des bâtiments, mais elle utilise, avec l'inclinaison d'étage, une définition approximative des degrés de dommage. La méthode 2 a permis de définir de

manière plus précise les degrés de dommage, mais un travail supplémentaire est requis pour estimer de manière plus réaliste la capacité de déplacement du bâtiment.

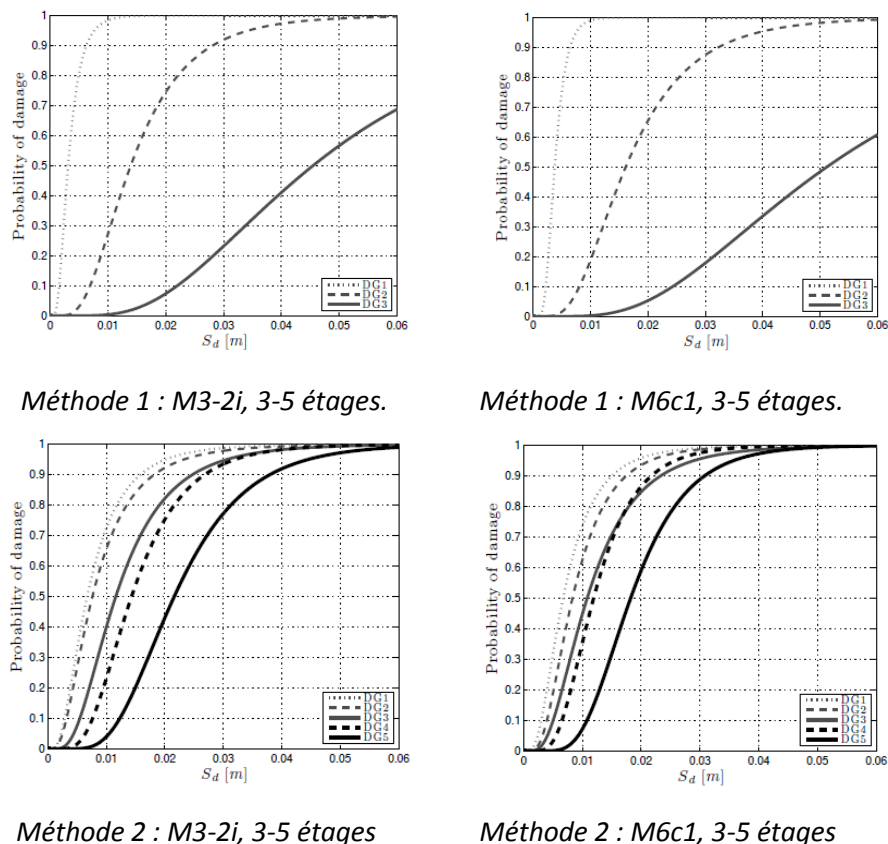


Figure 9 : courbes de fragilité pour les types de bâtiments M3-2i et M6c1 avec les méthodes développées dans ce projet.

2.3.7 Comparaison de la vulnérabilité déterminée de manière analytique et des données concernant les dommages

Au printemps 2009, une série de séismes s'est produite en Italie dans la région de L'Aquila. Le séisme principal du 9 avril 2009, d'une magnitude $M_w = 6,3$, s'est produit à environ 7 km du centre-ville, à une profondeur d'environ 9 km. Des accélérogrammes et des données concernant les dommages étaient disponibles pour ce séisme et ont pu être utilisés à titre de comparaison. La sollicitation sismique mesurée à L'Aquila a été utilisée avec les courbes de fragilité déterminées pour les bâtiments suisses afin de comparer d'une part les dommages calculés avec ceux observés à L'Aquila et d'autre part de calculer le comportement des bâtiments suisses pour un scénario de séisme certes rare en Suisse, mais pas impossible en Valais ou à Bâle.

On a constaté que si un séisme comme celui de L'Aquila se produisait, tous les bâtiments subiraient probablement au moins de légers dommages. Le degré de danger 4 serait même atteint avec une probabilité de 30 %, suivant les bâtiments. Globalement, les résultats obtenus pour le séisme de L'Aquila ont été considérés comme réalistes, même si l'on a identifié un besoin d'amélioration dans les modèles de calcul en raison des points déjà évoqués aux paragraphes précédents.

2.4 Détermination empirique de la vulnérabilité

2.4.1 Évaluation et traitement des données concernant les dommages d'Albstadt

Le séisme d'Albstadt, dans le Jura souabe, a atteint une magnitude $M_w = 5,1$ et s'est produit le 3 septembre 1978. Il n'existe aucun enregistrement des mouvements du sol durant le séisme pouvant être utilisé pour étudier la vulnérabilité. Dans les années suivant le séisme, des cartes d'intensité macrosismique des environs ont cependant été établies. L'intensité du séisme dans la région la plus fortement touchée est indiquée ci-après avec $I = 7,5$. Pour l'une des deux communes principalement touchées par le séisme, Albstadt-Tailfingen, une documentation complète des dommages aux ouvrages recensés suite au séisme est en outre disponible auprès de l'office des constructions responsable.

Cette commune a aussi été prise en compte dans l'évaluation et le traitement des données. Pour cela, le bâti existant et les modes de construction ont été recensés sur place, les modifications par rapport à 1978 ont été identifiées et les bâtiments d'origine et leurs dégâts ont été reconstitués compte tenu de la documentation concernant les dommages. Ainsi, on a pu reconstituer, pour la zone examinée, des plans de ville de 1978 avec la répartition des dommages après le séisme. La zone examinée a ensuite été répartie dans une grille d'échantillonnage et les dommages ont été examinés non pas individuellement, mais sur la base de la grille. L'objectif de la répartition dans une grille d'échantillonnage était d'une part de pouvoir localiser les cas de dommages et d'autre part de permettre d'établir des liens entre les conditions locales et la vulnérabilité du bâti. Les grilles d'échantillonnage des dommages reconstituées ont été utilisées pour vérifier la justesse de la reconstruction en la comparant avec des grilles et relevés macrosismiques établis après le séisme par l'office des constructions, et la comparaison a révélé une bonne concordance, voir figure 10.

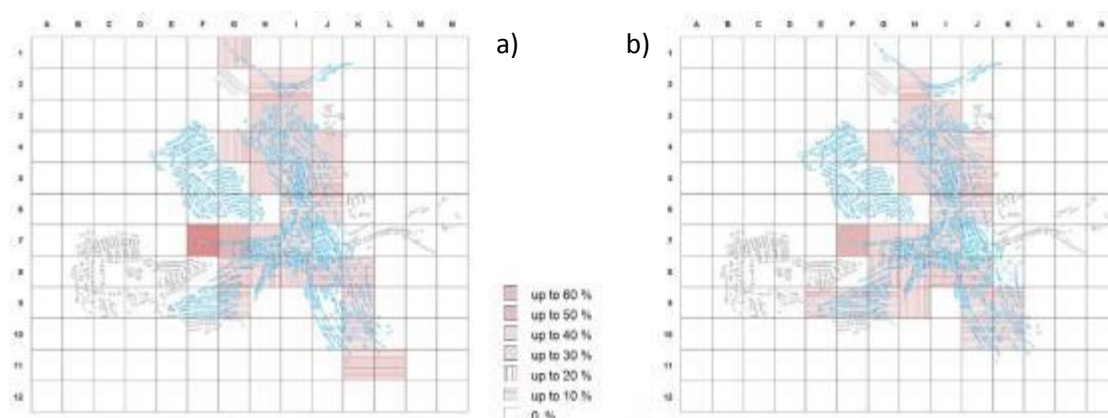


Figure 10: a) Synthèse de la part de bâtiments endommagés effectuée juste après le séisme de 1978 (Hiller, 1985) et b) répartition reconstituée des dommages (Schwarz et al. 2005). De Schwarz et al. (2008)

La documentation des dommages, surtout les photographies des dommages aux ouvrages, a aussi été utilisée pour attribuer les degrés de dommage aux bâtiments selon EMS-98 (Grünthal et al., 1998). Si les dommages ne pouvaient être attribués de manière précise selon les descriptions de EMS-98, ils ont été attribués au degré de dommage le plus élevé. Dans la zone examinée, on a recensé des dommages allant du degré DG1 : dommages « négligeables à légers » au degré DG 4 : dommages « très lourds ». Le degré de dommage DG4 n'a toutefois été atteint que dans de très rares cas. Les dommages sont restés concentrés dans les degrés DG1 à DG3. Les zones principales de dommages étaient situés dans les parties

nord et ouest de la ville, voir figure 11. Ce sont surtout les bâtiments en maçonnerie de deux à trois étages ainsi que les constructions mixtes maçonnerie-colombages qui ont été touchés.

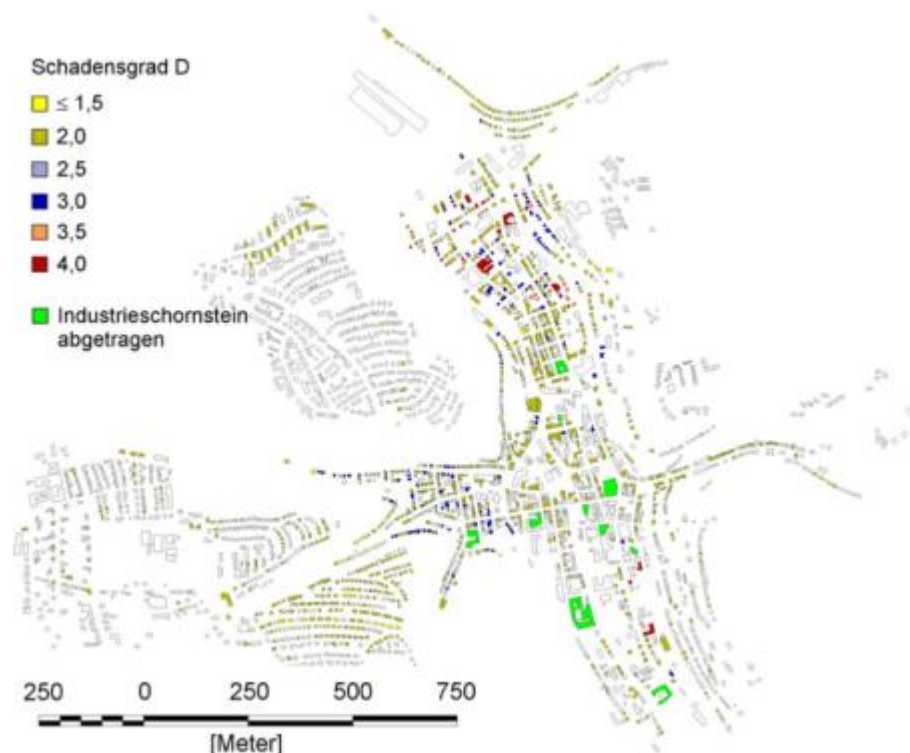


Figure 11: zone examinée d'Albstadt-Tailfingen avec degrés de dommage aux bâtiments.

