



ÉCOLE POLYTECHNIQUE
FÉDÉRALE DE LAUSANNE

**VULNÉRABILITÉ ET RISQUE SISMIQUE
DE LA VILLE D'AIGLE**

**1^{ère} PARTIE
INVENTAIRE SISMIQUE ET
VULNÉRABILITÉ DU BÂTI
TRADITIONNEL**

Geneviève BRENNET

Dr. Kaspar PETER

Prof. Dr. Marc BADOUX

Décembre 2001

INSTITUT DES STRUCTURES
LABORATOIRE DE CONSTRUCTION EN BÉTON

**FACULTÉ ENVIRONNEMENT
NATUREL ARCHITECTURAL ET
CONSTRUIT**



« Le risque sismique est un problème qui concerne la société plutôt que l'individu. »

Dr. M. Koller, Président de la Société Suisse de Génie Parasismique

Impressum

© Décembre 2001

**Ecole Polytechnique
Fédérale, Lausanne**

**Etablissement Cantonal
Vaudois d'Assurance, Pully**

Titre

Inventaire sismique et vulnérabilité du bâti traditionnel

Auteurs

Geneviève BRENNET
Dr. Kaspar PETER
Prof. Dr. Marc BADOUX

Adresse

EPFL – IS.BETON
ENAC
CH-1015 Ecublens
Internet <http://is-beton.epfl.ch>
Téléphone +41 21 693 28 86
Téléfax +41 21 693 58 84

Vulnérabilité sismique du bâti d'Aigle

Inventaire sismique & Vulnérabilité sismique des bâtiments de construction traditionnelle

Préface	iii
Résumé	v
1. Introduction	1
1.1 Etude du risque sismique	1
1.2 Objectifs de l'étude	1
1.3 Choix de Aigle	2
1.4 Contenu du rapport	2
1.5 EMS 98	3
2. Inventaire sismique d'Aigle	5
2.1 Méthodologie	5
2.2 Bâti suisse	6
2.3 Catégories sismiques	7
2.4 Classes de vulnérabilité et courbes de vulnérabilité	9
2.5 Relation entre les catégories sismiques et les classes de vulnérabilité	10
2.6 Résultats	12
3. Vulnérabilité sismique de bâtiments multi-étages de construction traditionnelle	17
3.1 Comportement sismique	23
3.2 Estimation de la vulnérabilité	24
4. Vulnérabilité sismique d'Aigle	27
4.1 Classes de vulnérabilité et répartition des bâtiments	27
4.2 Vulnérabilité d'ensemble du bâti	29
4.3 Scénarios	30
5. Conclusions	33
Glossaire	37
Notations	39
Littérature	41

Annexes

- A. Projet d'évaluation du risque sismique du bâti d'Aigle
- B. Extraits de l'EMS 98
- C. Compléments sur la vulnérabilité sismique
- D. Constructions en maçonnerie traditionnelle
- E. Comportement sismique des constructions en maçonnerie traditionnelle
- F. Analyse de bâtiments en construction traditionnelle
- G. Documents couleurs

Préface

Ce rapport présente les résultats d'un projet pilote sur l'évaluation de la vulnérabilité sismique du bâti de la ville d'Aigle située dans le canton de Vaud. Ce projet s'inscrit dans le contexte d'une prise de conscience croissante de l'importance du risque sismique en Suisse. Afin de pouvoir gérer ce risque d'une manière rationnelle, il faut pouvoir le quantifier. Au vu de l'influence prépondérante de la tenue sismique des bâtiments sur le risque, il est essentiel de mieux connaître la vulnérabilité réelle du bâti. Ce projet est une contribution à l'effort de recherche requis.

Ce projet de recherche a été réalisé dans le cadre d'un mandat de recherche attribué par l'Etablissement Cantonal d'Assurance (ECA) du Canton de Vaud au Laboratoire de Construction en Béton de l'Institut de Structures, (IS – IS.BETON) de l'Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne (EPFL). Il a été réalisé sous la direction du Prof. Dr M. Badoux et du Dr K. Peter.

Remerciements

Nous tenons à remercier premièrement et chaleureusement l'Etablissement Cantonal d'Assurance du Canton de Vaud pour le soutien financier et technique qui a rendu possible cette recherche. Nous remercions particulièrement son directeur M. J.-R. Guignard pour son appui efficace et visionnaire. Nous avons également beaucoup apprécié les contributions apportées par MM. M.O. Burdet, J.-D. Verdon et J.M. Lance à ce projet.

Nous tenons également à remercier l'administration communale d'Aigle et en particulier MM. F. Kaehr et Nicolet pour leur temps et la mise à disposition de données, actuelles et d'archives, concernant la ville d'Aigle et ses bâtiments. Nous remercions aussi Mme P. Yoakim du bureau d'Architectes Nicollier et Pilloud (la Tour-de-Peilz, 1814) pour le temps qu'elle nous a consacré et les documents qu'elle a mis à notre disposition concernant le bâtiment de l'Alimentarium de Vevey.

Plusieurs collaborateurs de l'IS.BETON ont contribué à cette recherche. Nous remercions en particulier MM. V. Pellissier et G. Oreiller, Nous remercions également Mlles J. Massonne, D. Pache ainsi que M. B. Gardel pour leur contribution.

Les auteurs

Résumé

Résumé

Ce rapport présente les résultats de la première phase d'un projet pilote. Le projet consiste en l'évaluation du risque sismique d'une population de bâtiments. La population choisie est la ville d'Aigle. Le risque sismique est la combinaison de la vulnérabilité des bâtiments, de l'aléa et de la valeur économique en danger. Les résultats présentés ici sont ceux de l'évaluation de la vulnérabilité sismique du bâti d'Aigle. Cette étude s'est faite en deux parties, premièrement un inventaire sismique du bâti d'Aigle et deuxièmement une évaluation de la vulnérabilité sismique des bâtiments de construction traditionnelle au moyen d'une analyse détaillées de cinq bâtiments représentatifs.

Inventaire sismique

Dans l'étude de la vulnérabilité sismique d'une grande population de bâtiments, chaque bâtiment ne peut être analysé séparément. C'est pour cela qu'il est nécessaire de faire un inventaire, c'est-à-dire de considérer une approche globale, simple et statistique du comportement des bâtiments. Le rapport comprend la création d'un inventaire sismique pour la ville d'Aigle. La première étape fut de classer chaque bâtiment dans une catégorie sismique. Généralement, il existe, à l'intérieur d'une population de bâtiments, plusieurs types de structures et de géométries, cette réalité complexe est simplifiée par la segmentation des bâtiments en groupes ayant des caractéristiques similaires en termes de performances sismiques. Ces catégories sismiques sont directement liées aux types de structures se retrouvant dans la population de bâtiments. Les bâtiments ont été classés dans les différentes catégories sismiques sur base principalement d'observations visuelles. La vulnérabilité de chaque catégorie sismique est quantifiée par la distribution de ses bâtiments dans différentes classes de vulnérabilité. Les classes de vulnérabilité sont définies par leur courbe de vulnérabilité. Ces courbes donnent, pour chaque classe de vulnérabilité, le taux probable de bâtiments subissant un certain niveau de dégâts en fonction de l'intensité du séisme. Ces différentes étapes ont été réalisées principalement sur base des indications se trouvant dans l'EMS 98 [Grünthal et al. 1998]. La combinaison de la classification des bâtiments dans les différentes classes de vulnérabilité et des courbes de vulnérabilité a permis de réaliser une courbe de vulnérabilité d'ensemble pour la ville d'Aigle. Cette courbe permet pour chaque intensité MSK de déterminer le taux de bâtiments

subissant un certain niveau de dégâts. En d'autres mots, cette courbe permet de réaliser des scénarios pour la ville d'Aigle.

Vulnérabilité sismique des bâtiments de construction traditionnelle

La recherche sur la tenue sismique des structures existante et en particulier des constructions en maçonnerie est relativement récente. Jusque dans les années 80, la recherche sismique se concentrait sur le dimensionnement des structures nouvelles. Afin de mieux cerner la vulnérabilité sismique des constructions en maçonnerie traditionnelle du bâti d'Aigle, une analyse détaillée de cinq bâtiments a été réalisée. Quatre des bâtiments ont été choisis parmi le bâti d'Aigle et le cinquième, pour des raisons de disponibilité de plans, parmi les bâtiments de la ville de Lausanne. Ces cinq bâtiments sont considérés comme représentatifs des bâtiments de construction traditionnelle du bâti d'Aigle. L'analyse est principalement basée sur les méthodes d'évaluation des constructions existantes proposées par les documents FEMA 273 et FEMA 356. Les résultats montrent que ces bâtiments se trouvent pour la grande majorité dans la classe de vulnérabilité A. Contrairement aux indications proposées dans l'EMS 98, tous les bâtiments ne se trouvent pas dans la classe de vulnérabilité A mais, partagés entre la classe A et la classe B. Par exemple, pour les bâtiments ayant 3.5 étages, la répartition est de 65% des bâtiments dans la classe A et 35% dans la classe B. C'est sur base de ces résultats que la répartition des bâtiments de construction traditionnelle du bâti d'Aigle, dans les différentes classes de vulnérabilité, s'est faite.

1. Introduction

1.1 Etude du risque sismique

Ce rapport présente les résultats de la première phase d'un projet pilote. Le projet consiste en l'évaluation du risque sismique [Glossaire] d'une population de bâtiments. La population choisie est la ville d'Aigle. Dans cette première phase, il s'agissait de déterminer la vulnérabilité [Glossaire] sismique du bâti d'Aigle. Dans la seconde phase, la vulnérabilité est combinée à l'aléa ou probabilité d'occurrence et à la valeur économique ou valeur en danger [Glossaire] pour quantifier en termes économiques le risque sismique lié au bâti d'Aigle (Figure 1). Les résultats de cette seconde phase seront présentés dans un second rapport [Pellissier V., Badoux M., 2003]

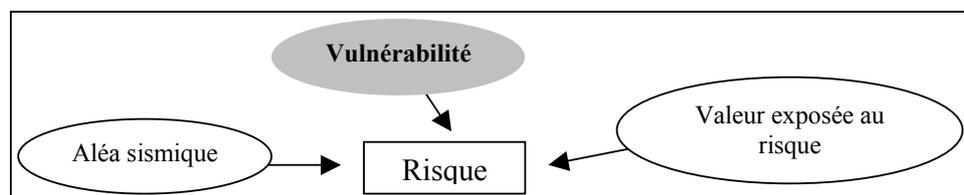


Figure 1: Paramètres influençant le risque sismique

La vulnérabilité d'une population est dominée par les bâtiments les plus vulnérables, il est donc important de déterminer dès le début de la recherche quels sont ces bâtiments, quel est leur nombre et leur importance par rapport à l'entier du bâti. Nous verrons dans cette étude que ce sont les bâtiments de construction traditionnelle (maçonnerie de pierres et/ou de moellons) qui dominent la vulnérabilité de la ville d'Aigle.

1.2 Objectifs de l'étude

Le but de cette étude est de donner une estimation de la vulnérabilité du bâti vaudois, sur la base d'une étude statistique sur une population type de bâtiments. L'étude comprend un inventaire des bâtiments, une étude bibliographique et une analyse détaillée de quelques bâtiments en construction traditionnelle (maçonnerie de moellons ou de pierres). Une analyse de la vulnérabilité structurale du bâti est établie afin de permettre une estimation des dégâts [Glossaire] lors d'un séisme d'une intensité donnée.

1.3 Choix de Aigle

Pour ce projet, la ville d'Aigle, située dans le canton de Vaud, a été choisie (figure 2 et carte des zones cadastrales en annexe G). La commune d'Aigle s'étend sur une superficie de 1637ha et compte environ 7500 habitants. Les bâtiments les plus anciens de la ville datent du XI^{ème} siècle. Les bâtiments de l'actuel centre-ville datent d'une période allant du XV^{ème} au XIX^{ème} siècle.

Aigle est située dans une zone de sismicité moyenne. Pour un séisme d'intensité MSK de 7, la période de retour estimée est d'environ 100 ans et 1000 ans pour une intensité MSK de 8.

Sa taille, d'environ 1500 bâtiments, permet une analyse visuelle de la totalité des bâtiments tout en gardant une grande variété de structures. Cette ville dispose d'une grande variété de types de structures et est représentative de beaucoup de villes suisses.



Figure 2: Ville d'Aigle [version couleur en annexe G]

1.4 Contenu du rapport

Ce rapport contient les résultats de deux des phases principales de l'étude sur l'évaluation du risque sismique pour une population de bâtiments. Cette étude s'est faite en deux parties. Premièrement la réalisation de l'inventaire sismique et l'évaluation de la vulnérabilité de la ville d'Aigle (présentés dans ce rapport). Deuxièmement, l'évaluation du risque sismique pour cette ville.

- L'inventaire sismique : Chapitres 1, 2 et 4 et leurs annexes.
- La vulnérabilité sismique des bâtiments de construction traditionnelle : Chapitre 3 et annexes.

1.5 EMS 98

L'inventaire et la quantification de la vulnérabilité sismique d'Aigle sont basés largement sur l'European macroseismic scale 1998 (l'EMS 98 [Grünthal et al. 1998]). L'EMS 98 [Grünthal et al. 1998] est une échelle permettant d'estimer l'intensité d'un séisme après qu'il se soit produit et ce, sur base d'une échelle de dommages. Le document peut également être utilisé à l'inverse pour prédire quels seront les dégâts sur une population de bâtiments pour un séisme d'une intensité donnée. Ce document a été édité en 1998 par le Groupe de travail sur les échelles macro-sismiques de la Commission Européenne de Sismologie. Cette échelle est largement connue et utilisée en Europe. Il a semblé souhaitable que cette étude soit compatible avec l'approche de l'EMS 98. Les principaux éléments de l'EMS 98 [Grünthal et al. 1998] qui ont été utilisés sont présentés en annexe B. Dans ce rapport le document EMS 98 [Grünthal et al. 1998] sera désormais nommé de la façon suivante : EMS 98. Lorsque cette étude a dévié de l'approche de l'EMS 98, ceci est indiqué. C'est notamment le cas pour l'estimation de la vulnérabilité des bâtiments de construction traditionnelle.

2. Inventaire sismique d'Aigle

2.1 Méthodologie

Dans l'étude de la vulnérabilité sismique d'une grande population de bâtiments, chaque bâtiment ne peut être analysé séparément. C'est pour cela qu'il est nécessaire de faire un inventaire, c'est-à-dire de considérer une approche globale, simple et statistique du comportement des bâtiments.

Le rapport comprend la création d'un inventaire sismique pour la ville d'Aigle. La figure 3 montre de manière schématique la méthodologie utilisée pour cet inventaire.

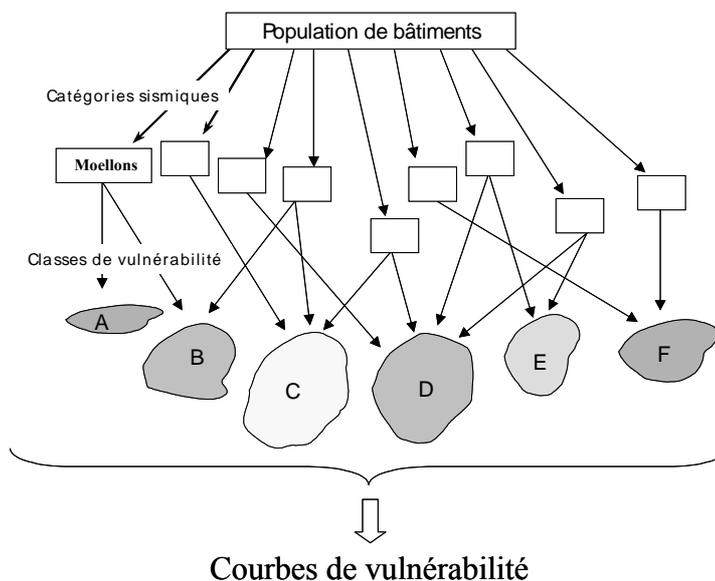


Figure 3: Méthodologie pour l'inventaire sismique

La première étape fut de classer chaque bâtiment dans une catégorie sismique (par exemple, bâtiments de maçonnerie moderne, bâtiments avec murs en béton armé ou encore bâtiments en construction métallique). Généralement, il existe, à l'intérieur d'une population de bâtiments, plusieurs types de structures et de géométries. Cette réalité complexe est simplifiée par la segmentation des bâtiments en groupes ayant des caractéristiques similaires en termes de performances sismiques. Ces catégories sismiques sont directement liées aux types de structures se retrouvant dans la population de bâtiments. Le nombre de catégories sismiques doit être choisi sur base d'impératifs « concurrents » de simplicité et de représentation réaliste de la grande diversité de

bâtiments. La vulnérabilité de chaque catégorie sismique est quantifiée par la distribution de ses bâtiments dans différentes classes de vulnérabilité. Les classes de vulnérabilité sont définies par leur courbe de vulnérabilité [Glossaire]. Ces courbes sont basées sur les indications de l'EMS 98, qui pour chaque intensité de séisme propose un certain de taux de bâtiments subissant un certain niveau de dégâts. Ces courbes donnent, pour chaque classe de vulnérabilité, le taux probable de bâtiments subissant un certain niveau de dégâts en fonction de l'intensité d'un séisme. Les dégâts se réfèrent à la structure du bâtiment, c'est-à-dire à ses éléments structuraux et non structuraux. L'approche est statistique, elle propose un certain pourcentage de bâtiments souffrant d'un certain niveau de dégâts. Dans une phase en cours de réalisation du projet, non reportée ici, un lien sera établi entre le degré probable de dégâts et les pertes résultantes. Combiné avec les données d'aléa, cela permet une évaluation du risque sismique de la population de bâtiments.

2.2 Bâti suisse

L'étude statistique sur l'âge et la répartition des bâtiments en fonction de leur utilisation publiée par [Wüest & Partner 1994] nous donne plusieurs renseignements sur le bâti suisse. Cette étude est basée sur les renseignements obtenus lors des recensements fédéraux tous les dix ans. Les valeurs qui apparaissent ci-dessous sont celle de l'étude publiée en 1994.

En 1990, le nombre total de bâtiments en Suisse était d'environ 2'300'000 La valeur totale assurée était de 1'584 milliards de francs suisses.

Le tableau 1 donne la répartition des bâtiments selon leurs années de construction. Environ la moitié des bâtiments datent d'avant les années 1950 dont une grande partie est en construction traditionnelle. A ce jour on peut supposer que plus de 90% du bâti actuel a été construit avant l'introduction des premières normes suisses avec prescriptions parasismiques modernes [SIA 160, 1989]. La figure 4 présente la répartition des bâtiments selon leur affectation.

Année de construction	Nombre de bâtiments	Volume (valeur assurée)
Avant 1947	47%	40%
1947 – 1960	13%	11%
1961 – 1975	21%	27%
1976 - 1990	19%	22%

Tableau 1: Age des bâtiments [Wüest & Partner 1994]

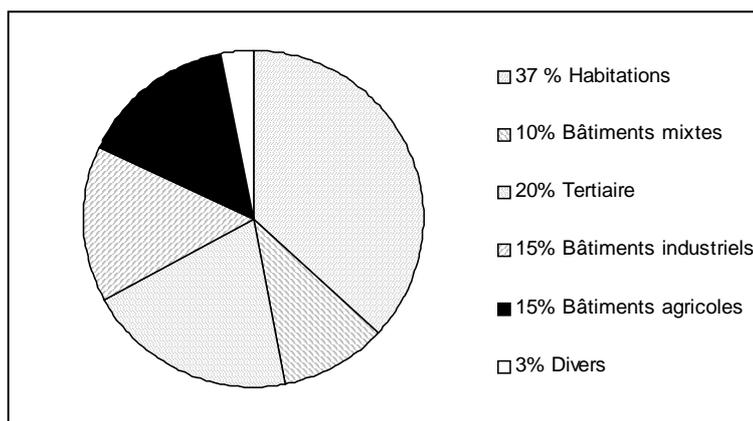


Figure 4: Répartition des bâtiments selon leur affectation [Wüest & Partner 1994]

2.3 Catégories sismiques

Comme indiqué à la figure 3, la première étape de l'inventaire était d'assigner chaque bâtiment à une catégorie sismique (un type de structure). Cette classification a été réalisée sur base d'observations visuelles de l'extérieur des bâtiments, complétées par des données de l'administration communale et le plan cadastral de la ville. Chacun d'entre eux a alors été individuellement placé dans une catégorie sismique. Pour cette étape, aucune démarche probabiliste n'a été utilisée, chaque bâtiment a été visualisé et analysé séparément. Seules les citernes (silos) n'ont pas été prises en compte. La raison en est que ces structures ne sont pas considérées comme des valeurs immobilières par les compagnies d'assurance et n'entrent donc pas en compte dans la comptabilisation des bâtiments. La catégorie sismique n'a pas été le seul paramètre pris en compte pour l'inventaire. La première différenciation qui a été faite, est la zone dans laquelle se trouvait le bâtiment. Le plan cadastral de la ville propose une division de celle-ci en plusieurs zones, comme par exemple, le centre ville, la zone résidentielle, industrielle ou agricole. Cette zonification des bâtiments sera très utile lors de l'évaluation des dommages directs et indirects pour ce qui est du risque

sismique de la ville. En dehors de la catégorie sismique et de la zone, le nombre d'étages et l'affectation (habitation, commerce, industrie, publique et agricole) furent aussi collectés pour chaque bâtiment (les combles ont été comptés comme un demi étage). Le nombre d'étages est important lors de la détermination de la vulnérabilité des bâtiments (paragraphe 2.5).

Les catégories sismiques utilisées pour Aigle correspondent approximativement aux types de construction. Elles sont largement basées sur celles proposées dans l'EMS 98 et sont adaptées pour la population de bâtiments de la ville d'Aigle. Elles sont:

- Bâtiments en maçonnerie traditionnelle (moellons et autres)
- Bâtiments en maçonnerie traditionnelle (pierres taillées)
- Bâtiments en maçonnerie moderne
- Bâtiments avec murs en béton armé
- Bâtiments avec cadres en béton armé
- Bâtiments en construction métallique (acier)
- Bâtiments en bois

L'EMS 98 propose des exemples de bâtiments pour chaque catégorie sismique. Des exemples de bâtiments types provenant du bâti d'Aigle sont également donnés en annexe G.

La figure 5 montre que la plus importante catégorie en terme du nombre de bâtiments est celle des bâtiments en maçonnerie traditionnelle (moellons et autres). C'est un fait relativement commun dans les petites villes européennes. Cette constatation est très importante d'un point de vue sismique étant donné que les séismes ont montré à maintes reprises que ces bâtiments ont tendance à être très vulnérables.

Il est à noter que les citernes sont incluses à la figure 5 à titre indicatif car elles sont nombreuses à Aigle. Elles ne seront cependant pas comptabilisées dans les bâtiments de la ville pour la suite de l'étude.

Cette figure montre également la distribution de chaque catégorie en termes de nombres d'étages. Les bâtiments de 2 à 3.5 étages dominent la catégorie des bâtiments en maçonnerie traditionnelle (moellons et autres). Dans la catégorie des bâtiments avec murs en béton armé, la majorité des bâtiments ont 4 étages ou plus (et ont un plus grand volume par bâtiment).

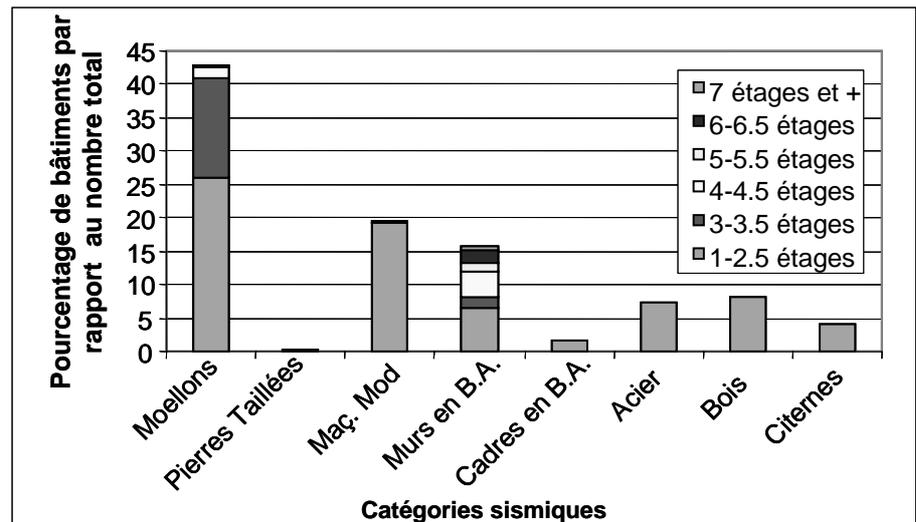


Figure 5: Répartition des bâtiments dans les différentes catégories sismiques [version couleur en annexe G]

2.4 Classes de vulnérabilité et courbes de vulnérabilité

La vulnérabilité peut être définie comme le degré de pertes pour un élément de risque donné résultant d'un certain niveau d'aléa. Dans cette recherche, la description de la vulnérabilité est basée sur la nomenclature et les indications formulées dans l'EMS 98. Les bâtiments répertoriés dans les catégories sismiques sont distribués dans les six classes de vulnérabilité (Figure 7). La classe A comprend les structures les plus vulnérables comme les bâtiments en maçonnerie traditionnelle et la classe F, les structures les moins vulnérables comme par exemple beaucoup des structures en acier.

Chaque classe de vulnérabilité peut être caractérisée par une courbe de vulnérabilité. Ces courbes sont définies pour chaque classe de vulnérabilité et donnent le taux de dégâts probables pour une certaine intensité MSK (Annexe A2). La courbe pour la classe B est montrée en exemple à la figure 6. Elle montre le degré de dommages pour une population de bâtiments pour une certaine échelle d'intensités. Cette figure montre par exemple que pour un séisme d'intensité MSK de VIII, il est supposé qu'aucun bâtiment ne subisse de dégâts de degré 5, 5% des bâtiments subiront des dommages de degré 4, 25% de degré 3, 30% de degré 2, 30% de degré 1 et 10% ne subiront aucun dommage.

Les degrés de dommages sont ceux de l'EMS 98. L'illustration de ces degrés de dommages est présentée dans l'EMS 98 pour les bâtiments en maçonnerie et pour les bâtiments en béton armé:

- Degré 1: Dommages négligeables à légers (pas de dommages structuraux et de légers dommages non structuraux.)

- Degré 2: Dommages modérés (légers dommages structuraux et dommages non structuraux modérés)
- Degré 3: Dommages importants à lourds (dommages structuraux modérés et lourds dommages non structuraux)
- Degré 4: Très lourds dommages (lourds dommages structuraux et très lourds dommages non structuraux)
- Degré 5: Destruction (très lourds dommages structuraux)

Des bâtiments subissant des degrés de dommages 4 ou 5 sont considérés comme devant être démolis et reconstruits. En conséquence, d'un point de vue économique, la valeur totale du bâtiment est considérée comme perdue. Les figures de l'EMS 98 explicitant ces degrés de dommages sont données en annexe B

Les courbes de vulnérabilité sont basées sur les indications de l'EMS 98. Il y est indiqué par exemple que pour un séisme d'intensité MSK de IX, « beaucoup de bâtiments de la classe de vulnérabilité A subiront des dommages de degré 5 » ou « que beaucoup de bâtiments de la classe de vulnérabilité D subiront des dommages de degré 2 et quelque uns de degré 3. » Ces indications ont été interprétées quantitativement afin de développer les courbes de vulnérabilité pour chacune des six classes de vulnérabilité (Annexe C). Les courbes couvrent une échelle d'intensités sismiques allant de VI à XI (les intensités les plus hautes sont très peu probables en Suisse mais ont été incluses pour l'intérêt scientifique).

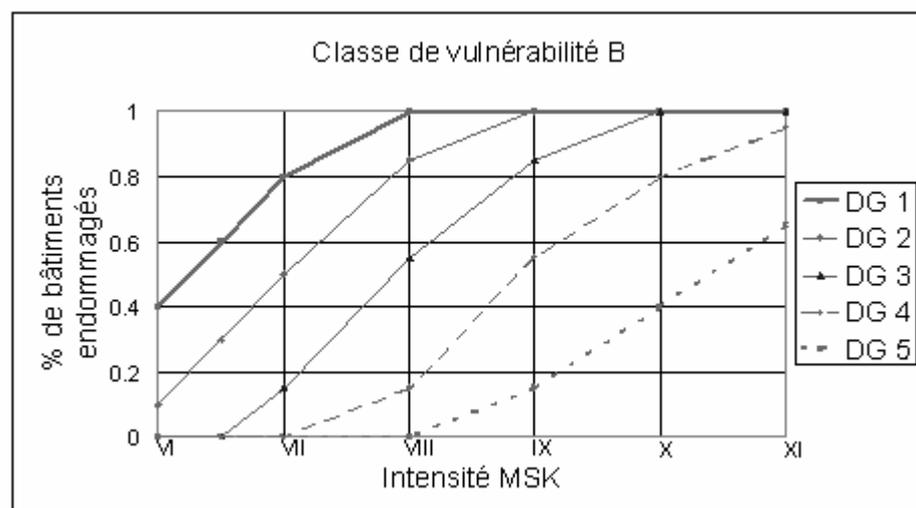


Figure 6: Courbe de vulnérabilité (classe B)

2.5 Relation entre les catégories sismiques et les classes de vulnérabilité

A partir du moment où les catégories sismiques et les classes de vulnérabilité ont été définies, il était possible de les relier. L'EMS 98 a été

utilisée comme point de départ pour cette opération. La figure 7 fournit des informations sur la vulnérabilité pour beaucoup de catégories sismiques. Elle indique par exemple que pour les structures métalliques, la majorité des bâtiments se trouve dans la classe de vulnérabilité E, une partie se trouve dans les classes D et F et une très petite partie se trouve dans la classe C. Ces indications ont été interprétées quantitativement (Le trait tillé signifie 10%, le trait plein 20% et le cercle est la différence entre le 100% et les autres classes) et adaptées aux caractéristiques du bâti suisse. L'illustration de l'interprétation quantitative proposée par l'EMS 98 se trouve en annexe C, tableau 4. Ce tableau donne pour chaque catégorie sismique et pour chaque nombre d'étages la répartition des bâtiments dans les différentes classes de vulnérabilité.

Dans le but de produire un inventaire sismique orienté vulnérabilité, la relation entre les catégories sismiques et les classes de vulnérabilité a été quantifiée, comme indiqué dans l'exemple suivant. Pour les bâtiments en maçonnerie moderne (i.e., les bâtiments avec les murs en maçonnerie de briques et les dalles en béton armé), la distribution est de 20% pour la classe de vulnérabilité B, 70% pour la classe C et 10% pour la classe D. Cette distribution a été appliquée aux bâtiments ayant entre 3 et 3.5 étages. Elle fut ensuite modifiée pour tenir compte de l'influence du nombre d'étages sur la vulnérabilité sismique. Pour les bâtiments avec 1 à 2.5 étages, la distribution est de 10% pour la classe de vulnérabilité B, 50% pour la classe C et 40% pour la classe D. Par contre, pour les bâtiments avec 5.5 étages, la distribution est de 20% pour la classe de vulnérabilité A, 70% pour la classe B et 10% pour la classe C. Le détail de cette distribution pour chaque catégorie sismique se trouve en annexe C, tableau 4. Le tableau qui y est présenté donne pour chaque catégorie sismique et pour chaque nombre d'étages, la répartition des bâtiments dans les différentes classes de vulnérabilité.

Pour la plupart des catégories sismiques, cette adaptation s'est faite sur la base de résultats de recherches. Des renseignements utiles provenant aussi bien d'études théoriques que de rapports de dommages « post-earthquake » étaient disponibles pour les constructions de type moderne. Pour les bâtiments en béton armé par exemple, une étude sur la vulnérabilité des bâtiments suisses était disponible [Peter K., 2000]. L'exception étant les bâtiments en maçonnerie traditionnelle pour lesquels la distribution utilisée est basée sur les résultats de l'analyse détaillée de cinq bâtiments.

Type of Structure	Vulnerability Class					
	A	B	C	D	E	F
MASONRY	○					
	○	—				
	○	—				
	○	—	○	—		
	○	—	○	—		
	○	—	○	—		
	○	—	○	—		
REINFORCED CONCRETE (RC)	○	—	○	—		
			○	—		
			○	—	○	—
			○	—		
			○	—		
			○	—		
STEEL			○	—		
WOOD		○	—			

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

Figure 7: EMS 98: Types de structures

2.6 Résultats

Le nombre de bâtiments d'Aigle est d'environ 1500. La ville comprend plusieurs zones dont le centre-ville, la zone résidentielle, la zone agricole et la zone industrielle. La diversité des zones et des affectations qui y sont associées implique une grande variété dans les types de structures rencontrés. La ville d'Aigle est représentative d'autres petites villes du canton de Vaud en particulier et de Suisse en général.

Catégories sismiques

La figure 5 montre la répartition des bâtiments dans les différentes catégories sismiques. On peut voir sur cette figure que :

- La majorité des bâtiments (~43%) font partie de la catégorie des bâtiments en maçonnerie traditionnelle, comme par exemple le bâtiment de la figure 8. Ces bâtiments forment la majeure partie des bâtiments du centre-ville. Cette valeur de 43% correspond assez bien à la moyenne suisse qui se situe aux alentours des 47% [Wüest & Partner 1994] pour tous les bâtiments construits avant 1947. Ces 47% correspondent aux bâtiments de construction traditionnelle et aux premiers bâtiments en béton armé. Ces bâtiments ont un nombre d'étages limité qui se situe entre 2 et 3.5

(comme mentionné plus haut, le demi étage correspond aux combles).

- Les deux autres catégories importantes en termes de nombre de bâtiments sont :
 - Les bâtiments en maçonnerie moderne (~20%), dominés par les bâtiments ayant entre 1 et 2.5 étages. Ces bâtiments correspondent aux villas privées de la zone résidentielle.
 - Les bâtiments avec murs en béton armé (~16%) qui sont divisés en deux grandes classes. Premièrement, les bâtiments avec 1 à 2.5 étages comprenant certains bâtiments administratifs et des bâtiments de bureaux. Deuxièmement, les bâtiments avec 3 étages ou plus qui eux comprennent les bâtiments modernes d'habitations collectives.

Ces trois catégories réunissent ensemble environ 79% des bâtiments de la ville d'Aigle.



Figure 8: Bâtiment en maçonnerie traditionnelle, particulièrement vulnérable

Nombres d'étages

La figure 9, complément de la figure 5, montre la répartition des bâtiments en fonction du nombre d'étages. On remarque que :

- Le plus grand nombre de bâtiments se trouve dans la catégorie ayant entre 1 et 2.5 étages (69% des bâtiments), la catégorie suivante est la catégorie des bâtiments ayant entre 3 et 3.5 étages (17% des bâtiments).