2.4.2 Vulnérabilité des bâtiments

Le bâti d'Albstadt-Tailfingen a été recensé de manière systématique. Lors de ce recensement, des informations ont été prises en compte concernant différentes propriétés comme le mode de construction, la géométrie et l'année de construction. Le mode de construction le plus fréquent est celui des constructions à colombages du début du XX^e siècle avec de la maçonnerie non porteuse. Le deuxième type de bâtiments le plus fréquent est celui des bâtiments en maçonnerie avec des planchers en béton armé, construits pour la plupart à partir de la moitié du XX^e siècle.

Grâce aux informations récoltées, les bâtiments ont fait l'objet d'un classement en types puis ont été attribués à l'une des six classes de vulnérabilité « A » à « F » selon EMS-98, voir tableau 6. « A » désigne la classe la plus vulnérable et « F » la classe la moins vulnérable. La classe de vulnérabilité décrit de manière quantitative la probabilité de survenue d'un degré de dommage donné pour une intensité macrosismique donnée. À l'inverse, on peut dire que l'intensité macrosismique est définie par la fréquence de survenue de degrés de dommage donnés dans une classe de vulnérabilité.

L'attribution à des classes de vulnérabilité a été effectuée par étapes. D'abord, les modes de construction typiques ont été attribués à une classe de vulnérabilité, puis l'attribution a été affinée au sein des classes de vulnérabilité pour des groupes de bâtiments et pour des secteurs caractéristiques. Les bâtiments dans la zone examinée ont été essentiellement attribués aux classes « B » et « C ». Pour les différents types de bâtiments, on a ensuite évalué quel degré de dommage survient à quelle fréquence. Les fréquences observées ont

été comparées avec les valeurs attendues pour les classes de vulnérabilité à des intensités $I = VII$ et $I = VIII$. La figure 12 représente cette comparaison pour les nombreux bâtiments en maçonnerie avec des planchers en béton armé.

Tableau 6 : description et catégories de vulnérabilité selon EMS-98 (VC_{EMS-98}) pour les types de bâtiments présents à Albstadt.

Beschreibung Masonry nach EMS-98	Typ	Etagen	Alter (Baujahr)	VC_{EMS-98}	Anzahl
<i>unreinforced, with manufactured stone units</i>	1-1	offen	1929 ± 19 (1923)	B	5
<i>unreinforced masonry with wooden floors</i>	1-2 A	2	1920 - 1939 (Def.) 1931 ± 4 (1933)		179
	1-2 B	3	1920 - 1930 (Def.) 1924 ± 3 (1923)		18
	1-2*	andere	1937 ± 20 (1943)		178
<i>unreinforced masonry/ timber mixed</i>	1-3	offen	1921 ± 12 (1923)		942
<i>unreinforced, with RC floors</i>	2-1 A	2	1949 - 1965 (Def.) 1958 ± 5 (1953)	C	408
	2-1 B	3	1955 - 1965 (Def.) 1958 ± 5 (1958)		66
	2-1*	andere	1966 ± 12 (1963)		546
<i>unreinforced, with RC frame elements</i>	2-2	offen	1974 ± 20 (1983)		9

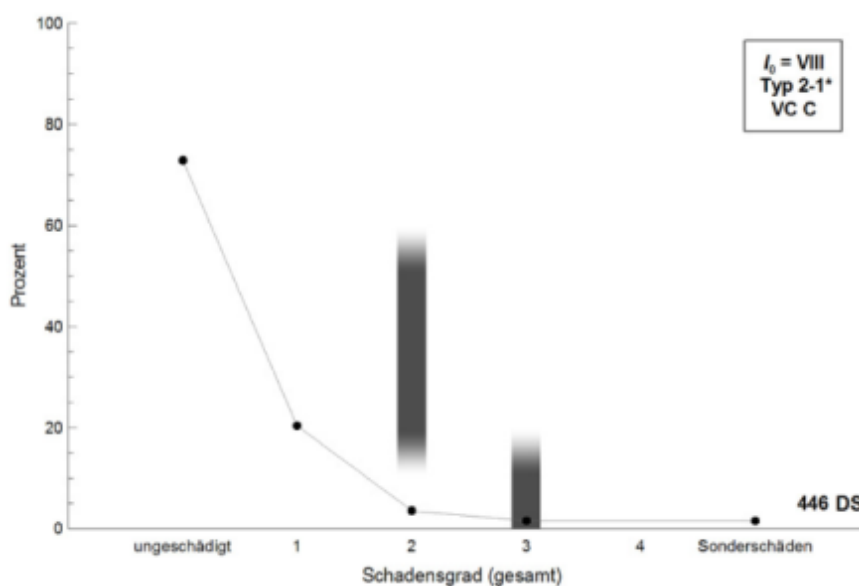


Figure 12 : a) Attribution des types de bâtiments à des classes de vulnérabilité et b) répartition observée des degrés de dommage du type de bâtiments 2-1* et répartition attendue selon EMS-98 pour $I = VIII$.

2.4.3 Influences sur l'endommagement des bâtiments

À Albstadt-Tailfingen, les influences de différents facteurs sur la vulnérabilité ont aussi été examinées, comme expliqué au paragraphe 2.4.1. Pour cela, des informations groupées ont été utilisées dans les cases de la grille d'échantillonnage. On a examiné l'influence de l'âge du bâtiment, de la topographie et de l'état du sous-sol. On a observé un lien entre l'âge du bâtiment et l'endommagement, mais pas entre la topographie et l'endommagement. L'état du sous-sol a été examiné sur les plans de la géologie et des mesures. L'évaluation a montré que les dégâts se sont essentiellement concentrés dans des formations d'éboulis de pente, de dépôts récents et de sédiments organiques, alors que sur la roche, des dommages faibles ont été observés. En évaluant les résultats des mesures effectuées, le sous-sol a été attribué à différentes classes de sols de fondation selon la norme DIN 4149:2005. Cette évaluation a montré que l'on trouve surtout des sols rigides au-dessus de la roche. Vers le centre de la vallée, donc vers le centre de la localité, l'épaisseur de la couche supérieure augmente, ce qui engendre une sollicitation plus importante pour les longues périodes. Cela pourrait expliquer la rupture des cheminées industrielles dans cette région, voir figure 11, dont les périodes propres sont relativement longues.

L'évaluation des facteurs d'influence a été utilisée pour établir un facteur de correction de l'intensité pour chaque case de la grille d'échantillonnage, voir figure 13. Comme on peut le voir, vers le milieu de la vallée, l'intensité augmente, dans certaines cases de la grille, de $\Delta I = 0,25 \div 0,5$ (signalé par un + sur la figure 13) à $\Delta I > 0,5$ (++) . Dans d'autres zones, où le sous-sol est surtout constitué de roche, l'intensité diminue toutefois de $\Delta I = -0,5 \div -0,25$ (-).

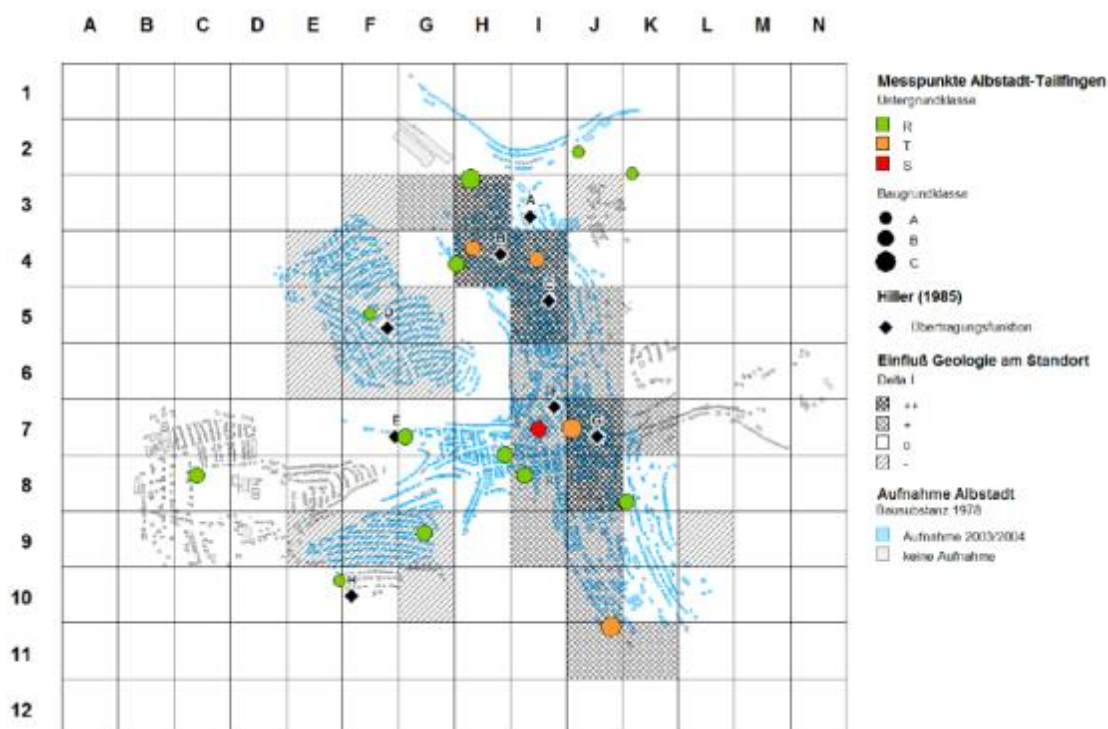


Figure 13 : traitement des facteurs locaux de correction de l'intensité ΔI .