- On remarque donc que la majorité des bâtiments ont un nombre d'étages limité. Les deux catégories précitées représentent ensemble 86% des bâtiments
- Les bâtiments ayant entre 1 et 2.5 étages sont dominés par deux types de structure (catégories sismiques), les bâtiments de maçonnerie traditionnelle (38%) et les bâtiments de maçonnerie moderne (28%).
- Les bâtiments ayant entre 3 et 3.5 étages sont eux dominés par les bâtiments de maçonnerie traditionnelle (88%) et les bâtiments avec murs en béton armé (10%).

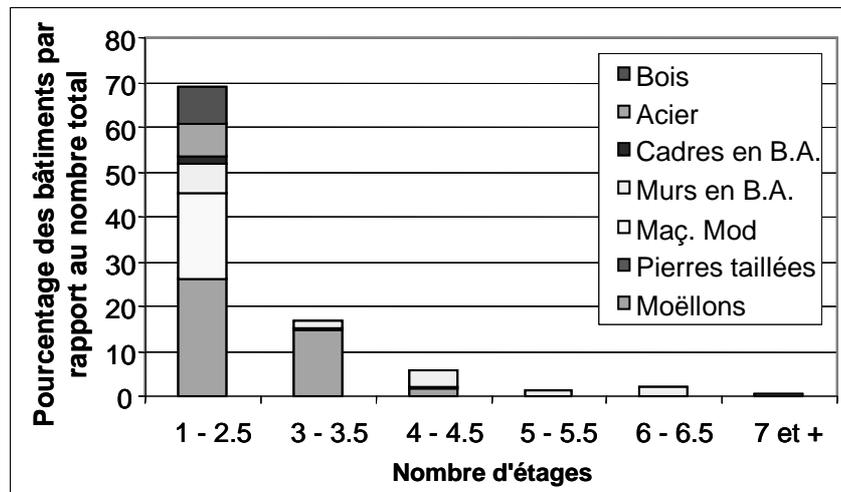


Figure 9: Répartition des bâtiments en fonction du nombre d'étages [version couleur en annexe G]

La figure 10 montre que les bâtiments sont en majorité de bâtiments d'habitations et de commerces. Ces bâtiments sont dominés par les catégories de bâtiments en maçonnerie traditionnelle (moëllons) et par les bâtiments en maçonnerie moderne. Cela implique que ce sont ces bâtiments qui sont les plus vulnérables au point de vue de la structure et qui vont impliquer le plus de risque pour les personnes. C'est donc sur ces bâtiments qu'il est important de concentrer les efforts en ce qui concerne le renforcement parasismique des structures existantes.

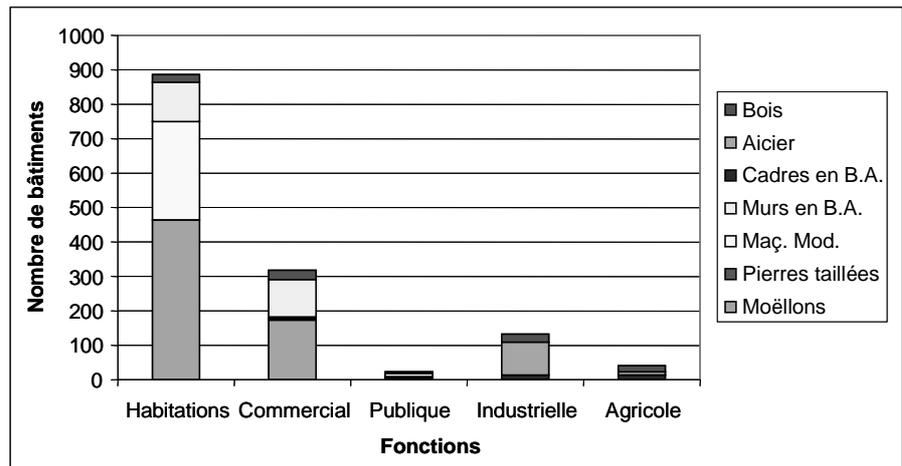


Figure 10: Répartition des bâtiments pour les différentes affectations

3. Vulnérabilité sismique de bâtiments multi-étages de construction traditionnelle

Dans ce chapitre, les caractéristiques principales ainsi que quelques exemples représentatifs de bâtiments en construction traditionnelle vont être analysés. L'analyse de ces bâtiments va être faite au moyen de calculs d'ingénieur afin de mieux cerner leur vulnérabilité. Etant donné que dans cette analyse, c'est la vulnérabilité qui nous intéresse, et non une évaluation de la sécurité structurale, les approches utilisées ne seront forcément pas parfaitement identiques aux analyses proposées dans les normes. De même, pour les propriétés mécaniques des valeurs moyennes vont être estimées afin de s'adapter au mieux à leur dispersion d'un bâtiment à l'autre. Les approches utilisées s'appuient sur la recherche et des modèles qui y ont été proposés récemment.

Les bâtiments en maçonnerie forment la plus importante catégorie en nombre de bâtiments pour la ville d'Aigle. Dès lors ce sont ces bâtiments qui vont dominer la vulnérabilité d'ensemble de la ville d'Aigle. Leur vulnérabilité est peu connue du fait du peu de renseignements disponibles et de la difficulté de les analyser. Cependant, il est attendu qu'elle sera importante. C'est pour cette raison qu'il est important de les analyser un peu plus dans le détail afin de déterminer de manière un peu plus précise leur vulnérabilité en ce qui concerne les bâtiments de la ville d'Aigle.

Le choix des bâtiments en maçonnerie pour l'étude détaillée s'est fait en plusieurs étapes. La première étape fut d'aller dans les archives de la ville d'Aigle afin de trouver les plans d'époque de bâtiments. Une quinzaine de bâtiments a d'abord été sélectionné sur base des critères suivant :

- Construction en maçonnerie traditionnelle (murs en maçonnerie de pierres ou de moellons et planchers en bois)
- Année de construction entre 1850 et 1920
- Bâtiments existant encore et/ou disponibilité de plans ou de dessins pour l'analyse
- Bâtiments multi étages

Ensuite parmi ces quinze bâtiments, les cinq bâtiments les mieux documentés et répondant le mieux aux critères ont été sélectionnés. Les plans, les propriétés des matériaux et les théories utilisées se trouvent en annexe F. Les principaux résultats de l'analyse se trouvent au paragraphe 3.2.

Exemples de bâtiments en maçonnerie

Les bâtiments de construction traditionnelle, construits en maçonnerie, ont été étudiés sur place, à Aigle et Lausanne, et dans la littérature. La comparaison des deux sources a montré un accord dans de nombreux domaines. Il semble notamment que les métiers de construction en Europe centrale profitaient des échanges à travers les frontières.

Ci-dessous, deux exemples de bâtiments caractéristiques sont présentés (figures 11 et 12). On peut distinguer les éléments structuraux suivants : murs extérieurs, murs porteurs à l'intérieur, fondations, dalles et toit (charpente en bois ou autre matériau).

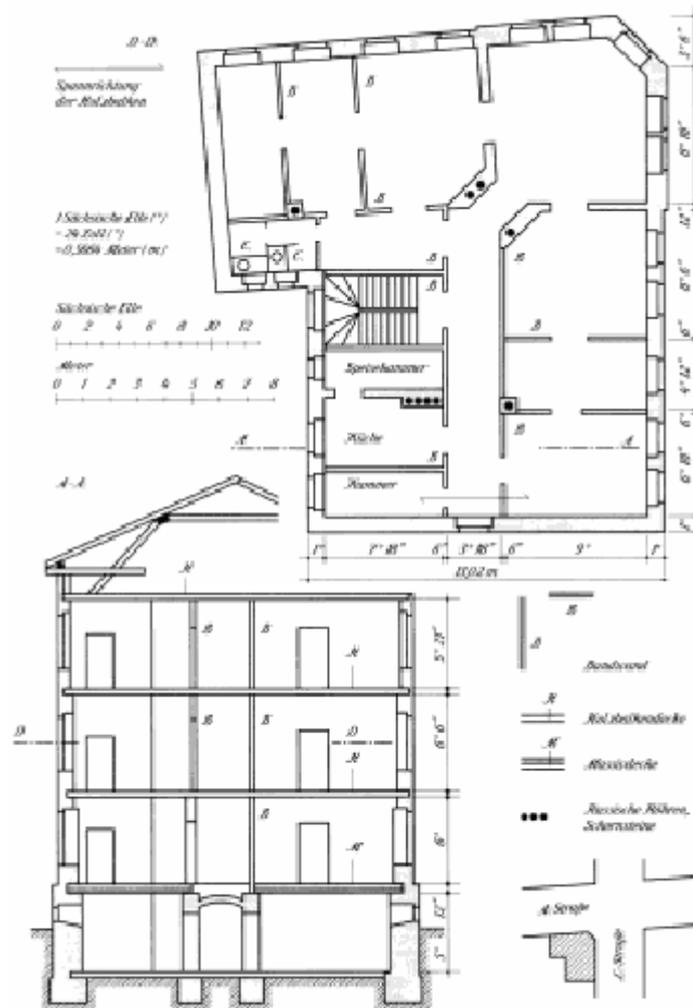


Figure 11: Schéma d'un bâtiment de construction traditionnelle (1860), de Leipzig (Allemagne). Ce type de construction est également représentatif des constructions de l'époque en Suisse.

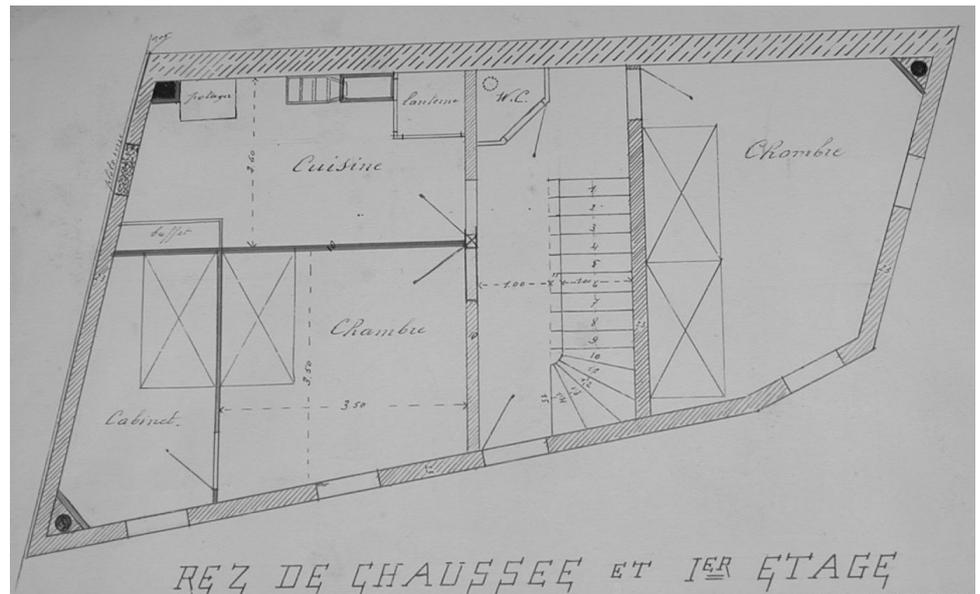


Figure 12: Bâtiment du 19^{ème} siècle à Aigle (vue en plan ; une section de ce bâtiment est donnée à la figure 14).

remarque par rapport au comportement sismique

Les exemples présentés ci-dessus montrent deux aspects importants des bâtiments en construction traditionnelle. Premièrement, la majorité de la masse du bâtiment se trouve dans les murs (et non dans les dalles comme pour les constructions contemporaines). Ensuite, les dalles ne forment en règle générale pas de diaphragme rigide, mais elles sont (par rapport aux murs en maçonnerie) flexibles. On a constaté dans plusieurs recherches expérimentales que la rigidité de la dalle et la résistance de sa liaison avec les murs porteurs a une influence prépondérante sur le comportement sismique du bâtiment [Benedetti et al. 1996 ; Calvi et al. 1996 ; Tomazevic et al. 1996 ; Abrams 1997]. Dans la suite, les études détaillées de bâtiments prennent en considération ces paramètres.

Éléments structuraux : murs en maçonnerie

murs extérieurs

Les murs extérieurs sont souvent très épais (0.6 m à 0.8 m ; voir aussi section 3.1.2) et construits en maçonnerie de pierres naturelles taillées, de moellons ou de briques industrielles. Souvent, on trouve des mélanges de ces matériaux de constructions : les éléments visibles (encadrements de portes et fenêtres) sont construits dans un matériau plus prestigieux que les éléments moins visibles. En règle générale, la maçonnerie est couverte de crépi, même, si le mur a été construit avec des pierres bien taillées. Il arrive de temps en temps que, les angles des murs aient été renforcés par de la maçonnerie de grosses pierres taillées.

murs porteurs à l'intérieur

Généralement, les murs à l'intérieur du bâtiment sont eux aussi porteurs. Cette caractéristique provient du fait qu'à l'époque, les dalles ne

pouvaient être construites avec des portées très importantes. Ceci ayant pour conséquence que les murs intérieurs servaient d'appuis intermédiaires pour les dalles. En règle générale, les murs à l'intérieur d'un bâtiment sont nettement moins épais que les murs extérieurs. D'une part, ils ne remplissent pas une fonction d'isolation thermique aussi importante que les murs extérieurs et d'autre part, ils disposent de plus de stabilisation latérale grâce aux autres murs et aux dalles. Il arrive de temps à autre que les murs intérieurs soient construits avec d'autres matériaux et/ou d'autres techniques que les murs extérieurs.

composants variables et évolution des composants

La maçonnerie des murs peut être groupée comme suit :

- maçonnerie en briques de terre cuite
- maçonnerie en pierres naturelles taillées
- maçonnerie en pierres naturelles non taillées (moellons)

De plus, la qualité et le type de briques ne sont pas les seuls à varier, le type de mortier varie également. Dus aux innovations importantes qui ont été réalisées depuis la fin du 18^{ème} siècle, la qualité et la composition du mortier ont fortement évolué. Le ciment « Portland », a été découvert en 1844, et depuis on a utilisé du mortier à base de ciment ou de mortier calcaire. De plus amples détails sur les matériaux de construction datant de 1800 à 1940 se trouvent à la section 6.2, « Constructions traditionnelles ».

maçonnerie des bâtiments en construction traditionnelle

Dans les recherches menées sur les murs des bâtiments en construction traditionnelle, on a souvent trouvé des murs hétérogènes et difficiles à classer. Un exemple issu de l'hôtel d'Angleterre à Ouchy est donné à la figure 13. Des observations pareilles ont été faites à l'Alimentarium de Vevey et dans plusieurs bâtiments à Aigle.

Différents modes de construction d'un mur en maçonnerie en pierres naturelles sont notamment illustrés dans la norme SIA 178, Annexe A.



Figure 13: Section d'un mur en maçonnerie composé de plusieurs types de pierres et de bouts de briques (Hôtel d'Angleterre, Ouchy, Lausanne).

règle de dimensionnement

Le dimensionnement de l'épaisseur d'un mur en maçonnerie au 19^{ème} siècle était basé sur l'expérience et très probablement qu'aucun calcul statique n'était effectué [Ahnert et al. 2000]. Une règle simple détermine l'épaisseur du mur en fonction de sa hauteur, de sa longueur entre deux appuis horizontaux, et dans une moindre mesure, de la qualité de la maçonnerie [Ahnert et al. 2000]. Cela montre, que la stabilité du mur était centrale dans le dimensionnement.

La règle pour la détermination de l'épaisseur d'un mur est:

$$t = \frac{L \cdot h}{n \cdot \sqrt{L^2 + h^2}}$$

- t épaisseur du mur
- h hauteur totale du mur
- L longueur du mur, voir l'entraxe entre deux murs de stabilisation
- n facteur prenant en compte la qualité de la maçonnerie, n = 8 - 12

Pour un mur très long et sans appuis, l'épaisseur requise était donc comprise entre h/12 et h/8.

Les épaisseurs des murs de l'hôtel de l'Angleterre (d'Ancre) à Ouchy correspondent bien à cette règle.

De cette règle de dimensionnement, on peut déduire que les charges statiques présentes dans un mur pareil sont nettement inférieures à sa capacité portante. Néanmoins, la résistance ultime en compression (sous

des efforts verticaux) et la résistance à l'effort tranchant d'un mur sont des paramètres importants dans une analyse d'ingénieur. Cette résistance dépend de la résistance à la compression des briques (ou des pierres), de leur forme, de leur appareil, de la résistance du mortier, de l'épaisseur de la couche en mortier et de l'interaction entre les briques et le mortier [Calvi et al. 1996]. Ce grand nombre de paramètres importants démontre que la prédiction de la résistance à la compression dépend énormément de divers paramètres difficiles à pondérer. Cette remarque n'est pas seulement valable pour la résistance à la compression des murs en maçonnerie, mais aussi et surtout pour la résistance à l'effort tranchant (parallèle au plan du mur).

Eléments structuraux : fondations

Les fondations des murs consistent en un fossé relativement peu profond (0.5 m dans le cas de l'hôtel d'Angleterre, à Ouchy), dans lequel les murs sont posés. Grâce aux faibles charges verticales sur les murs, un sol de résistance moyenne (sédiments, etc.) peut reprendre les contraintes. Dans le cas du bâtiment no 6 (figure 14), les murs de fondation sont plus larges que les murs des étages supérieurs, ce qui n'est pas le cas pour l'hôtel d'Angleterre.