2.4.4 Base de données de bâtiments représentatifs

Pour disposer d'une base pour le calcul analytique pour des bâtiments de différents types, les données concernant cinq bâtiments représentatifs de leur type ont été traitées. Deux sont des bâtiments en maçonnerie avec des planchers en bois et trois sont des bâtiments en

maçonnerie avec des planchers en béton armé. Pour chaque bâtiment, on a utilisé des plans et coupes avec toutes les indications et données concernant le matériel de construction. Pour deux des bâtiments, on dispose de descriptions des dommages et des fissures. Il existe en outre pour tous les bâtiments, en plus de la case de la grille d'échantillonnage relative à la localisation, des informations concernant le sous-sol, le Δl déterminé précédemment, l'année de construction et la classe de vulnérabilité.

3. Comportement de déformation non linéaire de la maçonnerie

3.1 Modélisation de la maçonnerie

3.1.1 Approches existantes

Le comportement d'un mur ou d'une façade en maçonnerie est déterminé par l'interaction entre les éléments verticaux, comme les murs et les refends, et les éléments horizontaux, comme les linteaux et les planchers. Comme présenté qualitativement sur la figure 14, les linteaux peuvent, dans un cas extrême, être si souples qu'ils n'influencent presque pas le comportement (figure 14 a), ou si rigides qu'ils sont le facteur déterminant essentiel du comportement (figure 14 c). Selon les normes en vigueur actuellement, l'influence des linteaux reste souvent approximative. Elle est modélisée en fonction d'une charge axiale et peut être prise en compte si les linteaux sont bien reliés aux murs. Dans de nombreux cas, leur influence est tout simplement négligée, car l'on considère que c'est plus sûr. Ce n'est pas forcément correct, car en négligeant les linteaux, on sous-estime la résistance du refend, mais également sa rigidité et ainsi la force qui le sollicite. Des observations des dommages aux bâtiments en maçonnerie suite à un séisme ont en outre montré que les linteaux sont souvent très endommagés et font parfois partie des éléments qui cèdent en premier. On peut en conclure que ces éléments dissipent d'une part beaucoup d'énergie et influencent ainsi le comportement cyclique des bâtiments, et d'autre part influencent la rupture du bâtiment par leur propre rupture.

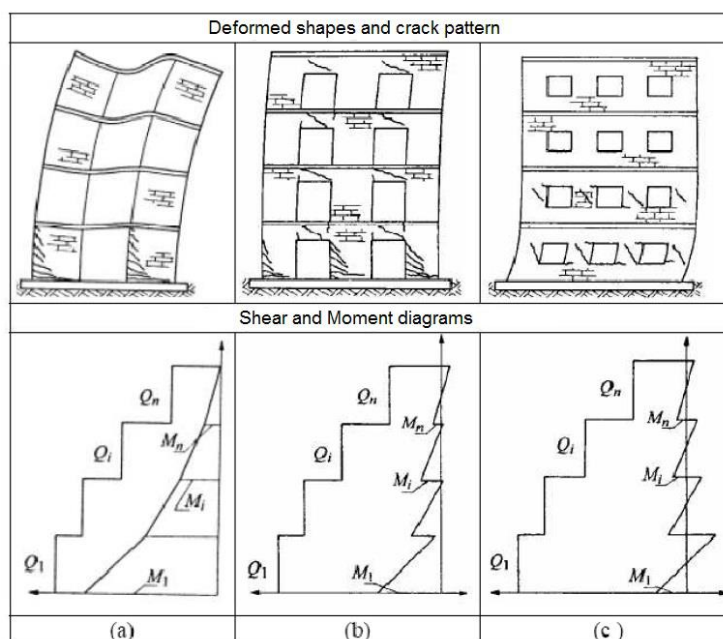


Figure 14 : influence de la rigidité des linteaux sur le comportement structurel global d'un mur en maçonnerie (de Tomazevic 1999).

Il existe essentiellement trois approches pour la modélisation des bâtiments en maçonnerie :

- Approches basées sur des considérations d'équilibre

La structure est représentée comme une chaîne de corps rigides et l'on détermine, pour un mécanisme de rupture donné, la charge qui peut être appliquée avant que l'équilibre soit perdu et que le mécanisme s'active.

- Modèles des éléments finis (EF)

Ces modèles permettent une modélisation détaillée, mais également contraignante, de la structure, permettant de représenter le comportement après l'atteinte de la résistance maximale, jusqu'à l'apparition de déformations modérées.

- Approches simplifiées

Dans ces approches, les structures sont souvent modélisées comme des cadres pour lesquels les linteaux et poteaux sont calculés au moyen de macro-éléments. Ces approches peuvent, en fonction de la formulation des macro-éléments, être utilisées pour calculer le comportement inélastique.

3.1.2 Modèles-cadres et macro-éléments

Comme expliqué au paragraphe précédent, les approches basées sur des considérations d'équilibre et les modèles EF ne sont que partiellement adaptés pour modéliser le comportement inélastique et peuvent être très lourds du point de vue numérique. Pour cette raison, le présent sous-projet est surtout axé sur les modèles-cadres équivalents. Des approches simplifiées font partie de ces modèles, comme des modèles en treillis ou en poutres dans lesquels la déformation en cisaillement est prise en compte et des cadres, dans lesquels les linteaux et poteaux sont modélisés comme des éléments bidimensionnels. La méthode représentée au paragraphe 2.4.3 appartient également à ce type de modélisation.

Dans le présent sous-projet, la modélisation a été effectuée avec le modèle de macro-élément du logiciel Tremuri. Les murs et linteaux sont représentés avec des macro-éléments qui peuvent saisir les deux mécanismes de dommages principaux dans le plan, la rupture en flexion (ou « rocking ») et la rupture par cisaillement-glisement. Pour cela, chaque macro-élément est divisé en trois parties : au centre se trouve un élément avec lequel la déformation en cisaillement est modélisée. Sur chacun des deux points nodaux extérieurs se trouve un élément de flexion d'une minceur infinitésimale qui produit la déformation due à la charge axiale et à la flexion. Comme les parts de déformation sont représentées de manière schématisée – la déformation en flexion est par exemple concentrée au bord de l'élément et ne s'étend pas à toute sa hauteur – les paramètres des matériaux de la modélisation doivent être calibrés sur les expériences. Avec cette approche, de bons résultats peuvent être atteints avec relativement peu d'efforts de calcul et les structures peuvent être modélisées, également de manière dynamique, jusque dans le domaine inélastique.

3.2 Essais sur des linteaux en maçonnerie

3.2.1 EPF Zurich

Dans la littérature, on trouve relativement peu de tests applicables aux linteaux en maçonnerie et pouvant être utilisés pour le calibrage de modèles de calcul. Pour cette raison, une série de tests à grande échelle a été menée à l'EPFZ sur trois types différents de linteaux :

- Linteaux mixtes maçonnerie-béton armé (Ma-Ba) : ces linteaux sont composés d'une poutre annulaire ou d'un plancher en béton armé sur lequel le linteau en maçonnerie est emmuré.
- Linteaux avec poutre : la maçonnerie est posée sur une poutre en bois, en béton armé ou en maçonnerie préfabriquée qui est seulement un peu plus large que la fenêtre elle-même.
- Voûtes en maçonnerie : ce type de linteaux est surtout présent dans les bâtiments historiques. Au lieu d'un linteau, on trouve une voûte en maçonnerie au-dessus de l'ouverture de la fenêtre.

Lors du développement de la structure de l'étude, on a veillé à ce que les conditions aux limites soient aussi réalistes que possible et que l'interaction linteau – mur puisse se développer correctement. La figure 15 montre le banc d'essai et un schéma de la déformation appliquée. La même rotation est appliquée sur les deux pans de mur, ce qui permet de calculer la rotation du linteau. Neuf corps d'essai ont été testés de cette manière et leurs paramètres principaux sont résumés dans le tableau 7.

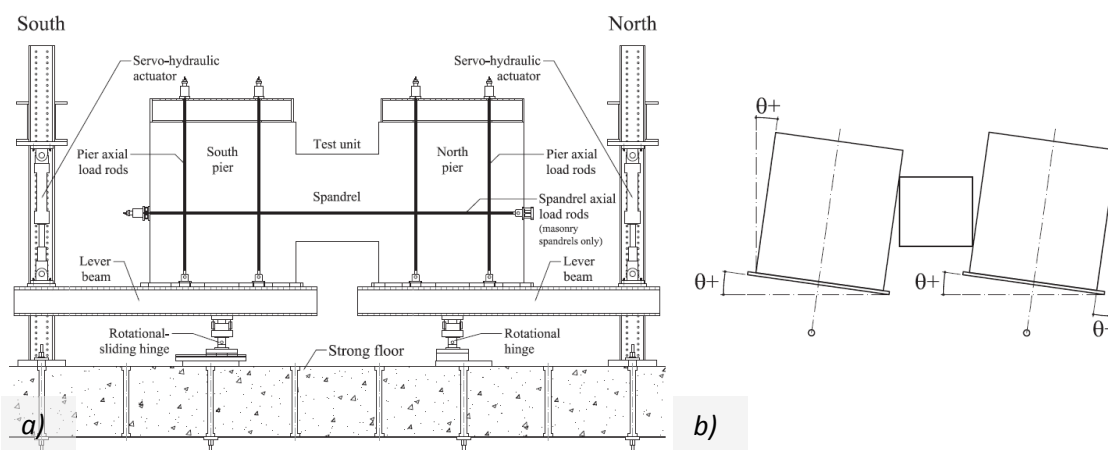


Figure 5 : a) Banc d'essai et b) schéma de la déformation appliquée au cours des essais (rotation) effectués à l'EPFZ.

Tableau 7 : propriétés des briques testées à l'EPFZ.

Type	Nom	Charge	Brique	Autres
Maçonnerie-béton armé	TU1	monotone	E. d	Poutre en béton armé : 4 d12, $\rho_l = 0,9 \%$
	TU2	monotone	E. c.	Poutre en béton armé : 4 d12, $\rho_l = 0,9 \%$
	TU3	cyclique	E. c.	Poutre en béton armé : 4 d12, $\rho_l = 0,9 \%$
	TU4	cyclique	E. c.	Poutre en béton armé : 4 d16, $\rho_l = 1,6 \%$
	TU5	cyclique	E. c.	Poutre en béton armé : 4 d10, $\rho_l = 0,6 \%$
Linteau en bois	TUA	cyclique	BP	Tirant horizontal tendu
	TUB	cyclique	BP	Tirant horizontal
Voûte	TUC	cyclique	BP	Tirant horizontal tendu
	TUD	cyclique	BP	Tirant horizontal

Explications : E. d. : brique perforée, poutre déplacée ; e. d : brique percée, poutre continue ; BP : brique pleine, d : diamètre de l'armature ; ρ_l : taux d'armature longitudinale

On a d'abord testé les corps d'essai avec des linteaux mixtes maçonnerie-béton armé. Ces corps d'essai ont été équipés sur toute la longueur d'un linteau en béton armé dont le taux d'armature varie. On a utilisé des briques avec positionnement divers des poutres. Les quatre corps d'essai suivants ont été construits en briques pleines et étaient pourvus, au-dessus de l'ouverture, d'une poutre en bois ou d'une voûte en maçonnerie. Entre deux corps d'essai autrement similaires, seul le type de tirant horizontal différait. On a toujours utilisé une fois un tirant qui était tendu avec une force constante sur toute la durée de l'essai et une autre fois un tirant qui était fixé de manière à ce que sa force normale dépende de l'allongement du corps d'essai et donc varie sur la durée de l'essai. La charge verticale dans les murs correspondait, pour les neuf essais, à une contrainte de compression constante d'environ 0,4 MPa sur toute la durée de l'essai.

Les résultats des essais sont résumés dans le tableau 8 et l'on peut voir quelques représentations des mécanismes de rupture des linteaux sur la figure 16. En cas de rupture de tous les linteaux, la rupture de la poutre au sens large, donc du pilier en béton armé, de la poutre en bois et de la voûte en maçonnerie était déterminante pour la rupture de tout le linteau. La rupture est survenue seulement lorsque l'inclinaison atteignait 1,5 % au minimum et donc nettement après les limites de la capacité de déformation des murs en maçonnerie telles que fixées dans l'EC8. Lors de l'interprétation des résultats, il faut toutefois tenir compte du fait que, lors des essais, les murs n'étaient presque pas endommagés et qu'aucune accélération verticale n'a été appliquée sur les corps d'essai, de sorte qu'une rupture hors plan des linteaux endommagés, comme observée parfois lors de séismes, était impossible.

Tableau 8 : Résultats des essais menés sur des briques à l'EPFZ.

Nom	Force maximale env.	Rotation θ_u [%]	Fissuration ; mécanisme de rupture
TU1	56 kN	4,5	Fissures verticales de flexion dans la maçonnerie, rotules plastiques dans le pilier ; rupture : rupture en compression des briques le long des fissures et rupture de l'armature dans les rotules
TU2	54 kN	4,0	Fissures par paliers le long des joints en mortier, rotules plastiques dans le pilier, rupture : rupture de l'armature dans les deux rotules
TU3	55 kN	3,0	Fissures le long de la plupart des joints en mortier, allongement du pilier (déformation plastique) ; rupture par cisaillement du pilier dans la rotule
TU4	71 kN (88 kN ¹)	2,5	« Rocking » du pilier sur toute la longueur, rotules plastiques « négatives » ; après augmentation de la charge axiale sur les murs ; rupture par cisaillement du pilier
TU5	44 kN	4,0	Fissures le long de la plupart des joints en mortier, rotules plastiques dans le pilier ; rupture par flexion du pilier dans la rotule
TUA	100 kN.	2,0	Combinaison de fissures de flexion et de cisaillement dans la maçonnerie ; rupture au niveau du support du pilier
TUB	80 kN	1,5	Fissures verticales de flexion dans la maçonnerie ; rupture au niveau du support du pilier
TUC	80 kN	2,0	Fissures par cisaillement (fissures en « X ») ; rupture partielle de la voûte

TUD	80 kN	2,5	Fissures de flexion dans la voûte, fissures par cisaillement dans la maçonnerie ; rupture en compression de quelques briques dans la voûte, rupture partielle de la voûte
-----	-------	-----	---

¹ Force après l'augmentation de la charge axiale

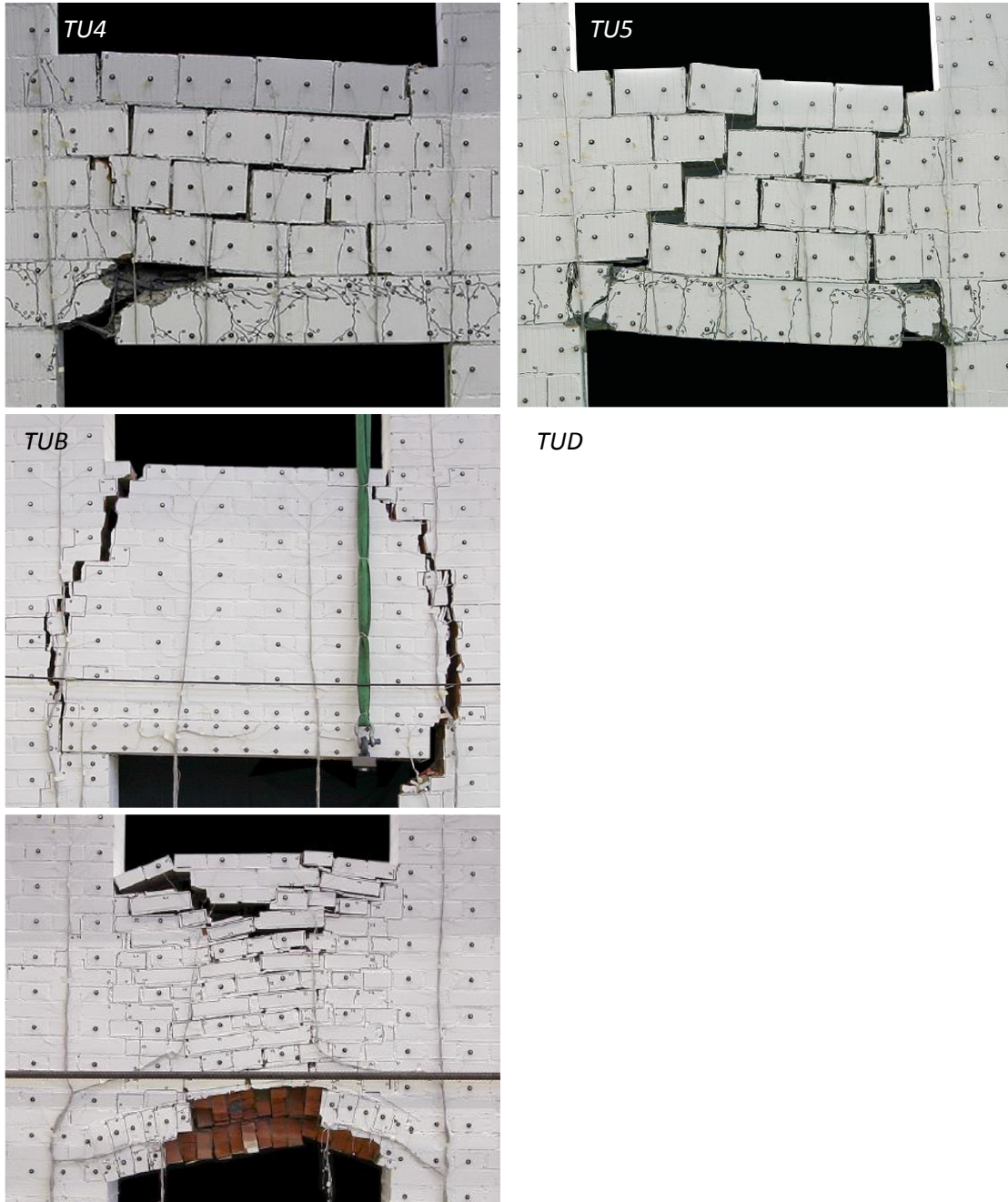


Figure 16 : rupture des linteaux en maçonnerie testés à l'EPFZ avec pilier en béton armé (TU4, TU5), avec poutre en bois (TUB) et voûte en maçonnerie (TUD).

3.2.2 EUCENTRE

Une autre série de tests a été menée à l'EUCENTRE à Pavia. On a testé sous sollicitation cyclique deux linteaux en maçonnerie à deux couches avec poutre en bois. L'essai était, de par sa structure, différent de celui de l'EPFZ, en raison du type de déformation appliquée. Au lieu d'une rotation, on a appliqué une déformation verticale sur les deux murs, voir figure 17. Le tableau 9 regroupe les propriétés des corps d'essai. Le premier corps d'essai a été testé sans que l'on empêche son allongement horizontal. Le deuxième corps d'essai a subi une force horizontale, qui a été diminuée au fil de l'essai. La charge verticale sur les murs était constante durant les essais et se montait à environ 0,2 MPa.