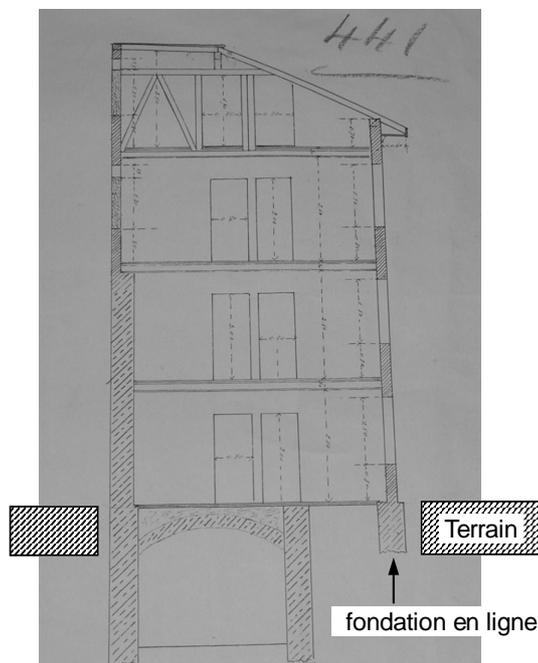


Figure 14: Section du bâtiment no 6 avec les fondations en lignes et le terrain. Les murs sont donc posés dans un fossé relativement peu profond.

Eléments structuraux : dalles (diaphragmes)

Les dalles de ce type de bâtiments sont construites avec des poutres en bois couvertes de planchers en bois également. Pour obtenir une bonne isolation (phonique), les planchers étaient couverts de sable ou d'autres matériaux lourds avant d'y mettre le plancher définitif. Ces dalles ne forment en aucune façon des diaphragmes et n'offrent pas d'ancrage efficace au niveau des murs.

Dans un des cas (Hôtel de l'Angleterre), la dalle a été construite au moyen de poutres en bois placées les unes contre les autres. Les poutres ont une section trapézoïdale, et les espaces entre elles sont remplis pour bien les serrer.

Dans d'autres types de bâtiments, comme l'Alimentarium à Vevey, les dalles sont construites en béton armé, souvent en système Hennebique. Il est probable que les dalles en béton armé agissent, elles, comme des diaphragmes.

Charpente en bois du toit

Les bâtiments ont en règle générale un toit porté par une charpente en bois relativement légère. Cette charpente est posée sur les murs extérieurs du bâtiment. Souvent, des cheminées pénètrent le toit et sont liées à la charpente. Une charpente en bois est très probablement plus souple que les murs qui la portent voir des murs pignons. Les déformations de la charpente peuvent imposer d'importants déplacements aux éléments plus rigides, tels que les murs pignons ou les murs extérieurs et en provoquer la rupture.

3.1 Comportement sismique

Lors de nombreux séismes, les structures en maçonnerie ont montré un comportement varié ce qui est dû à plusieurs raisons :

- Les matériaux et les techniques utilisés pour fabriquer les structures en maçonnerie varient énormément dans le temps et dans l'espace.
- Les composants d'une structure en maçonnerie montrent souvent un comportement fragile, comportement qui domine largement « l'image » de ce matériau de construction. On a, cependant, observé dans certaines circonstances la formation de mécanismes stables ayant une importante capacité de dissipation d'énergie.

- Les murs porteurs en maçonnerie n'ont pas uniquement une fonction statique, mais ils ont également une fonction d'isolation thermique et phonique, de séparation d'espaces, etc. Ainsi, dans les structures en maçonnerie, on ne trouve que très rarement des systèmes statiques clairs. Dès lors, il n'est pas toujours évident, de prévoir, sous des actions sismiques, par où les forces vont cheminer. En conséquence, le ou les mécanismes de ruptures peuvent varier fortement d'une structure à l'autre et sont difficiles à prédire.

3.2 Estimation de la vulnérabilité

Ce chapitre présente les résultats de l'évaluation des bâtiments existant en maçonnerie traditionnelle. Il a pour but de déterminer de manière plus précise la vulnérabilité des structures en maçonnerie traditionnelle. L'analyse détaillée de ces bâtiments se trouve à l'annexe F.

Les bâtiments choisis pour l'étude sont au nombre de 5 et ont été choisis sur base des plans d'archive obtenus à l'administration communale d'Aigle. Les plans ont été analysés et les bâtiments répertoriés ont été visualisés sur le plan de la commune. Les bâtiments retenus pour l'analyse ont été sélectionnés sur bas des critères suivant :

- Quantité suffisante de plans afin de permettre une analyse claire et détaillée (vues en plans des étages, coupes et élévations)
- Année de construction aux environs entre 1850 et 1920
- Si possible existant encore

L'analyse de la tenue sismique de ces bâtiments s'est fait sur base des normes [FEMA-273, 1997], [FEMA-356, 2000] et [SIA 160]. La vérification du comportement des murs s'est fait selon deux modes de rupture, dans le plan du mur et hors de son plan.

La tenue aux séismes a été évaluée pour les deux directions principales de chacun des cinq bâtiments. L'analyse a été réalisée selon deux états limites, celui d'occupation immédiate (« Immediate occupancy », selon FEMA), correspondant approximativement au DG2 de l'EMS 98 et celui d'effondrement (« Collapse prevention », selon FEMA), correspondant approximativement au DG5 de l'EMS 98. Les calculs qui ont été développés sont basés principalement sur la méthode d'évaluation des bâtiments existants proposée dans les documents FEMA 273 et FEMA 356. Pour chacun de ces deux états, les accélérations pouvant être reprise par les parois des bâtiments ont été calculées. Les valeurs trouvées ont été placées sur les graphiques en comparant, pour les degrés de dégâts 2 et 5, les courbes de vulnérabilité des 6 classes de vulnérabilité. Ceci a permis

d'estimer la répartition des bâtiments dans les six classes de vulnérabilité. Cette répartition s'est fait pour le DG2 et pour le DG5. La répartition des bâtiments dans les différentes classes de vulnérabilité ne pouvant pas dépendre de l'état limite de vérification, une moyenne entre le DG2 et le DG5 a été faite afin d'obtenir une valeur unique. La répartition finale choisie est légèrement différente de la moyenne des deux niveaux de dégâts car il a été considéré, en l'absence d'indications complémentaires, comme délicat de placer des bâtiments en maçonnerie traditionnelle dans la classe de vulnérabilité C. La répartition choisie pour l'établissement de l'inventaire sismique d'Aigle est donc :

- Classe de vulnérabilité A : 65%
- Classe de vulnérabilité B : 35%

Alors que l'EMS 98 assigne tous les bâtiments en maçonnerie traditionnelle de moellons à la classe de vulnérabilité A, cette répartition place environ 1/3 des bâtiments dans la classe de vulnérabilité B. Cette répartition est basée principalement sur l'importance donnée aux calculs pour le DG2.

Les résultats confirment l'importante vulnérabilité des ces structures et confortent les décisions prises lors de l'attribution des classes de vulnérabilité. L'importance en nombre et la vulnérabilité de ces structures impliquent qu'elles représentent un risque conséquent et que dès lors il est indispensable d'en tenir compte lors de la prise de décisions concernant des stratégies de gestion du risque sismique.

4. Vulnérabilité sismique d'Aigle

4.1 Classes de vulnérabilité et répartition des bâtiments

Les résultats de l'inventaire sismique du projet peuvent être présentés de différentes manières. La figure 15 montre par exemple la répartition des bâtiments dans les six classes de vulnérabilité. Environ 15% des bâtiments se trouvent dans la classe A, 50% dans les classes B et C et le reste (environ 35%) dans les classes les moins vulnérables, les classes D, E et F. La majorité des bâtiments se trouve donc dans les classes de vulnérabilité les plus vulnérables. Cette figure montre également la répartition des bâtiments par affectation pour chaque classe de vulnérabilité. Certaines des conclusions concernant le bâti de la ville d'Aigle sont :

- La majorité des bâtiments, dans les classes les plus vulnérables, sont des bâtiments résidentiels.
- La grande majorité des bâtiments dans les catégories A (99%) et B (84%) sont des bâtiments en maçonnerie traditionnelle de moellons (Figure 17). Le grand nombre et l'importante vulnérabilité des ces structures impliquent qu'elles constituent une part dominante du risque sismique de la ville.
- La figure 16 montrent que, par exemple, 46% des bâtiments de la classe A ont entre 3.5 et 4.5 étages. Etant donné que le nombre d'étages d'un bâtiment influence son comportement au séisme, il est important de pouvoir visualiser l'importance des catégories les plus vulnérables.
- Environ 70% des bâtiments en béton armé (murs et cadres) appartiennent aux classes de vulnérabilité C et D.

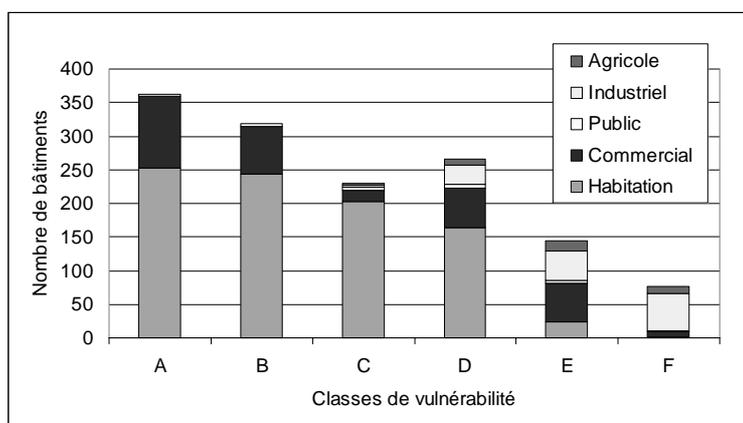


Figure 15: Répartition des bâtiments selon les classes de vulnérabilité et leur affectation [version couleur en annexe G]

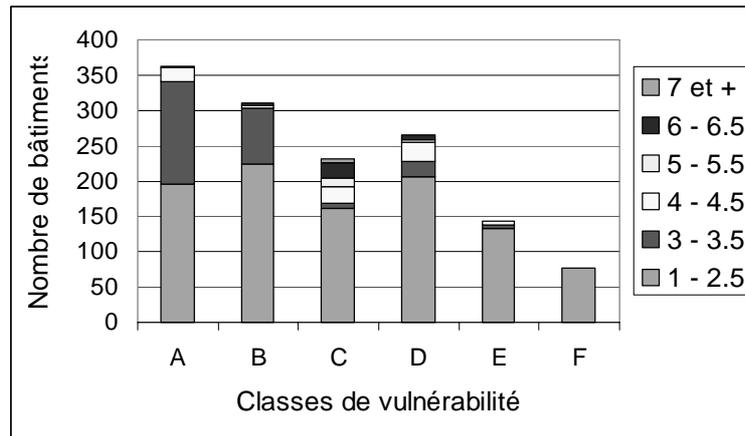


Figure 16: Répartition des bâtiments selon les classes de vulnérabilité et le nombre d'étages [Version couleur en Annexe G]

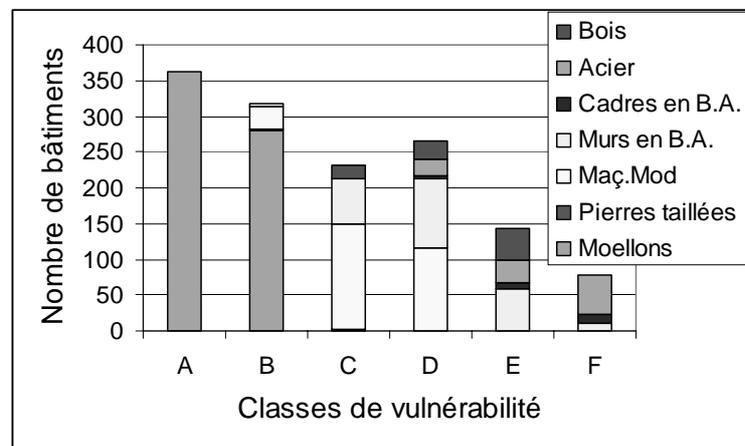


Figure 17: Répartition des bâtiments selon les classes de vulnérabilité et les catégories sismiques [Version couleur Annexe G]

On constate donc que les catégories les plus vulnérables, principalement les bâtiments en maçonnerie traditionnelle, sont constituées en grande partie par des bâtiments d'habitations. Ce sont ces catégories qui ont le plus de risque de subir des dommages de degrés 4 ou 5 et donc le plus grand risque de s'effondrer. C'est un fait très important à prendre en compte lorsque l'on veut estimer le nombre de bâtiments qu'il faudra reconstruire mais aussi le risque pour les personnes.

Il peut également être utile pour les autorités communales, par exemple, de connaître la distribution des classes de vulnérabilité pour chaque zone cadastrale. La figure 18 montre par exemple que la vulnérabilité sismique peut fortement varier d'une zone à l'autre. La répartition du taux de bâtiments dans chaque zone est de :

▪ Zone industrielle	:	13.0 %	
▪ Zone agricole	:	8.0 %	
▪ Zone résidentielle collectif	:	7.0 %	
▪ Zone résidentielle individuel	:	31.5 %	} 72.0 %
▪ Zone centre-ville contigu	:	24.5 %	
▪ Zone centre-ville non contigu	:	16.0 %	

On remarque donc que la majorité du bâti se trouve dans le centre-ville et dans la zone de bâtiments résidentiels individuels.

La comparaison des 6 zones (annexes C) montre que la vulnérabilité sismique du bâti d'Aigle est concentrée dans le centre-ville, i.e., les bâtiments contigus et non contigus du centre ville. Le centre-ville comprend donc le plus grand nombre de bâtiments et ceux ayant la plus grande vulnérabilité. Ceci implique que la majorité des dégâts directement liés à la structure sera dans le centre-ville. Une autre caractéristique de cette zone est qu'elle est principalement constituée d'habitations et que donc le risque pour les personnes est plus important.

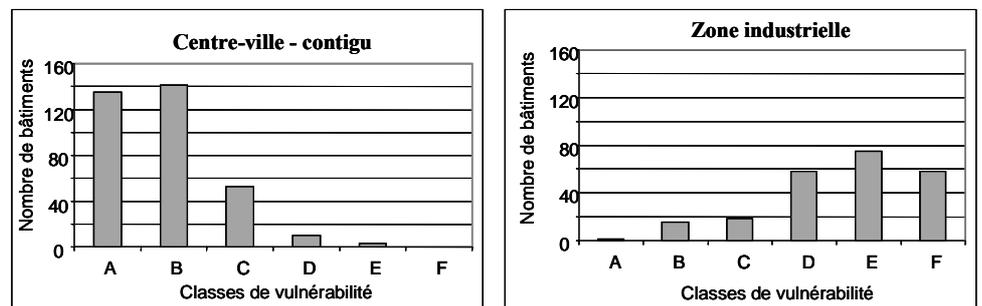


Figure 18: Répartition des bâtiments dans les différentes classes de vulnérabilité pour le centre-ville et la zone industrielle

4.2 Vulnérabilité d'ensemble du bâti

En utilisant les courbes de vulnérabilité (annexe C1) et la répartition des bâtiments dans les différentes classes de vulnérabilité (annexe C2) il est possible de développer une prédiction d'ensemble des dommages pour le bâti de la ville, pour différents scénarios sismiques. Cette courbe est montrée à la figure 19, elle quantifie la vulnérabilité de la population des bâtiments d'Aigle.

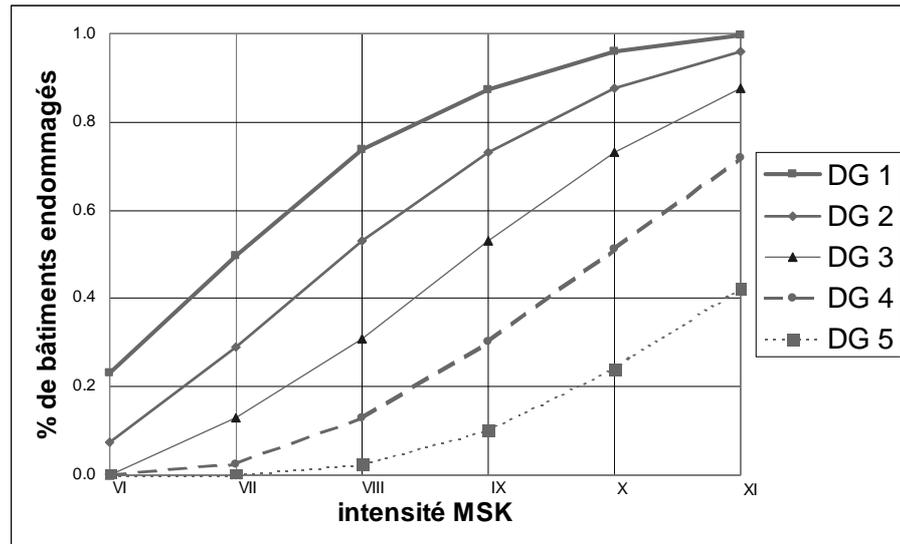


Figure 19: Vulnérabilité d'ensemble pour la population de bâtiments de la ville d'Aigle

4.3 Scénarios

Le but de cette section est d'estimer les dommages en termes de nombre de bâtiments subissant un certain niveau de degré de dommages. L'analyse de la figure 19 permet d'estimer pour chaque intensité de séisme quels seront les dommages aux bâtiments.

Par exemple, dans le cas d'un séisme d'une intensité VIII, on peut s'attendre à ce que :

- 13% des bâtiments d'Aigle subissent des dommages de degrés 4 et 5, ce qui est habituellement considéré comme la perte totale du bâtiment.
- Environ 40% des bâtiments subissent des dommages modérés à lourds
- Environ 47% des bâtiments ne subissent que de légers dommages ou pas de dommages

Le tableau 2 présente une comparaison des pourcentages de bâtiments subissant un certain niveau de dommages pour les trois scénarios envisagés. Il s'agit du séisme de dimensionnement pour la zone 2 ($I_{MSK} = VII$), d'un séisme d'intensité VIII (période de retour de 1500 ans) et d'un séisme d'intensité IX (très peu probable en Suisse).

Les principales conclusions qui peuvent être faites en ce qui concerne les séismes d'intensité VII et VIII sont :

- Pour le séisme de dimensionnement (intensité VII) de la zone 2, seulement une petite partie des bâtiments subit des dégâts importants (degré 4 ou degré 5) amenant à son remplacement intégral. Pour ce séisme, la majorité des bâtiments ne subit que des dommages légers n'en nécessitant pas la reconstruction et n'impliquant pas un grand risque pour les personnes.
- Lors de séismes d'intensités VII ou VIII, les taux de bâtiments subissant de degré de dommages 4 ou 5, c'est-à-dire leur effondrement partiel ou total, est assez faible. Ceci peut être très utile lorsque l'on veut estimer le nombre de bâtiments qu'il faudra reconstruire, mais cela montre aussi que le risque pour les vies humaines lié aux effondrements des structures est assez faible.
- Le nombre de bâtiments ne subissant pas ou peu de dommages (aucun dommages et degrés 1 ou 2) est relativement important. Cela signifie que lors de ce type de séismes, la plupart des gens pourront immédiatement retrouver leur logement, ce qui n'entraînera que peu de coûts indirects pour le relogement.

	I _{MSK} = VII	I _{MSK} = VIII	I _{MSK} = IX
Degré de dommages 5	0%	3%	10%
Degré de dommages 4	3%	10%	20%
Degré de dommages 3	10%	18%	23%
Degré de dommages 2	16%	22%	20%
Degré de dommages 1	21%	21%	14%
Aucun dommage	50%	26%	13%

Tableau 2: Pourcentage des bâtiments subissant un certain niveau de dommages pour les 3 scénarios envisagés

Les bâtiments en béton construits avant les normes parasismiques se trouvent principalement dans la classe de vulnérabilité D. On peut remarquer en analysant la courbe de vulnérabilité de la classe D que ces

bâtiments ne subissent que peu (dommages de degré 1) ou pas de dommages pour le séisme de dimensionnement. Cette constatation permet de mettre en évidence le fait que malgré que ces structures aient été construites avant l'introduction des normes parasismiques modernes de 1989, elles disposent naturellement d'une bonne résistance aux séismes. Cette résistance provient des murs de contreventement qui dans le cas d'un séisme reprennent les forces horizontales introduites dans la structure du bâtiment.

5. Conclusions

La vulnérabilité sismique du bâti d'Aigle a été étudiée sur la base d'investigations sur le terrain et l'analyse de documents historiques et bibliographiques. L'étude s'est faite en deux parties, premièrement l'établissement d'un inventaire sismique pour la ville d'Aigle et deuxièmement une analyse détaillée de cinq bâtiments représentatifs du bâti traditionnel d'Aigle.

Inventaire

L'établissement de l'inventaire s'est fait de la manière suivante :

- Classification des bâtiments dans les différentes catégories sismiques
- Evaluation de la vulnérabilité de chaque catégorie sismique
- Etablissement des courbes de vulnérabilité
- Etablissement de la courbe de vulnérabilité d'ensemble pour le bâti d'Aigle
- Réalisation de scénarios pour la ville d'Aigle

Les résultats principaux sont présentés ci-dessous.

La ville d'Aigle se trouve dans le canton de Vaud, elle est située dans une zone de sismicité moyenne. Elle comporte environ 1500 bâtiments, elle est divisée en zones cadastrales dont les 6 principales sont : la zone industrielle, la zone agricole, le centre-ville contigu et non contigu et la zone résidentielle bâtiments individuels ou collectifs. En termes de nombre de bâtiments, c'est dans la zone du centre-ville et dans la zone résidentielle des bâtiments individuels que se trouvent la majorité des bâtiments. Le centre-ville est dominé par les bâtiments en maçonnerie traditionnelle (moellons et pierres), tandis que la zone résidentielle (bâtiments individuels) est dominée par les bâtiments en maçonnerie moderne. Les bâtiments en maçonnerie traditionnelle représentent 43% du bâti d'Aigle. Ils ont un nombre d'étages compris généralement entre 2 et 3.5. Cette répartition est très proche de la répartition générale pour la Suisse donnée dans [Wüest & Partner 1994].

En ce qui concerne la vulnérabilité des bâtiments, ce sont les bâtiments en maçonnerie traditionnelle (moellons) qui sont les plus vulnérables. La majorité d'entre eux font partie de la classe de vulnérabilité A. Ce sont ces bâtiments qui dominent la vulnérabilité, principalement au centre-ville et même pour l'ensemble du bâti d'Aigle. Il est donc essentiel de bien

connaître la vulnérabilité de ces bâtiments car ce sont eux qui vont avoir une grande influence sur la vulnérabilité d'ensemble de la ville d'Aigle.

Les scénarios effectués pour la ville d'Aigle pour trois intensités de séisme, dont le séisme de dimensionnement de la norme [SIA 160] pour la zone 2, montrent que le nombre de bâtiments subissant des dégâts importants (degré 4 ou 5) est assez faible. D'un point de vue structural, il est considéré qu'à partir d'un degré de dégâts égal ou supérieur à 3, la structure devra être remplacée dans la majorité des cas. Le faible pourcentage de bâtiments étant proche de l'effondrement est important lorsque l'on parle du risque en général et que l'on considère les pertes en vies humaines. Cela signifie donc que le risque pour les personnes est faible. Les résultats du scénario pour un séisme d'intensité MSK VII (période de retour d'environ 500 ans) sont donnés à titre d'exemple ci-dessous :

- 3% des bâtiments subissent des dégâts de degré 4 ou 5
- 26% des bâtiments subissent des dégâts de degré 2 ou 3
- 71% des bâtiments ne subissent que peu ou pas de dégâts

Analyses des structures en maçonnerie traditionnelle (moellons)

Plusieurs bâtiments ont été modélisés en détail et leur comportement sismique a été analysé. L'analyse a montré que les types de matériaux sont relativement semblables entre les différents bâtiments. Pour la plupart des bâtiments, les murs porteurs sont faits de moellons, tandis que les murs non porteurs sont faits de briques. Les planchers sont construits au moyen de poutres en bois. La définition des propriétés des matériaux s'est fait sur base de l'étude bibliographique. La tenue aux séismes a été évaluée pour les deux directions principales de chacun des cinq bâtiments. L'analyse a été réalisée selon deux états limites, celui d'occupation immédiate (« Immediate occupancy », selon FEMA), correspondant approximativement au DG2 de l'EMS 98 et celui d'effondrement (« Collapse prevention », selon FEMA), correspondant approximativement au DG5 de l'EMS 98. Les calculs qui ont été développés sont basés principalement sur la méthode d'évaluation des bâtiments existants proposée dans les documents FEMA 273 et FEMA 356. Pour chacun de ces deux états, les accélérations pouvant être reprise par les parois des bâtiments ont été calculées. Les valeurs trouvées ont été placées sur les graphiques en comparant, pour les degrés de dégâts 2 et 5, les courbes de vulnérabilité des 6 classes de vulnérabilité. Ceci a permis d'estimer la répartition des bâtiments dans les six classes de vulnérabilité. Cette répartition s'est fait pour le DG2 et pour le DG5. La répartition des bâtiments dans les différentes classes de vulnérabilité ne pouvant pas dépendre de l'état limite de vérification, une moyenne entre le DG2 et le

DG5 a été faite afin d'obtenir une valeur unique. La répartition choisie pour l'établissement de l'inventaire sismique d'Aigle est donc :

- Classe de vulnérabilité A : 65%
- Classe de vulnérabilité B : 35%

Alors que l'EMS 98 assigne tous les bâtiments en maçonnerie traditionnelle de moellons à la classe de vulnérabilité A, cette répartition place environ 1/3 des bâtiments dans la classe de vulnérabilité B. Cette répartition est basée principalement sur l'importance donnée aux calculs pour le DG2.

En l'absence d'observations et de mesures complètes du comportement sismique des structures en maçonnerie traditionnelles, la modélisation de ces bâtiments restera partiellement de la spéculation.

Glossaire

risque Le risque est le produit d'une probabilité d'occurrence d'un séisme, de la valeur en danger et de la vulnérabilité de cette valeur en danger, pour tous les événements possibles.

$$\text{Risque} = \sum_{\text{tous les événements}} (\text{probabilité d'occurrence}) (\text{vulnérabilité}) (\text{valeur en danger})$$

(Définition selon [UNDRO 1979]) (1)

valeur en danger Le risque qui nous intéresse dans cette étude est le risque d'endommagement des bâtiments. La valeur en danger est donc "le bâtiment". Le bâtiment est considéré par un investisseur ou une assurance comme une valeur économique. Par conséquent, on considèrera dans cette étude "le bâtiment" (ou le groupe de bâtiments) comme une unité monétaire, sans le besoin de déterminer la valeur "du bâtiment".

vulnérabilité Du point de vue d'une assurance, la vulnérabilité est le pourcentage de la valeur en danger, qui est effectivement perdu après un événement d'une intensité donnée. On peut par exemple déterminer la vulnérabilité comme la proportion des coûts de réparation par rapport à la valeur en danger pour un événement d'une intensité donnée. La définition scientifique de la vulnérabilité utilise cependant des termes plus généraux [Coburn et al. 1992] (1).

probabilité d'occurrence Les études scientifiques de l'aléa sismique en Suisse, en ce qui concerne les événements dévastateurs, l'estiment en termes d'intensité sismique uniquement [Rüttener 1995]. Les auteurs partent de l'idée que les approches déterministes pour la prédiction de séismes majeurs qui se basent sur l'évaluation géophysiques des failles n'offrent pas une appréciation réaliste de l'aléa. Par conséquent, les deux autres facteurs du risque doivent être déterminés en prenant en considération la référence donnée par les études probabilistes de l'aléa sismique qui est l'intensité sismique.

dégât Le dégât est défini ici comme l'endommagement d'une structure, exprimé avec une dimension mécanique. Cela signifie par exemple

¹ "vulnerability is defined as the degree of loss to a given element at risk (or set of elements) resulting from a given level of hazard (i.e. from the occurrence of an earthquake of a given severity). The vulnerability of an element is defined as a ratio of the expected loss to the maximum possible loss, on a scale from 0 to 1."

l'apparition de fissures ou l'effondrement partiel ou total d'éléments structuraux ou non structuraux.

dommage

Le dommage a un rapport avec les dommages économiques, environnementaux et sociétaux et est donc utilisé dans cette étude dans un contexte plus large que le terme "dégât".

Notations

A_n	section d'un bout de mur m^2	
B_1	Coefficient fonction du pourcentage d'amortissement	
B_s	Coefficient fonction du pourcentage d'amortissement	
C_1	Facteur tenant compte du déplacement inélastique maximum lors d'une réponse linéaire élastique. Il est calculé selon le paragraphe 3.3 de la FEMA et vaut entre 1.0 et 1.5	
C_2	Facteur tenant compte de l'influence du phénomène d'hystérésis, de la diminution de rigidité et de résistance sur le déplacement maximum	
C_3	Facteur tenant compte des effets du second ordre	
C_m	Facteur de masse pour tenir compte de la participation des modes supérieurs	
C_t	Coefficient fonction du type de matériau (0.02 pour maçonnerie)	
F	Force sur une liaison	kN
F_a	Coefficient de site	
F_v	Coefficient de site	
N	Effort normal	kN
L	Longueur d'un bout de mur	m
P_E	Effort normal dans un bout de mur	kN
P_L	Effort normal dans un bout de mur (limite inférieure)	kN
S_1	Accélération pou la période longue	(%g)
S_a	Accélération spectrale (%g)	
S_s	Accélération pour la période courte	(%g)
S_{x1}	Design spectral response acceleration parameter at one-second	
S_{xs}	Design short period spectral response acceleration parameter	
T	Période fondamentale du bâtiment	s
T_s		s
T_0		s

V	Force de remplacement kN	
V_R	Résistance d'un bout de mur ou d'une paroi	kN
W	Poids total du bâtiment kN	
a	Longueur d'influence d'un mur	
f	Force agissant sur la liaison	kN
f_a	Contrainte normale de compression	kN/m ²
f'_{dt}	Résistance diagonale à la traction kN/m ²	
f'_m	Résistance à la compression	kN/m ²
h_{eff}	Hauteur effective d'un bout de mur	m
h_n	Hauteur du bâtiment	m
m'	Masse par mètre de hauteur	t ₀ /m
r	Résistance de la liaison kN	
t	Epaisseur du bout de mur m	
\ddot{y}		m/s ²
α	Facteur tenant compte du type d'appuis pour le bout de mur	
β	Coefficient fonction du type de matériau (0.75 pour maçonnerie)	
ρ	Masse volumique	kg/m ³
v_t	Résistance au cisaillement	kN/m ²

Littérature

- Abrams D.P., Calvi G.M., 1994 ; *Proceedings of the US-Italy Workshop on Guidelines for Seismic Evaluation and Rehabilitation of Unreinforced Masonry Buildings*, Technical Report National Center for Earthquake Engineering Research NCEER-94-0021, July 20, 1994
- Abrams D.P., Calvi G.M., 1997 ; *Proceedings of the US-Italian Workshop on Seismic Evaluation and Retrofit*, Technical Report National Center for Earthquake Engineering Research NCEER-97-0003, March 19, 1997
- Abrams D.P., 1997; *Response of Unreinforced Masonry Buildings*, Journal of Earthquake Engineering, Vol. 1, No. 1, p. 257 – 273, Imperial College Press, London
- Abrams D.P., 2001; entretien personnel avec K. Peter, M. Badoux, à l'EPFL
- Ahnert R., Krause K.H., 2000; *Typische Baukonstruktionen von 1860 bis 1960*, Band I, 6. Auflage, Verlag Bauwesen, Berlin
- Akadem. Ingr. Verein, ETH Zürich, 1913; *Autographie der Vorlesung Technologie der Baumaterialien*, von Herrn Prof. Schüle, Direktor der eidgenössischen Prüfungsanstalt für Baumaterialien
- Badoux M., 2001; *Vulnérabilité Sismique du Bâti Existant Suisse*, Ingénieurs et Architectes Suisses, Bulletin Technique de la Suisse Romande, juin 2001
- Badoux M., Peter K., 2000; *Seismic Vulnerability of Older Swiss R. C. Buildings*, 12th World Conference on Earthquake Engineering, Auckland, New Zealand, Paper No. 0566
- Bachmann H., Darbre G.R., Deichmann N., Koller M.G., Studer J., Tinic S., Tissières P., Wenk Th., Wieland M., Zwicky P., 1998; *Handlungsbedarf von Behörden, Hochschulen, Industrie und Privaten zur Erdbebensicherung in der Schweiz*, SGEB- Schweizer Gesellschaft für Erdbeben-Ingenieurwesen und Baudynamik, SIA-Dokumentation D 0150
- Benedetti P., Pezzoli P., 1996; *Shaking Table Tests on Masonry Buildings, Results and Comments*, ISMES, Seriate Bergamo, Italy
- Baudepartement des Kantons Basel-Stadt, 1901; *Expertenbericht betreffend den Gebäude-Einsturz in der Aeschenvorstadt Basel am 28. August 1901*, erstattet von A. Geiser (Stadtbaumeister Zürich), Dr. W. Ritter (Prof. ETH Zürich), F. Schüle (Prof. ETH Zürich)
- Brennet G, Peter K, Badoux M., 2001; *Seismic Inventory for a small town*, 20th European Regional Earthquake Engineering Seminar, Sion, Switzerland

- Brennet G, Badoux M., 2001 ; *Seismic Inventory of the City of Aigle (Switzerland)*, 12th European Conference on Earthquake Engineering, London, U.K., Paper No 621
- Calvi G.M., Kingsley G.R., Magenes G., 1996 ; *Testing of Masonry Structures for Seismic Assessment*, Earthquake Spectra, Earthquake Engineering Research Institute (EERI), Oakland, USA, Vol 12, No 1, p. 145 – 162
- Coburn A., Spence R., 1992; *Earthquake Protection*, John Wiley & Sons, Chichester
- Costley A.C., Abrams D.P., 1994 ; *Dynamic Response of Unreinforced Masonry Buildings with flexible Diaphragms*, Technical Report National Center for Earthquake Engineering Research NCEER-96-0001, October 10, 1996
- Doherty K.T., Rodolico B., Lam N.T.K., Wilson J.L., Griffith M.C., 2000; *The Modelling of Earthquake Induced Collapse of Unreinforced Masonry Walls Combining Force and Displacement Principals*, 12th World Conference on Earthquake Engineering, Auckland, New Zealand, Paper No. 1645
- Eurocode 8 (EC 8), 1997 (ENV 1998-1) ;
Conception et Dimensionnement des Structures pour la Résistance aux Séismes – Collection Bâtiments.
Partie 1-1, Règles générales – Actions Sismiques et Exigences Générales pour les Structures, Pré-norme Européenne ENV 1998-1-1, Edition 1997
- Federal Emergency Management Agency (FEMA), 1988; *Rapid Visual Screening of Buildings for Potential Seismic Hazards: A Handbook*, FEMA-154, Federal Emergency Management Agency, Washington DC., April 1988 (elaborated by the Applied Technology Council ATC, ATC-21)
- Federal Emergency Management Agency (FEMA), 1988; *Rapid Visual Screening of Buildings for Potential Seismic Hazards: Supporting Documentation*, FEMA-155, Federal Emergency Management Agency, Washington DC., April 1988 (elaborated by the Applied Technology Council ATC, ATC-21-1)
- Federal Emergency Management Agency (FEMA), 1997, *NERHP Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings*, FEMA 273, Federal Emergency Management Agency, Washington DC., October 1997 (elaborated by the Applied Technology Council ATC, ATC 33)
- Federal Emergency Management Agency (FEMA), 2000, *Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings*, FEMA 356, Federal Emergency Management Agency, Washington DC., November 2000 (elaborated by the American Society of Civil Engineers, ASCE)
- Grünthal G., Musson R.M.W., Schwarz J., Stucchi M., 1998; *European Macroseismic Scale 1998 (EMS-98)*, Cahiers du Centre Européen de Géodynamique et de Séismologie, Vol. 15, Conseil de l'Europe, Luxembourg