Tableau 9 : propriétés des linteaux testés à l'EUCENTRE.

Type	Nom	Contrainte	Maçonnerie	Autres
Pierres naturelles avec poutre en bois	Spécimen 1 Spécimen 2	cyclique cyclique	Pierre, deux couches Pierre, deux couches	Pression horizontale

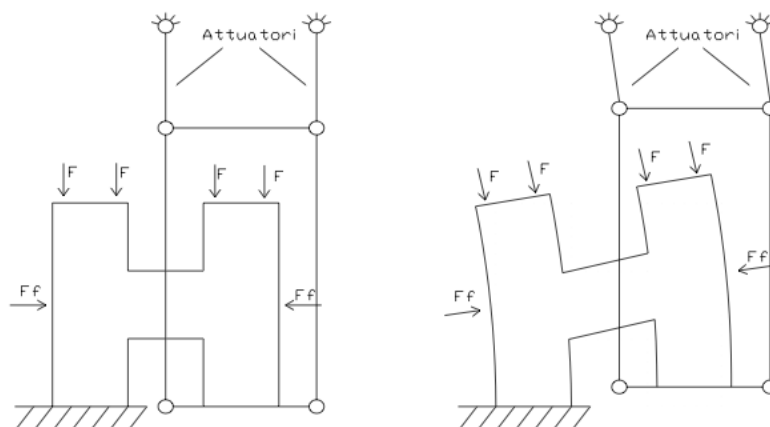


Figure 17 : schéma de l'application de la charge lors des essais effectués sur des linteaux en maçonnerie à l'EUCENTRE, Pavia.

Le tableau 10 rassemble les résultats des essais. Les deux essais n'ont pas été menés jusqu'à une chute significative de la charge. Lors du premier essai, on n'a pas empêché la déformation horizontale du corps d'essai. Des fissures verticales de flexion sont apparues aux extrémités du linteau et la poutre en bois a commencé à glisser sur le support, voir figure 18. La force dépendait essentiellement de la résistance au glissement. Les supports de la poutre n'ont néanmoins pas défailli, de sorte qu'on aurait pu leur appliquer de plus grosses déformations. Lors du deuxième essai, une force horizontale a été appliquée sur le linteau. Après un certain nombre de cycles, elle a été réduite de moitié. Lors de cet essai, d'importantes déformations se sont produites dans les murs ; ainsi, l'inclinaison du linteau n'était plus directement consécutive au déplacement du support. Les résultats de cet essai n'ont pas été réutilisés dans le présent projet en raison des gros dommages subis par les murs.

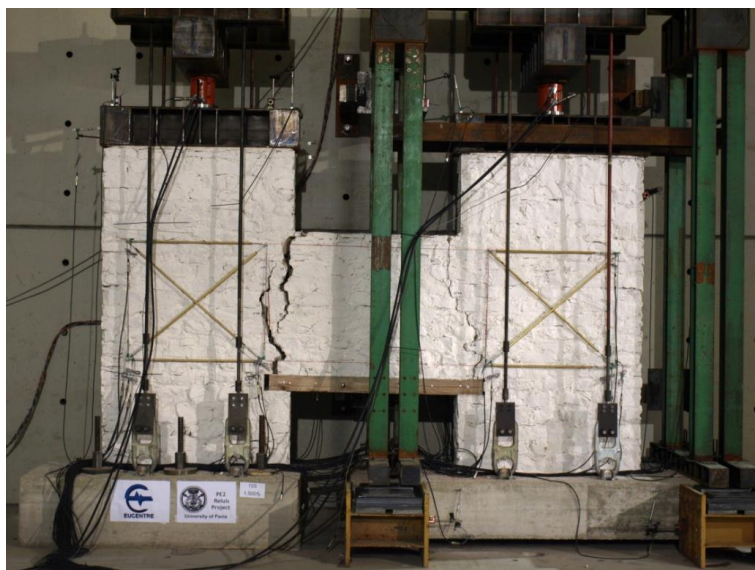


Figure 18 : fissure du premier corps d'essai (spécimen 1) des linteaux en pierres naturelles avec poutre en bois testés à l'EUCENTRE.

Tableau 10 : résultats des essais sur des linteaux à l'EUCENTRE.

Nom	Force maximale env.	Rotation θ_u [%]	Fissura ; mécanisme de rupture.
Spécimen 1	32 kN	> 0,7	Fissures verticales de flexion dans la maçonnerie, glissement de la poutre sur le support, interrompu avant la rupture
Spécimen 2	45 kN / 60 kN ¹	> 1,3	Pas d'indication

¹ Force après baisse de la force horizontale à 50 % de la valeur de sortie

3.3 Calibrage du modèle numérique

Pour la modélisation numérique, le programme de macro-élément Tremuri a été utilisé, comme mentionné au paragraphe 3.1.2. Dans ce programme, des paramètres de matériau variables et l'interaction entre la maçonnerie et d'autres éléments, comme les poutres en bois et les poutres annulaires, ne peuvent pas être modélisés explicitement. Au lieu de cela, il faut calibrer la géométrie et les paramètres des matériaux de sorte que ces effets puissent être pris en compte de manière approximative. Les modélisations effectuées avaient pour objectif de bien saisir les propriétés suivantes :

- rigidité initiale des linteaux
- force maximale (résistance) et inclinaison correspondante
- pente de la courbe charge-déformation après atteinte de la force maximale (taux de chute de la charge, rigidité « négative »)
- mécanisme de rupture

Comme seules des charges monotones et non cycliques ont été modélisées, la dissipation d'énergie a été prise en compte dans le calibrage, mais elle a été considérée comme moins importante. Lors du calibrage, on a adapté les paramètres des matériaux, par ex. le module de cisaillement et d'élasticité, les résistances à la traction et à la pression.

Pour les linteaux en maçonnerie avec des poutres en bois, les poutres ont été modélisées en tant qu'éléments non-linéaires, élasto-plastiques avec une « force de plastification » qui correspond à la force maximale qui peut être transmise par frottement. Pour pouvoir prédire le bon mécanisme de rupture, la résistance à la compression a dû être augmentée par rapport aux valeurs expérimentales et le coefficient de frottement a dû être diminué. Ce mécanisme dépend toutefois aussi de la façon dont le coefficient de frottement est déterminé expérimentalement, car ce dernier a tendance à causer une surestimation de la valeur réelle. La résistance à la compression a été augmentée pour forcer numériquement une rupture par cisaillement. Quand une rupture par cisaillement survient, la courbe charge-déformation se caractérise par une chute nette de la résistance (« softening »), alors qu'en cas de rupture par flexion, on établit numériquement une courbe charge-déformation qui est presque parfaitement élasto-plastique, sans chute significative de la résistance et ainsi également sans véritable force maximale. Grâce à ces modifications, le comportement initial du corps d'essai a été bien rendu, voir figure 19. Dans le cas du corps d'essai avec une charge horizontale constante, la diminution de résistance après la valeur maximale a également été bien prise en compte, même si la dissipation d'énergie a été sous-estimée. Pour le corps d'essai dont la charge horizontale dépendait de l'allongement, la charge axiale dans l'élément de traction a bien été prise en compte, mais la hausse de résistance qu'elle a engendrée n'a été prise en compte que dans la modélisation monotone, mais pas dans la modélisation cyclique. Pour les corps d'essai avec des voûtes en maçonnerie, on a entrepris qualitativement des adaptations similaires des valeurs des matériaux. Cependant, les voûtes n'ont pas été explicitement modélisées, mais considérées en tant que parties du macro-élément.

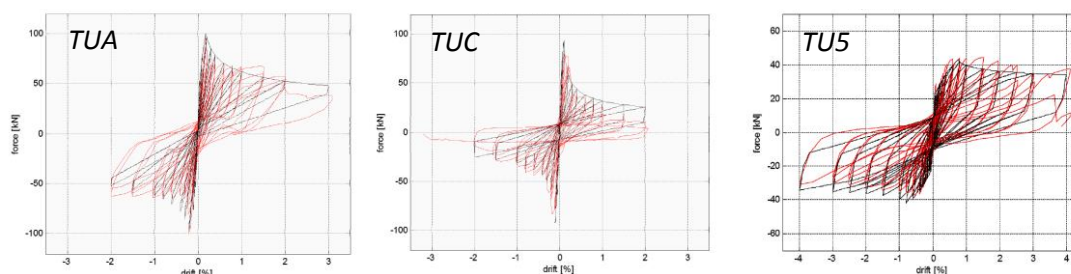


Figure 149 : résultats numériques et expérimentaux des linteaux avec poutre en bois (TUA), avec voûte en maçonnerie (TUC) et avec poutre en béton armé (TU5).

Pour les linteaux avec des poutres en béton armé, on a mis l'accent sur une modélisation correcte de l'élément en béton armé, car cet élément influence considérablement le comportement de l'ensemble. Deux points ont été particulièrement pris en compte : a) l'endroit où la rotule plastique se forme et b) l'interaction entre le béton armé et la maçonnerie. Le premier est probablement influencé fortement par la charge axiale dans les murs alors que l'interaction entre les deux matériaux pourrait engendrer des mécanismes de rupture difficiles à prédire. Comme la prise en compte de la formation de rotules, qui dépend de l'évolution de la charge axiale dans les murs, représente un important problème non linéaire difficile à modéliser, cet aspect a été laissé de côté dans un premier temps. Au lieu de cela, la modélisation s'est concentrée sur les cas dans lesquels une rotule apparaissait dans le linteau, comme cela a été le cas dans tous les tests sauf TU4. Pour TU4, on a constaté au

début que la poutre en béton armé se décollait des murs. Du point de vue des paramètres des matériaux, les mêmes modifications ont été entreprises que pour les éléments sans poutres en béton armé. On a également adapté un paramètre purement numérique, qui influence la déformation non linéaire en particulier du point de vue du passage du domaine élastique au domaine plastique. De bons résultats ont été obtenus, comme pour les autres linteaux, voir aussi figure 19.