- Hassan A.F., Sozen M.A., 1996; *Seismic Vulnerability Assessment of Low-Rise Buildings in Regions with Infrequent Earthquakes*, ACI Structural Journal, Vol. 94, No 1, p. 31 – 39
- INSA 5, 1990; *Inventaire Suisse d'Architecture Grenchen, Herisau, Lausanne, Liestal*, Gesellschaft für Schweizerische Kunstgeschichte, Orell Füssli Verlag Zürich
- Jaccoud J-P., Fleury B., 1997; *Murs en Maçonnerie*, cours de structures, Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne, 1997
- Közl E., 2001; *Priorities in Earthquake Upgrading*, 20th European Regional Earthquake Engineering Seminar, Sion, Switzerland
- Lam N.T.K., Wilson J.L., Hutchinson G.L., 1995 ; *The Seismic Resistance of Unreinforced Masonry Cantilever Walls in Low Seismicity Areas*, Bulletin NZNSEE, 28, 3, pp179-195
- Lang K., 2001; *Seismic Vulnerability of Existing Buildings*, these, EPF Zürich
- Lang K., Bachmann H., 2001; *Seismic Vulnerability of Existing Masonry Buildings*, 20th European Regional Earthquake Engineering Seminar, Sion, Switzerland
- Lateltin O., 2001; *The Swiss Federal Earthquake Risk Mitigation Program*, 20th European Regional Earthquake Engineering Seminar, Sion, Switzerland
- Magenes G., 2000 ; *A Method for Pushover Analysis in Seismic Assessment of Masonry Buildings*, 12th World Conference on Earthquake Engineering, Auckland, New Zealand, Paper No. 1866
- National Research Council of Canada (NRC), 1992; *Canadian Guidelines for Seismic Evaluation of Existing Buildings*, Institute for Research in Construction, National Research Council of Canada, Ottawa
- Pellissier V., Badoux M., 2003; *Estimation du risque sismique de la ville d'Aigle*, Mandat ECA, Publication IS.BETON, EPF Lausanne
- Peter K., 2000; *Erdbeben-Überprüfung bestehender Stahlbeton-Gebäude*, thèse no 2285, EPF Lausanne
- Ritter W., 1899a; *Die Bauweise Hennebique, A. Konstruktive Seite*, Schweizerische Bauzeitung, 4. Februar 1899
- Ritter W., 1899b; *Die Bauweise Hennebique, B. Statische Berechnung*, Schweizerische Bauzeitung, 11. & 18. Februar 1899
- Rossetto T., 2000; *Study on Vulnerability Curves for Assessment of Reinforced Concrete Buildings*, PhD Progress Report (supervised by Profs. M.N. Fardis & A.S. Elnashai), Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Imperial College, London
- Rüttener E., 1995; *Earthquake Hazard Evaluation for Switzerland*, Dissertation Nr. 11048, ETH Zürich

- Schmiedmayer R., 1995; *Mauerwerksfestigkeit unter besonderer Berücksichtigung der Komponente Mörtel; Entwicklung eines in-situ Prüfverfahrens für Mörtel*, Dissertation TU Wien
- Société Suisse des Ingénieurs et des Architectes (SIA), 1989; *Actions sur les Structures Porteuses*, Norme 160, Edition 1989, Zürich
- Société Suisse des Ingénieurs et des Architectes (SIA), 1989; *Les prescriptions parasismiques de la norme SIA 160*, Documentation D045, Zürich
- Société Suisse des Ingénieurs et des Architectes (SIA), 1996; *Maçonnerie*, Recommandation V177, Edition 1995, Zürich
- Société Suisse des Ingénieurs et des Architectes (SIA), 1996; *Maçonnerie de Pierre*, Recommandation V178, Edition 1996, Zürich
- Swiss Re, 2000; *Versicherungsdeckungen sind heute unzureichend – Was, wenn in der Schweiz die Erde bebt ?*, Swiss Re Publishing, Zürich
- Tena-Colunga A., Abrams D.P., 1992; *Response of an unreinforced masonry building during the Loma Prieta Earthquake*, University of Illinois at Urbana-Champaign, Civil Engineering Studies, Structural Research Series No. 576 (1992)
- Tomazevic M., Lutman M., Weiss P., 1996; *Seismic Upgrading of Old Brick-Masonry Urban Houses: Tying of Walls with Steel Ties*, Earthquake Spectra, Earthquake Engineering Research Institute (EERI), Oakland, USA, Vol 12, No 1-2, p. 599 – 622
- Tomazevic M., 1999; *Earthquake Resistant Design of Masonry Buildings*, Imperial College Press; London, UK
- Wüest & Partner Rauminformation, 1995; *Monitoring 1995, Bau- und Immobilienmarkt Schweiz*

Annexes

A. Projet d'évaluation du risque sismique du bâti d'Aigle

A.1 Approche

Il est souvent utile d'approcher les questions d'ingénierie sismique d'un point de vue de gestion du risque. Une gestion du risque rationnelle soit être basée sur la quantification du risque, par exemple en terme d'unité monétaires par année. En général, une partie prépondérante des pertes lors d'un séisme résultent de la mauvaise tenue des bâtiments. Ces pertes sont de différents types, on peut citer notamment les pertes de vies humaines dues à l'effondrement des bâtiments, des pertes matérielles directes dues à l'endommagement des bâtiments et de leur contenu, ou des pertes matérielles indirectes résultant de l'interruption d'activité économiques soutenues dans un bâtiments.

L'étude présentée dans ce rapport s'inscrit dans le cadre d'un projet pilote dont l'objectif est la quantification du risque sismique direct lié au bâti de la ville d'Aigle. L'étude permet d'une part le développement et la mise à l'épreuve d'une méthodologie de quantification. Elle permet d'autre part de compléter les quelques estimations quantitatives disponibles du risque sismique en Suisse (voir par exemple [Swiss Re 2000]). De telles estimations sont notamment utiles dans l'optique d'une éventuelle assurance parasismique des bâtiments.

L'approche du projet pilote est présentée à la figure 1. Il s'agit au final de quantifier le risque sismique du bâti en combinant l'aléa et les pertes qui lui sont associées. La fonction d'aléa décrit la probabilité d'occurrence d'une plage possible d'événements sismiques destructeurs. La fonction de pertes exprime par les pertes liées à un événement sismique d'une intensité donnée.

Dans le cadre de ce projet pilote, les pertes sont estimées sur la base de l'approche suivante. La population de bâtiment étudiée est répartie dans différentes classes de vulnérabilité sismique. Pour chacune de ces classes une fonction de vulnérabilité (ou courbes de vulnérabilité) est développée. Cette fonction lie pour chaque classe l'intensité d'un séisme avec un degré de dégâts (degré d'endommagement). Pour estimer les pertes, il faut encore déterminer une fonction de dommage qui lie le degré de dégâts et le dommage, exprimé ici en pourcentages de la valeur du bâtiment. En introduisant finalement la valeur du bâti étudié, on peut par cette approche estimer les pertes en unité monétaire. Cette

approche est statistique par nature car adaptée à une population de bâtiments.

Ce rapport porte sur le volet vulnérabilité du projet pilote. Il décrit les études faites pour établir la fonction de vulnérabilité d'ensemble du bâti d'Aigle. Un rapport suivant [Pellissier 2003] présentera les autres éléments de l'estimation du risque sismique, à savoir la fonction de dommage, la valeur du bâti, et la fonction d'aléa (figure 1).

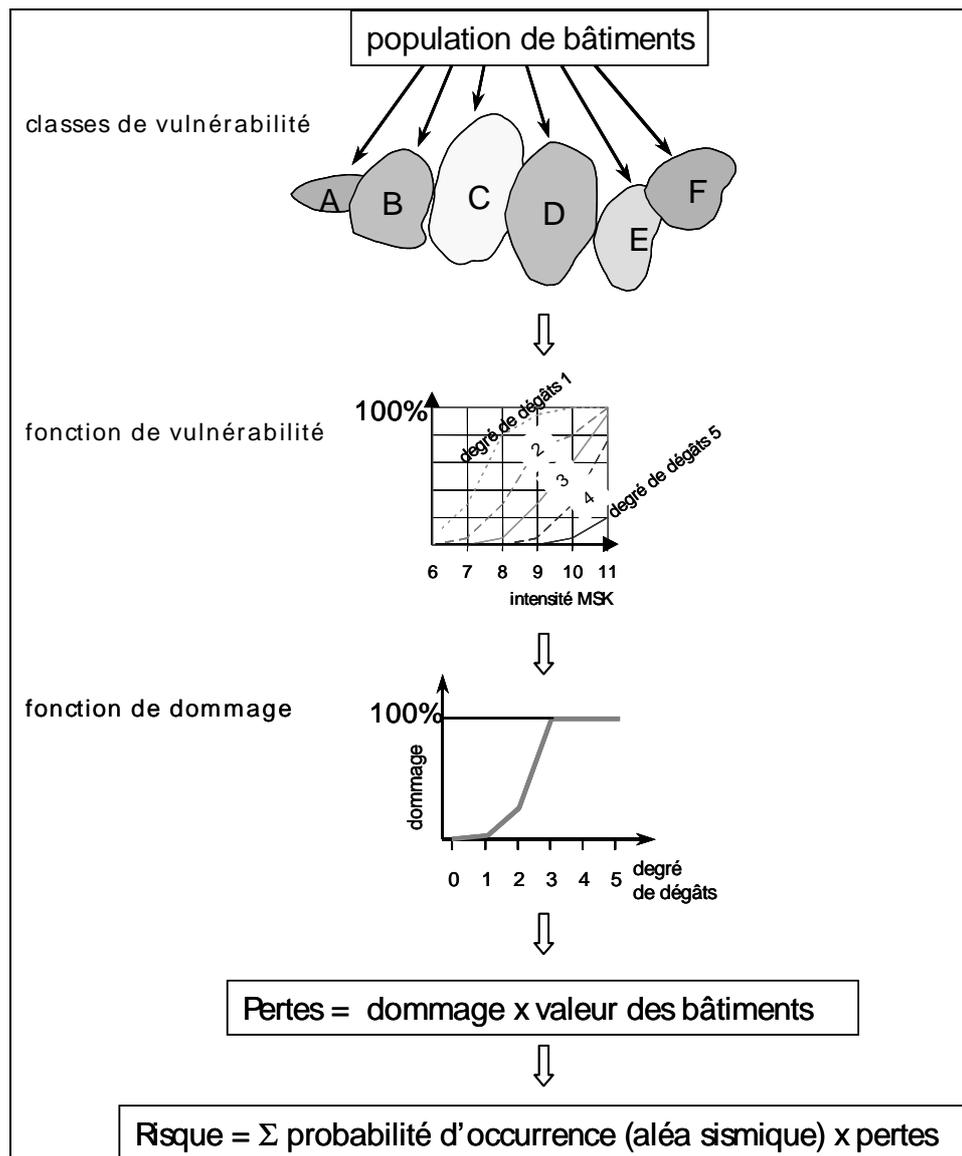


Figure 1: Schéma de l'évaluation du risque sismique du bâti pour le projet pilote

A.2 Aléa sismique régional d'Aigle

L'influence de l'aléa sur le risque sismique sera prise en compte dans le second volet du projet pilote. Certaines informations concernant la sismicité régionale d'Aigle sont présentées ici à titre d'information. Aucune donnée concernant les effets de site (micro-zonation) ne sont disponibles.

Les normes de dimensionnement de structures fournissent généralement la principale source d'information concernant l'aléa sismique régional. Selon la norme SIA en vigueur, la Suisse est divisée en quatre zones sismiques [SIA 160 1989]). La zone 1 est la zone de séismicité la plus faible et la zone 3b, de séismicité la plus forte.

Aigle est situé dans zone sismique 2 comme le montre la figure 2 (La grande majorité des communes du canton de Vaud se trouvent dans la zone séismicité 1, seuls les districts d'Aigle et du Pays-d'Enhaut se trouvent dans la zone 2). Ceci place Aigle dans une zone de sismicité comparable à celle de Bâle (voir aussi [Rüttener, 1995.]). Il a été estimé que dans cette zone un séisme d'intensité MSK légèrement supérieure à VII a une période de retour d'environ 500 ans.

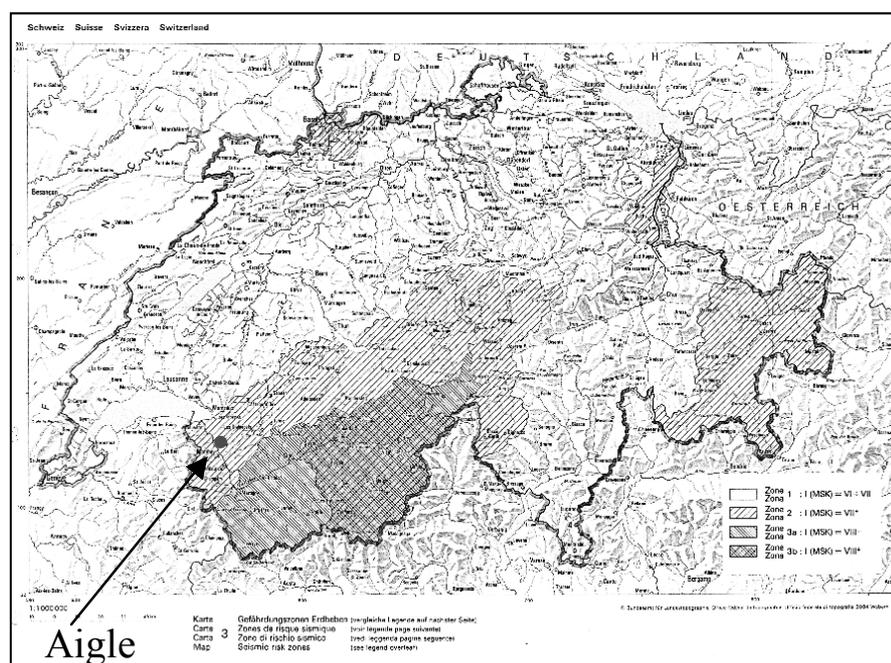


Figure 2: Carte des zones sismiques en Suisse [SIA 160 1989]

A.3 Intensité MSK

intensité sismique

Les séismes peuvent être quantifiés soit en termes de leur magnitude (énergie dégagée par exemple l'échelle de Richter), soit en termes de leur intensité (effets en surface). Du point de vue de l'évaluation du risque, l'intensité est la description la plus pertinente, c'est elle qui est utilisée dans cette étude.

Il existe plusieurs échelles d'intensité, la plus connue étant l'échelle MSK. C'est celle-là qui est utilisée dans ce rapport, notamment parce que les données sismologiques qui permettent la définition de l'aléa d'Aigle s'y réfèrent. Le tableau 1 présente l'échelle MSK. Celle-ci permet de préciser le degré d'intensité d'un séisme en fonction de l'observation des effets sur les personnes, les bâtiments ou la nature dans la région touchée.

Dans l'EMS 98, le European Seismological Commission (ESC) propose une nouvelle échelle d'intensité sismique. Les échelles EMS 98 et MSK sont très proches et sont considérées comme équivalente pour cette étude. L'échelle EMS 98 est plus récente que l'échelle MSK et se distingue principalement par son niveau de détails concernant l'endommagement des bâtiments (voir description en annexe B). C'est d'ailleurs ces précisions qui sont utilisées dans cette étude comme base pour l'établissement des courbes de vulnérabilité.

Degré	Force	Effets du tremblement de terre sur :		
		Personnes	Bâtiments	Nature
I	imperceptible	non ressentis		
II	très légère	ressentis sporadiquement		
III	légère	ressentis nettement avant tout par des personnes au repos		
IV	moyenne	ressentis dans les maisons, réveille	fenêtres vibrent	
V	assez forte	ressentis partout en plein air	crépi des maisons se détache, objets suspendus se balancent, tableaux de travers	
VI	forte	frayeur	cheminée et crépi endommagés	crevasses isolées dans terrain humide
VII	très forte	beaucoup de personnes se réfugient en plein air	dégâts importants, avant tout à des bâtiments en mauvais état, cheminées s'écroulent	glissements de terrain isolés sur des versants raides
VIII	destructrice	frayeur et panique	beaucoup de maisons anciennes subissent des dégâts, ruptures de canalisations	changement des sources, glissement de talus sur chaussées
IX	dévastatrice	panique	gros dégâts sur bâtiments peu solides, dégâts aussi à maisons bien bâties, ruptures de canalisations souterraines	crevasses dans terrain, éboulements, beaucoup de glissements de terrain
X	anéantissante	panique générale	bâtiments en briques détruits	rails tordus, glissements de terrain meubles sur versants, formation de nouveaux lacs
XI	catastrophique		peu de bâtiments résistent, canalisations sautent	modifications étendues du sol, tsunami
XII	grande catastrophe		constructions au-dessus et au-dessous du sol totalement détruites	bouleversement de la topographie, tsunami

Tableau 1: Description des dommages correspondant aux intensités MSK

B. Extraits de l'EMS 98

Cette étude de la vulnérabilité du bâti d'Aigle est basée sur l'approche et les indications de EMS 98 [Grünthal et al. 1998]. Ce document est disponible à l'adresse Internet suivante :

<http://www.gfz-potsdam.de/pb5/pb53/projekt/ems/index.html>

Cette annexe rappelle à titre indicatif quelques-uns des principaux éléments utilisés dans cette étude.

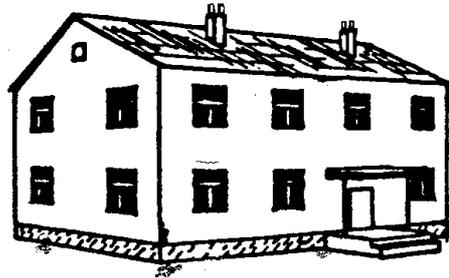
B.1 Catégories sismiques et classes de vulnérabilité

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				—	○	—
WOOD timber structures			—	○	—	
○ most likely vulnerability class; — probable range; - - - - - range of less probable, exceptional cases						

Figure 3: Catégories sismiques (« Type of structure ») et classes de vulnérabilité selon l'EMS 98

B.2 Degrés de dégâts

Classification of damage to masonry buildings



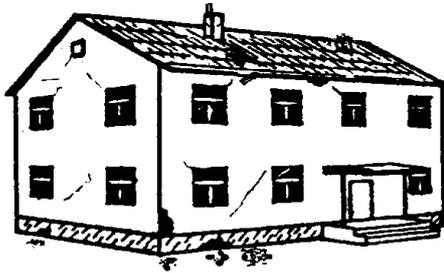
Grade 1: Negligible to slight damage
(no structural damage,

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.



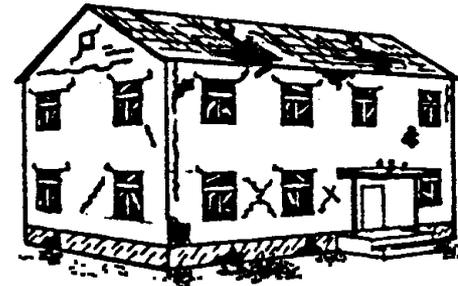
Grade 2: Moderate damage
(slight structural damage, moderate

non-structural damage)

Cracks in many walls.

Fall of fairly large pieces of plaster.

Partial collapse of chimneys.

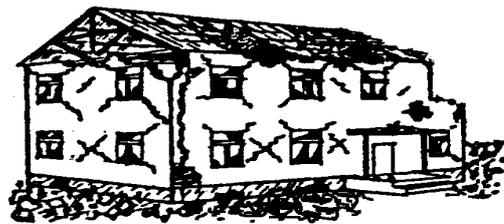


Grade 3: Substantial to heavy damage
(moderate structural damage,

heavy non-structural damage)

Large and extensive cracks in most walls.

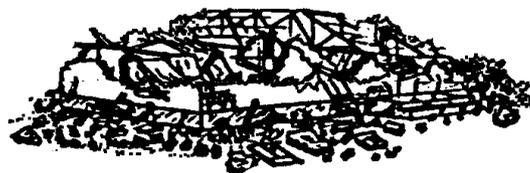
Roof tiles detach. Chimneys fracture at the roof line; failure of individual non-structural elements (partitions, gable walls).



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.

Figure 4: Illustration des degrés de dégâts pour les bâtiments en maçonnerie [EMS 98]

B.3 Corrélation intensité MSK et dégâts

L'EMS 98 décrit les dégâts susceptibles de se produire pour les bâtiments des diverses classes de vulnérabilité et pour des événements sismiques de différentes intensités. Par exemple selon l'EMS 98, un séisme d'intensité IV, n'engendre aucun dégât aux structures

Pour un séisme d'intensité VII:

- Beaucoup de bâtiments de la classe de vulnérabilité A souffrent de dommages de degré 3 et certains de degré 4
- Beaucoup de bâtiments de la classe de vulnérabilité B souffrent de dommages de degré 2 et certains de degré 3
- Quelques bâtiments de la classe de vulnérabilité C subissent des dommages de degré 2
- Quelques bâtiments de la classe de vulnérabilité D subissent des dommages de degré 1

Pour un séisme d'intensité XII :

- Une destruction de tous les bâtiments des classes de vulnérabilité A et B, de pratiquement tous ceux de la classe C et de beaucoup des classes D, E et F. Les effets d'un séisme d'une telle intensité atteignent le maximum concevable pour l'homme.

B.4 Description quantitative du nombre de bâtiments

Comme indiqué dans l'annexe B.3, l'EMS 98 propose une corrélation entre l'intensité sismique et l'endommagement des bâtiments. Elle utilise pour ce faire des indications du type « few » (quelques), « many » (beaucoup) et « most » (la plupart). Une valeur quantitative pour ces termes est donnée dans une figure reproduite à la figure 5. pour l'inventaire sismique de la ville d'Aigle ces termes ont généralement été quantifiés comme suit :

- Few : 15%
- Many : 40%
- Most : 65%

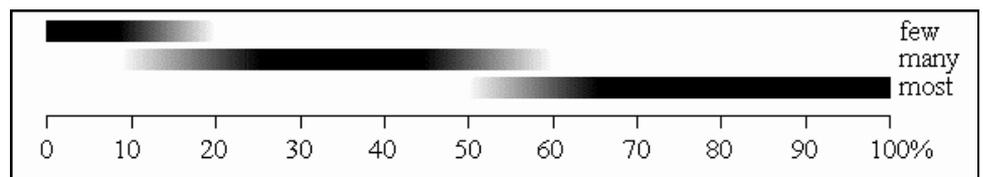


Figure 5: Description quantitative des taux de bâtiments

C. Complément sur la vulnérabilité sismique

C.1 Courbes de vulnérabilité

La figure 6 représente les courbes de vulnérabilité pour les six classes de vulnérabilité. Une autre manière de représenter la vulnérabilité de bâtiments est montrée à la figure 7. Cette figure donne, pour chaque degré de dommage, le pourcentage pour chaque classe de vulnérabilité de bâtiments subissant ce degré de dommage.

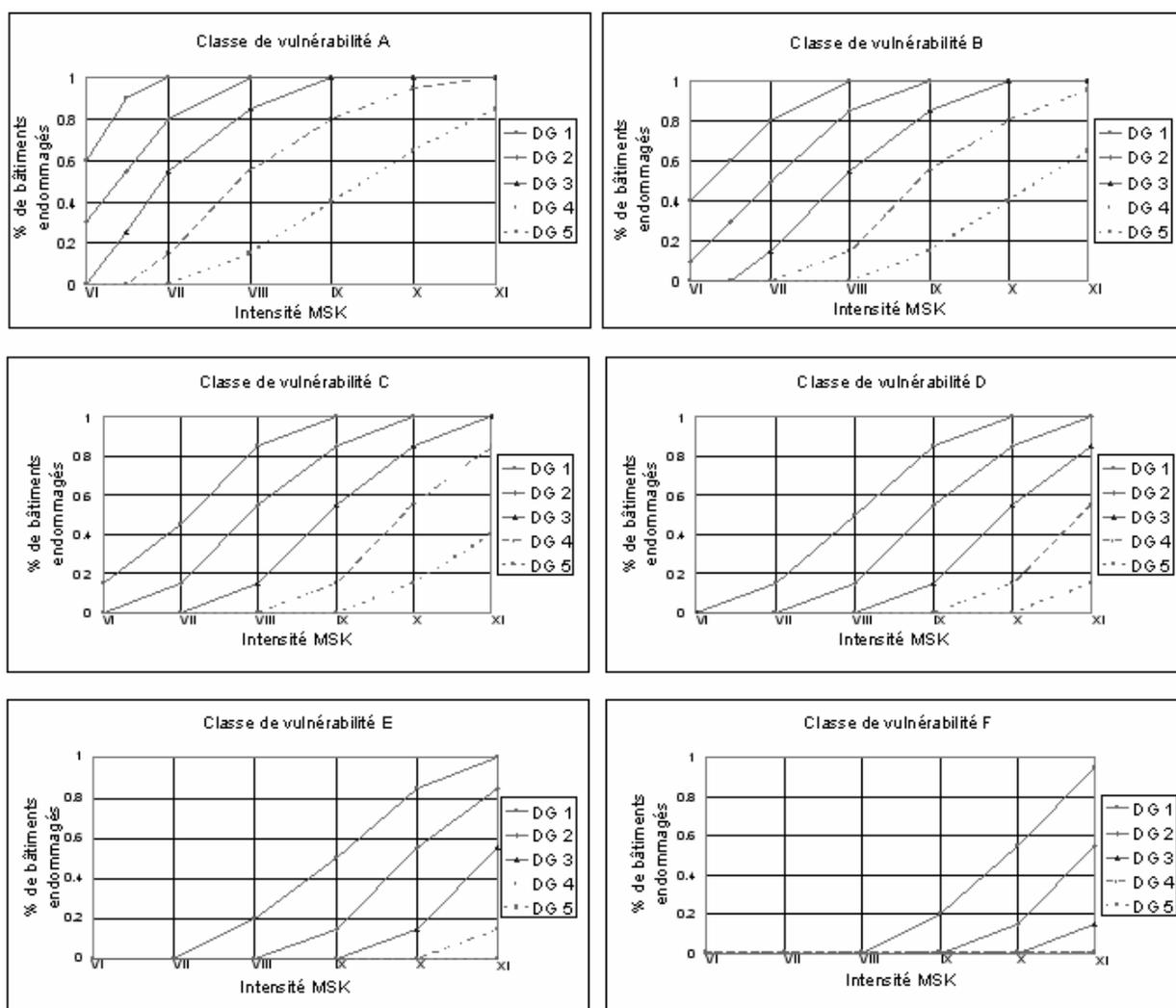


Figure 6: Courbes de vulnérabilité pour les six classes de vulnérabilité

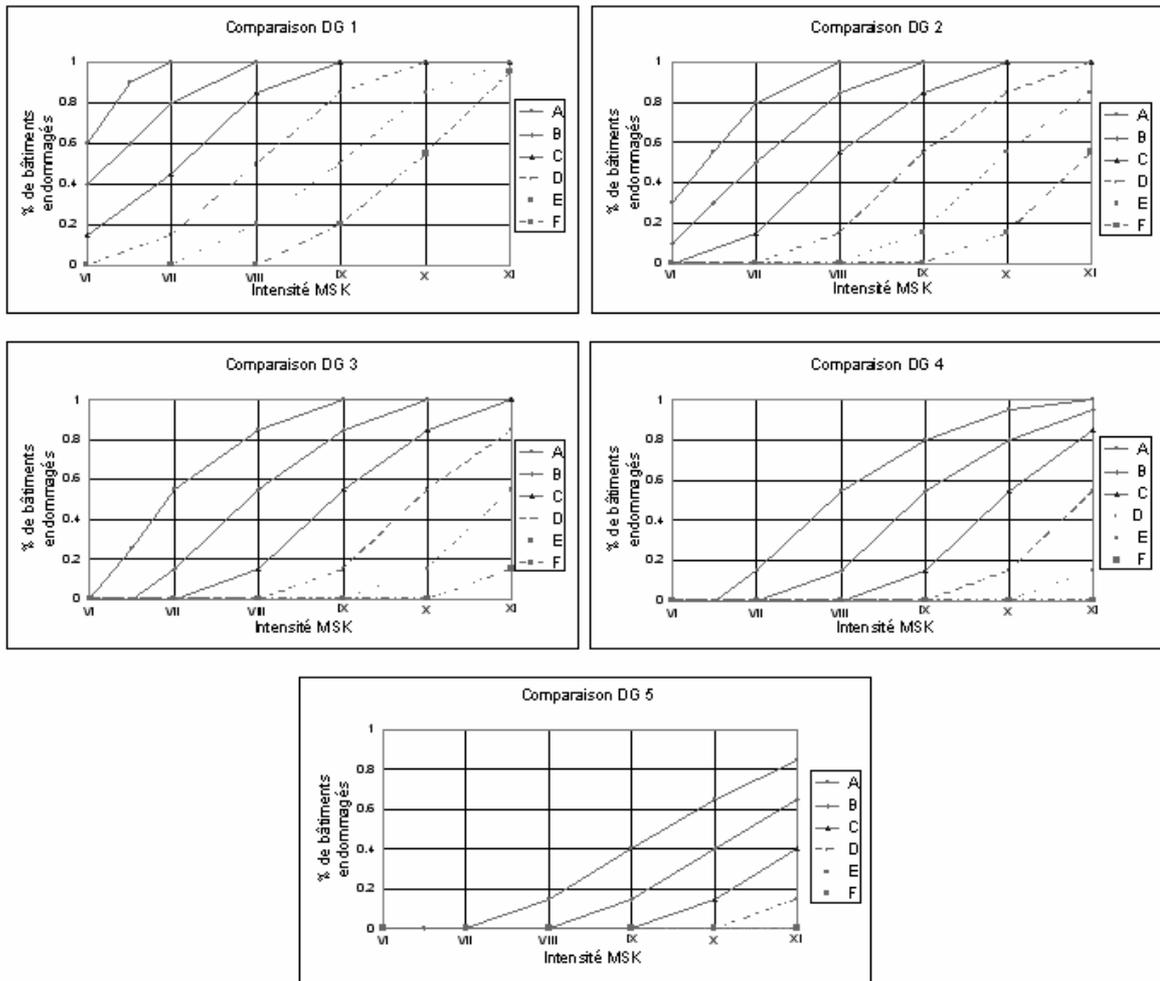


Figure 7: Vulnérabilité pour les différents degrés de dégâts

C.2 Tableau de répartition dans les différentes classes de vulnérabilité

Le tableau 2 donne pour chaque catégorie sismique et en fonction du nombre d'étages la répartition des bâtiments dans les différentes classes de vulnérabilité. La répartition est basée sur celle proposée dans l'EMS 98 (voir annexe B.3). Excepté pour les bâtiments en maçonnerie traditionnelle (moellons), elle l'utilise pour les bâtiments ayant entre 3 et 3.5 étages. Pour les autres catégories d'étages, la vulnérabilité est décalée vers les classes les plus vulnérables lorsque le nombre d'étages augmente et vers les classes moins vulnérables lorsque le nombre d'étages diminue. En ce qui concerne la catégorie des bâtiments en maçonnerie traditionnelle, la répartition s'est fait sur base des résultats obtenus dans l'analyse détaillée de cinq bâtiments de cette catégorie. Les résultats de cette analyse se trouvent dans l'annexe F.

Catégories sismiques	Nombre d'étages	Classe de vulnérabilité A	Classe de vulnérabilité B	Classe de vulnérabilité C	Classe de vulnérabilité D	Classe de vulnérabilité E	Classe de vulnérabilité F
Moëllons	1 - 2.5	50	50	0			
	3 - 3.5	65	35	0			
	4 - 4.5	75	25				
	5 - 5.5	90	10				
	6 - 6.5						
	7 et +						
Maç. Mod	1 - 2.5		10	50	40		
	3 - 3.5		20	70	10		
	4 - 4.5	10	50	40			
	5 - 5.5	20	70	10			
	6 - 6.5	20	70	10			
	7 et +	20	70	10			
Murs en B.A.	1 - 2.5				40	50	10
	3 - 3.5			10	70	20	
	4 - 4.5			40	50	10	
	5 - 5.5		10	70	20		
	6 - 6.5		10	70	20		
	7 et +		10	70	20		
Cadres B.A.	1 - 2.5				20	30	50
	3 - 3.5			10	20	50	20
	4 - 4.5		10	10	40	30	10
	5 - 5.5		10	20	50	20	
	6 - 6.5		10	20	50	20	
	7 et +		10	20	50	20	
Bois	1 - 2.5			20	30	50	
	3 - 3.5		10	20	50	20	
	4 - 4.5	10	10	40	30	10	
	5 - 5.5	10	20	50	20		
	6 - 6.5	10	20	50	20		
	7 et +	10	20	50	20		
Acier	1 - 2.5				20	30	50
	3 - 3.5			10	20	50	20
	4 - 4.5		10	10	40	30	10
	5 - 5.5		10	20	50	20	
	6 - 6.5		10	20	50	20	
	7 et +		10	20	50	20	
Pierres taillées	1 - 2.5		10	50	40		
	3 - 3.5		20	70	10		
	4 - 4.5	10	50	40			
	5 - 5.5	20	70	10			
	6 - 6.5	20	70	10			
	7 et +	20	70	10			
	Eglises	20	70	10			

Tableau 2: Relation entre la catégorie la catégorie sismique des bâtiments, leur nombre d'étages et leur classe de vulnérabilité. Répartition en %

C.3 Vulnérabilité du bâti par zone cadastrale

Le plan cadastral de la ville se trouve aux figures 2 et 3 en annexe G. La figure 8 montre la répartition des bâtiments en termes de nombre dans les six zones cadastrales de la ville. La figure 9 présente la répartition de ces bâtiments pour les six principales zones cadastrales de la ville d'Aigle. Elle permet de voir que la vulnérabilité de la ville est dépendante de la zone et est pour Aigle concentrée dans le centre-ville.