Le linteau en pierres naturelles, qui était pourvu d'une poutre en bois, n'a pas pu être modélisé de manière cyclique. Comme on n'a appliqué aucune charge sur ce linteau, la charge dans le modèle numérique était limitée à la force transmise en friction par les appuis de la poutre. Cela peut poser problème lorsque l'on essaie de modéliser de manière dynamique les bâtiments sans poutre annulaire ou tirant. Le deuxième corps d'essai testé à l'EUCENTRE n'a pas été modélisé, car ses murs présentaient des dommages trop importants.

3.4 Modélisation des bâtiments test

Suite au calibrage des modèles, deux bâtiments test représentatifs du paragraphe 2.2.2 ont été modélisés. Il s'agit des bâtiments #7, en pierres naturelles avec des planchers en béton armé, et #8, en maçonnerie, moderne, avec des planchers en béton armé, selon tableau 5, voir également figures 3 b) et c). Les bâtiments ont d'abord été modélisés avec la version commerciale du programme Tremuri, « 3muri[®] », sans prendre en compte les adaptations effectuées auparavant pour la modélisation des linteaux. On a ensuite ajouté les formulations des macro-éléments des linteaux, puis on a effectué les modifications identifiées auparavant pour améliorer la modélisation du comportement. Dans la première modélisation, les limites de déformation pour les murs ont donc été prises en compte pour définir la rupture par l'inclinaison. Dans la dernière modélisation, ces limites n'ont pas été utilisées pour les linteaux, car la chute de la charge est prise en compte via les éléments calibrés des linteaux. Une analyse pushover a été effectuée pour les bâtiments. Il s'agit d'une analyse au cours de laquelle on applique un déplacement horizontal croissant. Le schéma de déformation à la base des déplacements effectués correspondait au premier mode propre et les effets de torsion ont été négligés.

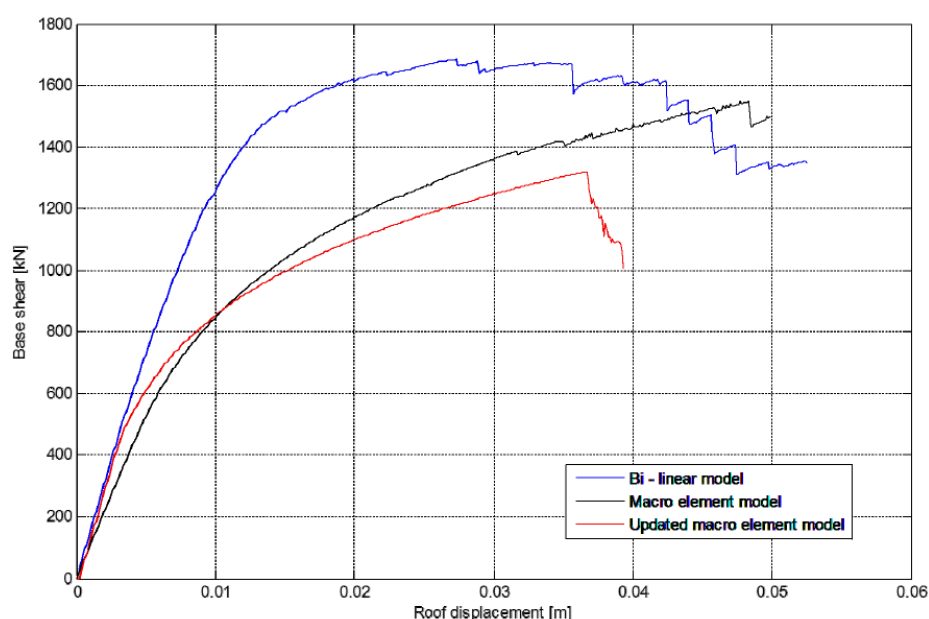


Figure 15 : courbe charge-déformation du mur de référence du bâtiment test #7.

Pour comparer les différences dans la modélisation, un mur du bâtiment #7 a été choisi comme référence. La figure 20 montre les courbes charge-déformation obtenues avec les différents modèles. Comme on le voit, la rigidité dans la modélisation avec l'élément calibré diminue nettement plus rapidement qu'auparavant. On voit également que la capacité de déformation et la résistance sont nettement inférieures avec l'élément calibré. Pour la résistance, cela est dû au comportement de flexion des linteaux du premier modèle. Ce comportement se caractérise par une résistance relativement constante jusqu'à l'atteinte du déplacement défini comme rupture et ne présente aucun pic marqué avec chute consécutive de la résistance. Cela se reflète aussi dans la courbe charge-déformation de l'ensemble du mur. Avec le modèle calibré, la résistance maximale n'est atteinte que nettement plus tard en raison de la rigidité plus faible, et une chute de la résistance a ensuite lieu plus rapidement à cause du comportement des linteaux dominé par le cisaillement. Une comparaison des parties de déformation de différents éléments des linteaux a montré que, pour un linteau en bas du mur, sur lequel une force normale importante s'applique, la partie de déformation par cisaillement dans le modèle calibré est nettement supérieure par rapport au modèle original, ce qui permet de conclure à une modification du mécanisme de rupture dans le modèle, d'un mécanisme de flexion à un mécanisme de cisaillement. Pour un élément de linteau situé dans le haut du mur et sur lequel est appliquée une force normale nettement plus faible, la déformation par cisaillement augmente certes nettement dans le modèle calibré, mais la rupture survient toujours en flexion. Ces types de ruptures ont été jugés réalistes, on peut donc en conclure que le modèle avec les éléments calibrés reproduit mieux les données expérimentales.

Pour le bâtiment test #8, une rupture par cisaillement a été pronostiquée pour la plupart des linteaux déjà avec les éléments non calibrés, de sorte que l'on est parti du principe que l'utilisation des éléments calibrés aurait une influence plus faible que pour le bâtiment test #7. Comme le montre la figure 21, cela a été le cas en termes de résistance. La rigidité initiale diminue toutefois à nouveau plus rapidement si l'on utilise les macro-éléments calibrés, et la déformation à partir de laquelle la résistance maximale est atteinte s'est nettement modifiée. Pour le bâtiment test #8, contrairement au bâtiment test #7, on a calculé une plus grande capacité de déformation avec les macro-éléments calibrés que dans le modèle original.

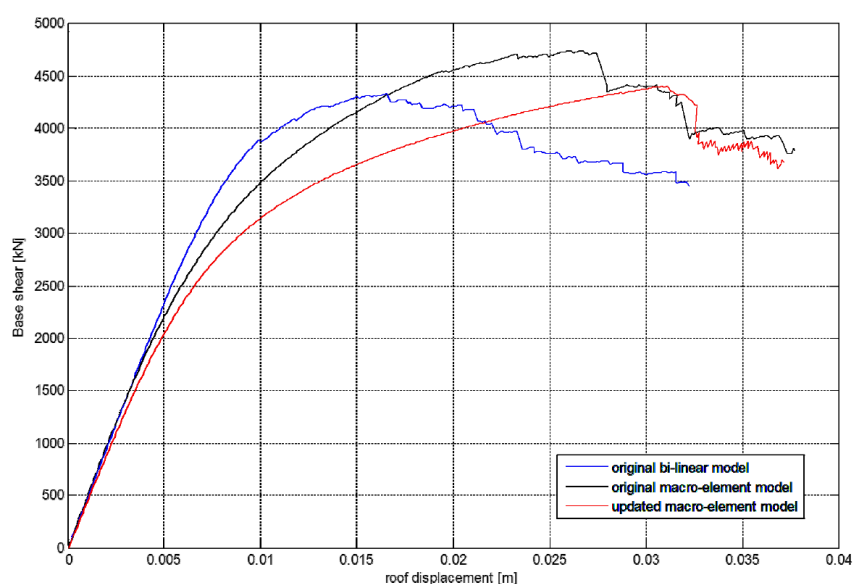


Figure 21 : courbe charge-déformation pour le bâtiment test #8.

3.5 Évaluation des degrés de dommage

Les dommages causés aux bâtiments par un séisme peuvent, comme expliqué au paragraphe 2.3, être classés en des degrés de dommage dépendant de la gravité de l'endommagement. Les degrés de dommage sont typiquement classés en différents niveaux, de « dommages légers » à « dommages très lourds / effondrement ». D'une part, la fréquence de survenue des différents degrés de dommage après un séisme fournit une indication concernant l'intensité du séisme. D'autre part, on peut émettre à l'aide des degrés de dommage les premières appréciations quantitatives concernant les pertes, par exemple du point de vue de la somme des dommages.

Une classification des dommages souvent utilisée en Europe est l'échelle selon EMS-98 (Grünthal, 1998), selon laquelle les dommages sont répartis en cinq degrés de dommage différents (DG). La description des degrés de dommage est basée qualitativement sur tout le bâtiment, par exemple pour DG2 : « Des fissures dans de nombreux murs » ("*Cracks in many walls*"). À part EMS-98, il existe d'autres directives développées pour le relevé des dommages après des séismes. Pour calculer et pronostiquer les dommages au moyen de modèles mécaniques, ces dommages définis qualitativement doivent être transposés en des paramètres que l'on peut prendre en compte mécaniquement, par exemple l'inclinaison du bâtiment ou les modifications de résistance ou de rigidité de la structure. Les expériences menées sur les linteaux de maçonnerie ont été utilisées pour comparer différentes définitions des degrés de dommage et examiner la manière dont les degrés de dommage peuvent être exprimés en paramètres mécaniques. Il faut tenir compte de plusieurs points : Les modèles mécaniques, mais également les descriptions qualitatives des dommages, se basent généralement sur tout le bâtiment, mais seul l'endommagement de certains éléments peut être examiné à partir des linteaux. Conformément à de nombreux modèles mécaniques, dans lesquels les linteaux n'ont pas été modélisés de manière détaillée, une prise en compte des murs serait plus appropriée, mais seuls des tests sur les linteaux ont été effectués dans le cadre de ce projet. Lors de relevés après des séismes, des dommages à des éléments non structurels ont également été pris en compte pour la classification dans les degrés de dommage, mais les modèles mécaniques ne prennent pas en compte ces éléments. Après le séisme, un classement est entrepris sur la base des dommages permanents, mais pour les modèles mécaniques, les degrés de dommage sont en général définis via les valeurs maximales, par ex. la déformation maximale. Il faut donc établir un lien entre la valeur maximale et les dommages permanents.

Tableau 11 : comparaison des définitions existantes des degrés de dommage pour les bâtiments en maçonnerie non armée de Hill et Rossetto (2008).

HAZUS '99	Slight				Moderate		Extensive		Complete	
FEMA 356	Operational			Immediate Occupancy	Life safety		Collapse Prevention			
Vision 2000 (index and damage descriptions)	10: Fully Operational	9: Fully Operational	8: Operational	7: Operational	6: Life safety	5: Life safety	4: Near collapse	3: Near collapse	2: Collapse	1: Collapse
EMS- 98	Fully Operational			Operational		Life safety		Near collapse		Collapse
GNDT	Light				Moderate-significant			Very significant		
Milutinovic and Trendafiloski, 2003 (RISK-UE: LM1-EMS based)	D0: None	D1: Slight			D2: Moderate		D3: Substantial to heavy		D4: Very heavy	D5: Destruction
Milutinovic and Trendafiloski, 2003 (LM2 -from equivalence provided)	None	Minor			Moderate		Severe		Collapse	
Lang & Bachmann, 2004 (EMS based)				DG1: Negligible to slight Damage		DG2: Moderate	DG3: Substantial to heavy		DG4: Very heavy	DG5: Destruction
Blong, 2003b	Light				Moderate		Heavy		Severe	Collapse

Le tableau 11 montre un aperçu de différentes échelles de dommage de la littérature. Deux approches existent en principe pour transposer ces échelles en des paramètres mécaniques : définition des degrés de dommage via les limites de déformation, par exemple selon la méthode décrite au paragraphe 2.3.3, et définition via des points marquants sur la courbe charge-déformation, par ex. au paragraphe 2.3.4. Le dernier type de définition a été examiné plus précisément dans le cadre du présent projet. On a aussi examiné les courbes charge-déformation des linteaux en maçonnerie avec poutre en béton armé testés à l'EPFZ. Pour ceux-là, les fissures et leur ouverture ont été évaluées à des fins de comparaison avec les descriptions qualitatives des degrés de dommage et les propriétés des courbes charge-déformation cycliques. Ces dernières ont ensuite été utilisées pour proposer de nouvelles définitions mécaniques des degrés de dommage. Le tableau 12 montre les nouveaux critères proposés en comparaison avec des propositions de la littérature. Lors de la comparaison des critères, il faut tenir compte du fait que les propositions de la littérature ont été développées pour des courbes charge-déformation bi-linéaires, alors que les nouveaux critères proposés reposent sur des relations charge-déformation détaillées. La figure 22 représente ces nouveaux critères ainsi qu'une courbe charge-déformation déterminée expérimentalement.

Avec ces nouveaux critères, une bonne concordance est atteinte entre la définition mécanique des limites, l'évaluation visuelle et la répartition correspondante au sein des degrés de dommage. Comme déjà mentionné, il faut cependant veiller à ce que cet examen avec les linteaux se réfère à un élément isolé et non à tout le bâtiment. Une modélisation détaillée est par ailleurs nécessaire pour l'utilisation des nouveaux critères. Si l'on effectue une modélisation simplifiée avec des courbes bi-linéaires de charge-déformation, il faut recourir à des critères existants de la littérature. Au niveau des linteaux, on a également constaté une bonne concordance entre définitions mécanique et qualitative des degrés de dommage pour les critères de Lagomarsino et Giovinazzi (2009).

Tableau 12 : *définition mécanique des degrés de dommage sur la base de la courbe charge-déformation – définition existante et nouvelle proposition.*

Limit state for onset of EMS damage grade	Oropeza for a single element (condensed from URM and RC element)	Lagomarsino and Giovinazzi	Proposed criteria
DG1	The onset of cracking starts when the tensile stress exceeds the tensile strength. The associated drift limit corresponds to that drift of the bilinear approximation where the actual force-rotation relationship changes the slope.	$0.7d_y$	Onset of cracking → Point where the stiffness degrades for the first time.
DG2	Behaviour of the structural element is nonlinear.	$1.5d_y$	Beginning of the non-linear behaviour and significant reduction in stiffness.
DG3	Not defined	$0.5(d_y + d_u)$	The element stiffness tends to zero.
DG4	Drop of the shear force by 20%	d_u	First significant drop of the shear force
DG5	Not defined		Not defined

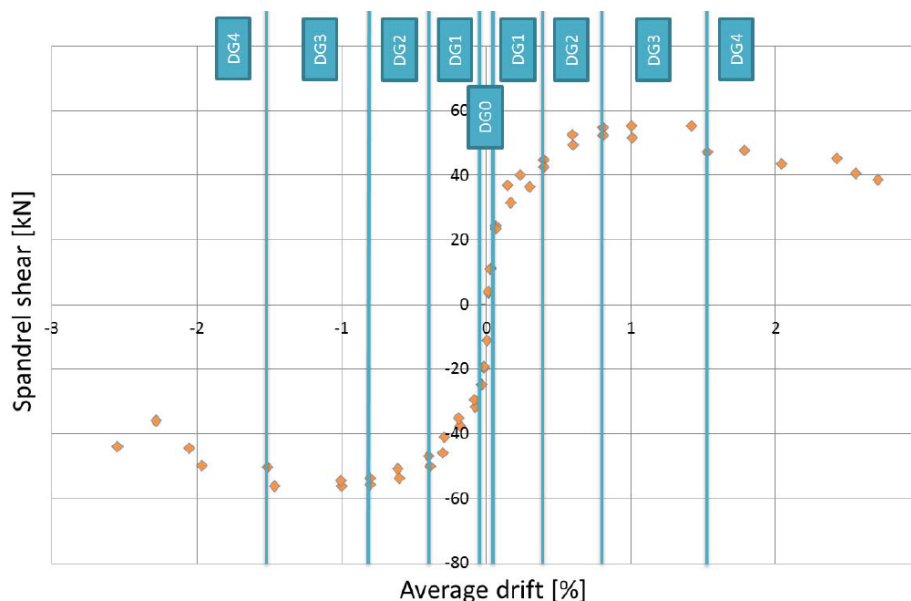


Figure 22 : nouvelle définition des degrés de dommage proposée pour une courbe charge-déformation déterminée de manière expérimentale.

4. Conclusions

Le présent projet « Fonctions réalistes de vulnérabilité sismique et de déplacement pour les bâtiments en maçonnerie en Suisse » est composé de trois sous-projets dans lesquels la détermination des fonctions susmentionnées est traitée sous différents aspects et avec diverses approches. Dans le sous-projet réalisé à l'EPFL, deux méthodes différentes de détermination des fonctions de fragilité des bâtiments suisses ont été développées. Dans le sous-projet effectué à Weimar, les données du séisme d'Albstadt en 1978 ont été analysées. Cette région se situe également dans une zone sismique modérée et avec un bâti comparable à celui de la Suisse. L'élaboration d'une base de données avec les informations récoltées après le séisme d'Albstadt s'avère donc très utile pour les études de vulnérabilité menées dans ce projet. Dans le sous-projet effectué à l'EPFZ et à l'EUCENTRE le comportement non-linéaire en déplacement des bâtiments en maçonnerie, en particulier l'influence des linteaux, a été examiné de manière détaillée sur la base d'études numériques et expérimentales.

Dans le sous-projet réalisé à l'EPFL, une typologie a été spécialement développée pour les bâtiments suisses et a été appliquée au bâti existant de deux villes suisses typiques pour en déterminer l'exposition (« exposure »). Les deux villes test ont d'abord fait l'objet d'une analyse préliminaire à l'aide de deux méthodes empiriques. Cette première estimation a permis par exemple d'identifier quelle partie de la ville est la plus vulnérable. Elle a surtout clairement montré que les méthodes empiriques développées dans d'autres régions ne peuvent pas être simplement transposées. En effet, les résultats obtenus avec les deux méthodes donnent une vue d'ensemble grossière, mais de nettes différences apparaissent dans le détail. Pour cette raison, deux méthodes analytiques ont été employées dans la suite des études pour la modélisation des bâtiments. Les études se sont essentiellement concentrées sur les bâtiments en pierres naturelles et les bâtiments modernes en maçonnerie de briques avec planchers rigides. Dans la première méthode, les bâtiments sont modélisés à l'aide d'hypothèses mécaniques simplifiées. De bons résultats ont été obtenus

pour les premiers degrés de dommage. Cependant la capacité de déformation est évaluée de manière plutôt pessimiste, ce qui avait déjà été relevé dans des études antérieures.

La deuxième méthode peut aussi être utilisée sans plans ou connaissances particulières des propriétés des matériaux. A la place, des mesures de vibration sont réalisées in situ afin de déterminer les propriétés dynamiques de la structure. Ces propriétés sont ensuite utilisées pour une modélisation plus fine du bâtiment. De bons résultats ont été obtenus pour les premiers degrés de dommage également avec cette méthode. Néanmoins, des recherches supplémentaires sont nécessaires pour savoir précisément comment les fréquences propres et les amortissements déterminés expérimentalement évoluent dans le domaine inélastique et donc comment la méthode peut être améliorée pour le calcul des degrés de dommage supérieurs. Par ailleurs, des valeurs limites relativement grossières de l'inclinaison d'étage ont été utilisées dans cette méthode pour la définition des degrés de dommage. Ces valeurs, déterminées à l'aide d'une base de données expérimentales, pourront être améliorées dans le futur et inclure d'autres types de maçonnerie. La comparaison des deux méthodes a en outre montré que les résultats peuvent plus dépendre des hypothèses de modélisation que des paramètres déterminés sur la base des propriétés des bâtiments. Une combinaison des deux méthodes selon leurs « forces » permettrait certainement d'améliorer les résultats. Par exemple, les fréquences propres pourraient être déterminées avec la méthode expérimentale et la capacité de déformation pourrait être calculée avec la méthode basée sur les hypothèses mécaniques, sachant que l'évaluation de la capacité de déformation avec cette méthode peut encore être améliorée. D'une manière générale, il s'est aussi avéré dans ce sous-projet que les bâtiments en maçonnerie sont finalement moins vulnérables que redouté initialement. Les résultats de ce sous-projet ainsi que ceux d'autres études de la littérature ont montré que la nature des éléments horizontaux, c'est-à-dire les planchers, mais également la présence d'éléments « non porteurs » ou « non structuraux », comme les façades et les cloisons, ont une influence significative sur les fréquences propres, au moins pour les faibles sollicitations. Étant donné que les fréquences propres ont une influence déterminante, également en ce qui concerne la demande en déformation, il a été proposé dans ce sous-projet de déterminer les courbes de fragilité en fonction du déplacement spectral, car cette grandeur est directement associée à la fréquence correspondante.

Le sous-projet concernant le comportement non linéaire de la maçonnerie s'est concentré sur l'influence des linteaux sur le comportement en déformation, car celui-ci n'a pas fait l'objet de beaucoup de recherches jusqu'ici et est souvent négligé ou considéré que de façon approximative dans les modèles. Les essais réalisés sur différents linteaux ont montré que la relation charge-rotation du linteau est souvent caractérisée par un pic marqué suivi d'une brusque chute de résistance. Une certaine capacité de dissipation d'énergie a cependant été observée dans les tests cycliques. La résistance à la rupture et la capacité de déformation peuvent être relativement élevées. La grande capacité de déformation est toutefois à mettre sur le compte des conditions d'essais qui ont empêché un fort endommagement du mur et, par-là même une modification des conditions d'appui ainsi qu'une rupture hors-plan du linteau fissuré. Le comportement du linteau avec une poutre en béton armé a été fortement influencé par cette dernière, par exemple en ce qui concerne la capacité de déformation et le mécanisme de rupture.

Dans l'utilisation du programme Tremuri, avec lequel les linteaux ont été modélisés à l'aide de macro-éléments, grâce à un choix judicieux des paramètres des matériaux, ces éléments ont été forcés vers un comportement dominé par le cisaillement, afin de reproduire les pics suivis de brusques chutes de résistance. La résistance serait surestimée dans le domaine inélastique avec un élément dont le comportement est dominé par la flexion, car ces éléments sont caractérisés par une résistance relativement constante sur un plus grand domaine de déformation. La rigidité initiale a dû être significativement réduite dans la plupart des cas, en particulier pour les linteaux avec des poutres en béton armé, afin de

mieux reproduire les données expérimentales. Cette réduction peut dépendre de la combinaison de l'orientation et du type de briques avec la direction de chargement dans le linteau. En présence de tirant dans le linteau, il a néanmoins été difficile de prendre en compte numériquement l'évolution de la force associée et, par là-même l'augmentation correspondante de la résistance, car l'évolution de cette force dépend de l'allongement du corps d'essai. Cette difficulté est d'autant plus grande que le tirant est rigide, car l'erreur potentielle augmente. D'une manière générale, on peut affirmer qu'il a été possible numériquement de bien suivre les cycles expérimentaux. Les linteaux avec une très faible charge horizontale font toutefois exception. Leur dissipation d'énergie était certes élevée au cours des expériences, mais comme elle dépendait du frottement entre les linteaux et la maçonnerie, elle était très difficile à modéliser.

De futurs travaux de recherche pourront encore améliorer la reproduction correcte du comportement cyclique des bâtiments en maçonnerie en tenant compte de l'énergie dissipée par les linteaux. Par ailleurs, les modèles « classiques », bi-linéaires devront être améliorés afin de mieux modéliser la chute de résistance dans le domaine inélastique, éventuellement en introduisant des limites de déformation. Des essais expérimentaux supplémentaires avec des linteaux de formes et de modes de construction différents seraient en outre nécessaires pour un meilleur étalonnage des modèles de calcul.

En vue d'applications pratiques, les résultats de ce projet de recherche peuvent être résumés comme suit :

- Les bâtiments en maçonnerie représentent une part importante du bâti existant suisse (plus de 50 % dans les deux villes examinées plus en détail dans ce projet). Leur vulnérabilité a donc une influence déterminante sur la vulnérabilité de l'ensemble du bâti existant.
- Les bâtiments suisses en maçonnerie sont moins vulnérables que redouté au début du projet ou dans des études précédentes comme p. ex. Aigle (plutôt de classe de vulnérabilité C que B).
- Les fonctions de fragilité et les méthodes empiriques pour étudier la vulnérabilité, développées dans d'autres pays et régions, ne peuvent pas être facilement transposées à la Suisse en raison de certaines spécificités du bâti existant suisse, impliquant des différences significatives au niveau du comportement sismique.
- Le comportement des linteaux peut fortement influencer le comportement d'un bâtiment, tant du point de vue de la résistance que de celui de la capacité de déformation. C'est la raison pour laquelle les linteaux devraient être considérés dans la modélisation. Pour les bâtiments examinés dans ce projet, de bons résultats ont été obtenus avec des macro-éléments lorsque les linteaux ont été modélisés avec des macro-éléments dont le comportement est dominé par le cisaillement.

5. Glossaire

- Accélération du sol : accélération au niveau du sol engendrée par un séisme. L'accélération maximale est souvent utilisée comme valeur pour caractériser un séisme.
- Fonctions de fragilité : elles montrent la probabilité de dépassement d'un degré de dommage donné en fonction de la sollicitation sismique (p. ex. accélération spectrale, intensité).
- Intensité I : correspond systématiquement dans ce rapport à l'intensité macrosismique qui est définie selon la gravité des dommages et leur probabilité d'occurrence.

- Courbe de capacité : décrit la relation charge-déformation d'une structure soumise à un chargement horizontal.
- Degré de dommage DG (« Damage Grade »): une mesure de la gravité de l'endommagement d'un bâtiment. L'échelle EMS-98, qui est généralement utilisée, définit cinq degrés de dommage de DG1 « Dommages légers » à DG5 « Dommages très lourds / effondrement ».
- Accélération spectrale : accélération maximale à laquelle une structure avec une fréquence propre donnée est soumise durant un séisme. Selon la fréquence propre de la structure, cette accélération peut être supérieure, mais également inférieure à l'accélération du sol.
- Fonctions de vulnérabilité : elles montrent la répartition de l'endommagement en fonction d'une valeur qui caractérise la violence d'un séisme (p. ex. accélération spectrale, intensité).

6. Bibliographie

- Ambraseys, N., Smit, P., Sibjornsson, P., Suhadolc, P., and B. Margaris (2002) *Internet site for European strong-motion data* European Commission, Research Directorate General, Environment and Climate Program
- Belmouden, Y., Lestuzzi, P., (2007) *On the seismic vulnerability assessment of unreinforced masonry buildings in Switzerland – Research Report*, EPFL IMAC, Lausanne.
- Calvi, G. M. (1999) *A displacement-based approach for vulnerability evaluation of classes of buildings*, Journal of Earthquake Engineering, Vol. 3, No. 3, pp. 411-445.
- EC8 (2004) *Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance – Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings*, Europäisches Komitee für Standardisierung, 1998-1, Ausgabe 2004.
- Grünthal, G. (Ed.) (1998) *European Macroseismic Scale 1998 EMS-98*, Cahiers de Centre Européen de Géodynamique et de Seismologie, Volume 15, Luxemburg.
- Hiller, D., (1985) *Makroseismische Wirkungen des Albstadt-Bebens vom 3. September 1978 in Baden-Württemberg*, Dissertation, Institut für Geophysik der Universität Stuttgart.
- Lang, K. (2002) *Seismic vulnerability of existing buildings*, PhD Thesis, ETH Zürich.
- Magenes, G., Morandi, P., Penna, A. (2008) *WP7 Deliverable D7.1c Tests results on the behavior of masonry under static cyclic in plane lateral loads*, Technical report Coll-Ct-2003-500291, Enhanced Safety and Efficient Construction of Masonry Structures in Europe (ESECMASE).
- Michel, C., Lestuzzi, P., Oropeza, M., Lattion, E. (2008) *Seismic Vulnerability of Swiss Masonry buildings: Findings and issues – Research Report*, EPFL IMAC, Lausanne, Publication No. 8.
- Michel, C., Oropeza, M., Lestuzzi, P. (2009) *Seismic Vulnerability of Existing Masonry Buildings – Final Research Report*, EPFL IMAC, Lausanne, Publication No. 10.
- Milutinovic, Z. V., Trendafiloski, G. S. (2003) *Risk-UE An advanced approach to earthquake risk scenarios with applications to different European towns. WP4: Vulnerability of current buildings*, European project.
- Schwarz, J., Beinersdorf, S., Swain, Th., Leipold, M., Langhammer, T., Kaufmann, Ch. (2007) *Auswertung der Schadendaten des Albstadt Bebens 1978 und Übertragung auf charakteristische Mauerwerksgebäude in der Schweiz*, Bauhaus Universität Weimar, Abschlussbericht.

Schwarz, J., Beinersdorf, S., Swain, Th., Langhammer, T., Leipold, M., Kaufmann, Ch., Wenk, Th. (2008) *Realistic vulnerability and displacement functions for masonry structures derived from damaging earthquakes in central Europe*, 14th World Conference on Earthquake Engineering, Beijing, China.

Sellami S. et al. (2002) *Seismic hazard map of Switzerland* Schweizerischer Erdbebendienst SED