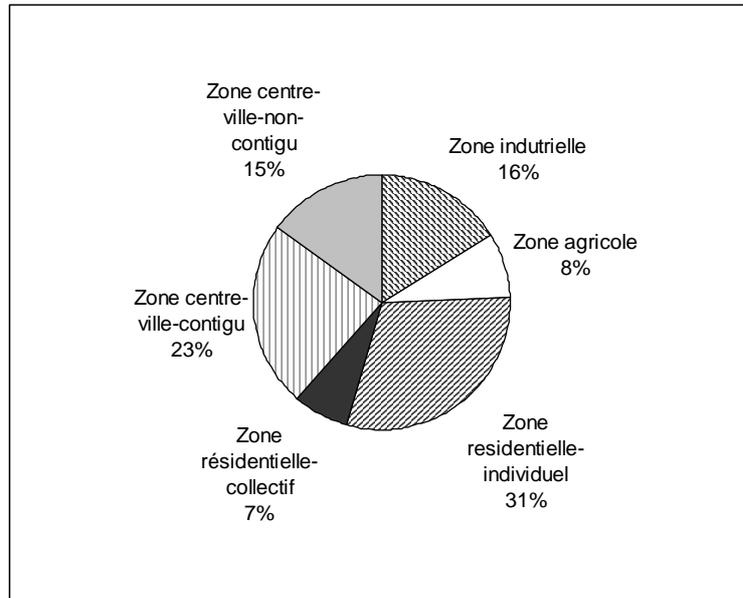


Figure 8: Répartition des bâtiments dans les 6 zones cadastrales

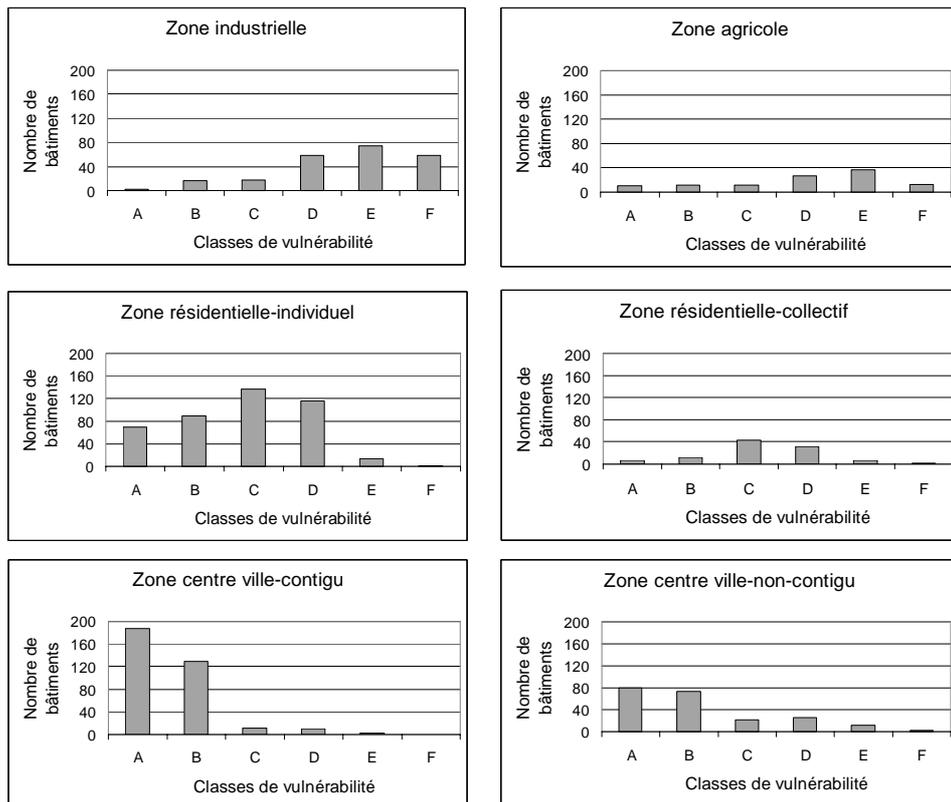


Figure 9: Distribution des bâtiments dans les différentes classes de vulnérabilité et pour les 6 zones cadastrales

D. Constructions en maçonnerie traditionnelle

La maçonnerie est formée de deux éléments : la brique ou la pierre d'un côté et le mortier de l'autre. La maçonnerie moderne du bâtiment en Suisse utilise en prépondérance des briques, soit de terre cuite, de ciment ou silico-calcaire. Les murs en maçonnerie traditionnelle sont généralement construits avec des pierres, bien qu'on trouve parfois des éléments en brique de terre cuite. Les pierres sont de formes et de qualité variable, une catégorisation des différents appareils existants est présentée dans l'annexe A1 de la norme SIA V178.

Le comportement mécanique d'un mur en maçonnerie dépend de beaucoup de paramètres, notamment de la qualité du mortier. Cette annexe discute brièvement la résistance mécanique des mortiers et de la maçonnerie historique.

D.1 Mortier

La fabrication du mortier de chaux a évolué très lentement après son invention à l'époque romaine. On faisait normalement cuire la chaux dans des fours qui se trouvaient aux environs des chantiers. C'est à partir du 19^{ème} siècle, avec l'industrialisation et la découverte du ciment « Portland », qu'on a pu améliorer les mortiers [Schmiedmayer 1995].

Les caractéristiques mécaniques des mortiers varient beaucoup selon leur composition. Les tableaux 3 et 4, ci-dessous, indiquent des plages de valeurs pour la résistance à la compression de différents mortiers. Ces valeurs sont tirées de [Schmiedmayer 1995] et sont basées sur des essais historiques. Les mortiers de chaux ont une résistance faible et variable, située entre 0.3 et 2.0 MPa (des essais datant de 1920 donnent des résistances nettement plus hautes pour des mortiers de chaux avec des ajouts hydrauliques). La résistance monte à environ 10 MPa pour les mortiers bâtards, et encore plus haut pour les mortiers de ciments.

Composition	Age	Résistance à la compression [MPa]
chaux : sable		
1 : 3	28 jours	1.2
1 : 2	90 jours	0.6 - 1.8
1:(2-4)	≈ 28 jours	< 1.0
1 (chaux hydraulique) :(2-4)	≈ 28 jours	0.5 - 2.0

Tableau 3: Résistance à la compression de mortiers de chaux (essais de 1898 - 1915)

Composition	Age	Résistance à la compression [MPa]
chaux : ciment : sable		
1:3:12	28 jours	10.6
1:1:3	28 jours	11.8
0:1:3	28 jours	30.8
0:1:2	28 jours	3.6
0:1:2	360 jours	13.3

Tableau 4: Résistance à la compression de mortiers bâtards et de mortiers de ciments (essais de 1870 - 1920)

D'après [Akadem. Ingr. Verein, ETH Zürich, 1913], le mortier de chaux hydraulique devrait atteindre une résistance à la compression de 40 kg/cm² (4 Mpa) après 28 jours. Il est cependant connu que dans la pratique, le mortier atteignait généralement une résistance d'environ 10 kg/cm² (1 Mpa), en raison d'une consistance trop liquide. On note l'influence de l'âge du mortier : la résistance à la compression a quadruplé entre l'âge de 28 jours et l'âge de 365 jours.

D.2 Résistance des murs en maçonnerie

Le comportement mécanique d'un élément de structure en maçonnerie dépend de la résistance à la compression des briques/pierres, de leur forme, de leur appareil, de la résistance du mortier, de l'épaisseur de la couche de mortier et de l'interaction brique et mortier [Calvi et al. 1996].

A la fin du 19^{ème} siècle, l'analyse des structures s'est développée de plus en plus. On trouve donc des contraintes admissibles pour différents matériaux à partir de cette période. Des valeurs indicatives sont données dans les tableaux 5, 6 et 7. Le tableau 7 concerne les murs de

maçonnerie de briques artificielles avec, sauf indiqué, un mortier de chaux. La contrainte admissible en compression est inférieure à 1 Mpa. Le tableau 6 concerne les murs de maçonnerie de pierre naturelle. Selon [Ahnert et al. 2000], la contrainte admissible pour la maçonnerie de pierre naturelle valait environ le 5% de la résistance à la compression mesurée sur échantillons.

Briques	Contrainte admissible [MPa]
Briques terre cuite normales (1880, 1887)	0.7 - 0.8
Briques terre cuite poreuses (1887 - 1952)	0.3 - 0.6
Briques silico-calcaires (1910 - 1952)	0.7 - 1.0
Briques silico-calcaires, "avec trous" (1955)	0.4
Briques ou pierres diverses (avec mortier de terre glaise)	0.3

Tableau 5: Contraintes admissibles pour des murs en maçonnerie de briques [Ahnert et al. 2000]

Type de pierres et mortiers	Contrainte admissible [MPa]
Moellons et mortier de chaux Gemischtes Bruchsteinmauerwerk	0.5
Moellons et mortier de ciment Gemischtes Bruchsteinmauerwerk aus lagerhaften Steinen	0.9
Moellons équarris et mortier de ciment Bruchsteinmauerwerk aus zugerichteten Steinen	1.2
Moellons à assise régulière Schichtenmauerwerk	1.8

Tableau 6: Contraintes admissibles pour des murs en maçonnerie de pierres [Ahnert et al. 2000]

Une autre source d'informations est la norme provisoire SIA 13 de 1943 sur le calcul et la construction de constructions en maçonnerie de briques et de pierres. Elle spécifie les contraintes admissibles à la compression du tableau 5 pour la maçonnerie de briques (format 25 x 12 x 6 cm). Elle indique de plus qu'un mortier de ciment doit avoir une teneur en ciment Portland de 300 - 350 kg / m³ de mortier, qu'un mortier bâtard doit contenir 200 kg/m³ de chaux hydraulique et 100 kg/m³ de ciment Portland, et qu'un mortier de chaux contient 250 - 350 kg / m³ de chaux hydraulique.

Briques	Résistance ⁽¹⁾ des briques [MPa]	Mortier		
		de ciment	bâtard	de chaux
Terre cuite	normale : 22	1.4	0.9	0.6
	haute : 35	2.2	1.3	0.8
Silico-calcaire	normale : 16	1.4	0.9	0.6
	haute : 25	2.2	1.3	0.8

⁽¹⁾ Résistance à la compression (valeurs moyennes, tolérance de -20%)

Tableau 7: Résistance à la compression de murs chargés de manière centrée

E. Comportement sismique de constructions en maçonnerie

Cette annexe présente brièvement quelques éléments connus sur le comportement sismique des bâtiments en construction traditionnelle. Elle complète le Chapitre 4 du rapport ainsi que l'Annexe F.

E.1 Modes de rupture

Les bâtiments de construction traditionnelle sont « non-engineered » : leur conception est basée sur l'expérience développée par « trial and error ». Un cas de charge exceptionnel tel que le séisme n'a pas été considéré explicitement, sa résistance sismique est donc « par défaut ». Le tableau 8 donne une vue d'ensemble des modes de ruptures les plus importants. Des descriptions des modes de rupture suivent dans les paragraphes ci-dessous et les outils analytiques utilisés pour leur calcul sont présentés dans la section suivante.

Élément structural	Sollicitation	Mode de rupture	Capacité de dissipation d'énergie
Mur en maçonnerie	« in plane »	rupture à l'effort tranchant / écrasement d'un pied du mur	petite (rupture fragile - « non ductile »)
		« rocking » (balancement)	importante
	« out-of-plane »		importante
	parallèle au plan	destruction de la liaison entre des murs perpendiculaires	petite
Dalle (diaphragme)	« in-plane »	rupture de l'ancrage dans les murs (résistance contre des forces horizontales)	petite
Fondation	-	tassement	-

Tableau 8: Modes de rupture sismiques principaux des éléments structuraux des bâtiments en construction traditionnelle

En l'absence d'un concept clair de reprise d'efforts horizontaux, le flux des forces peut varier considérablement d'un bâtiment à l'autre ou d'un séisme à l'autre. En conséquence, les bâtiments endommagés montrent des dégâts variés et il est parfois difficile d'identifier un mode de rupture clair.

rupture « in-plane »

Soumis à des sollicitations parallèles à leur plan (« in-plane »), les murs en maçonnerie présentent différentes formes de ruptures. Les murs avec un rapport hauteur sur longueur proche de l'unité développent souvent des fissures diagonales. Cela signifie que la résistance à la traction a été déterminante pour la rupture. Ces fissures forment un X typique (figure 10) qui divise le mur en quatre parties. Dans d'autres cas, surtout sous des efforts verticaux importants, une force horizontale peut introduire des contraintes verticales supplémentaires qui peuvent mener à l'écrasement d'un des pieds du mur.



Figure 10: Rupture « in-plane » en X des murs de maçonnerie.

La Figure 11 montre un autre mode de rupture « in-plane » d'un mur en maçonnerie. D'abord une fissure verticale qui s'est formée parallèlement aux liaisons de ce mur avec les murs qui lui sont perpendiculaires, ceci provoque la destruction de la liaison (voir aussi la figure 16). Ensuite, une fissuration verticale dans la section faible à l'interface des bouts de murs et des linteaux (figure 11, milieu du mur).



Figure 11: Rupture « in-plane » d'un mur en maçonnerie

Un autre comportement à la rupture « in-plane » qui a été observé dans des murs élancés est un mouvement stable de balancement (« rocking mode »). Comme les essais en laboratoire l'ont démontré, c'est un mode de rupture avec une capacité de dissipation d'énergie importante [Abrams 1997].

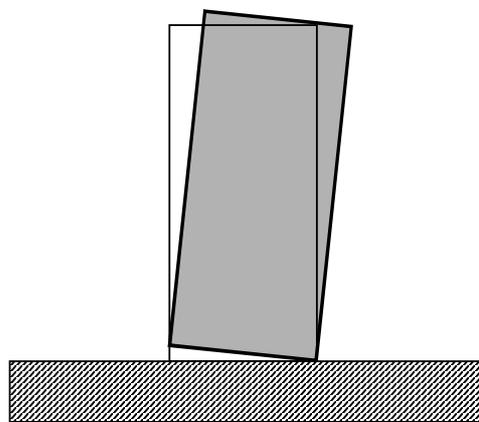


Figure 12: « Rocking mode » d'un mur élancé

rupture « out-of-plane »

La figure 13 montre un exemple typique de rupture d'un mur en maçonnerie hors de son plan (« out-of-plane »). C'est un mode de rupture fréquent pour les murs des étages supérieurs où les accélérations sismiques peuvent être élevées alors que l'effet stabilisant des efforts gravitaires sur les murs est faible.



Figure 13: Rupture hors du plan (« out-of-plane ») de murs en maçonnerie

Les pignons sont particulièrement concernés par le mode de rupture hors plan, surtout lorsqu'ils sont hauts et ne sont pas bien tenus horizontalement en tête (porte-à-faux). C'est souvent le cas dans des constructions traditionnelles telle que celle de la figure 14. Ces bâtiments ont généralement une charpente de toit en bois qui se déforme facilement sous des efforts horizontaux et impose au mur pignon une déformation importante hors plan en tête. Ceci peut amener un écoulement hors du plan des murs pignons même pour un séisme d'intensité modérée.



Figure 14: Bâtiment de construction traditionnelle avec un mur pignon haut de deux étages

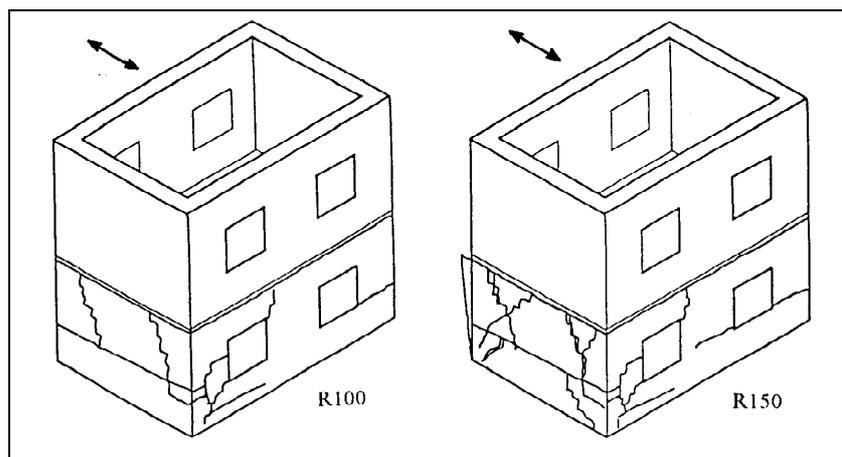
Modes de ruptures
combinés

Figure 15: Fissuration des murs d'un prototype testé sur une table vibrante pour deux niveaux de sollicitations différents

Les sollicitations sismiques ont des caractéristiques « irrégulières ». Un élément structural est notamment souvent déformé dans son plan mais aussi perpendiculairement à celui-ci pendant un séisme. En conséquence, les essais et la réalité, montrent souvent des modes de rupture « combinés ». La figure 15 montre des fissures inclinées (rupture à la traction), des fissures plus ou moins verticales (décomposition des liaisons) et des fissures le long des sections faibles peuvent être distinguées.

Dans les essais de [Tomazevic et al. 1996], l'influence des ancrages des diaphragmes dans les murs a été étudiée. La figure 16 montre le cas où un diaphragme formé d'une dalle en béton armé est associé à la destruction des murs de l'étage inférieur, tandis que les murs de l'étage supérieur sont restés intacts. On observe dans les murs inférieurs la décomposition des liaisons entre deux murs perpendiculaires, ainsi que des fissures diagonales. On observe aussi le « glissement » de l'étage supérieur sur les murs de l'étage inférieur. L'étage supérieur est renforcé par la dalle qui dans son plan peut reprendre de la traction et est rigide au cisaillement (effet diaphragme).

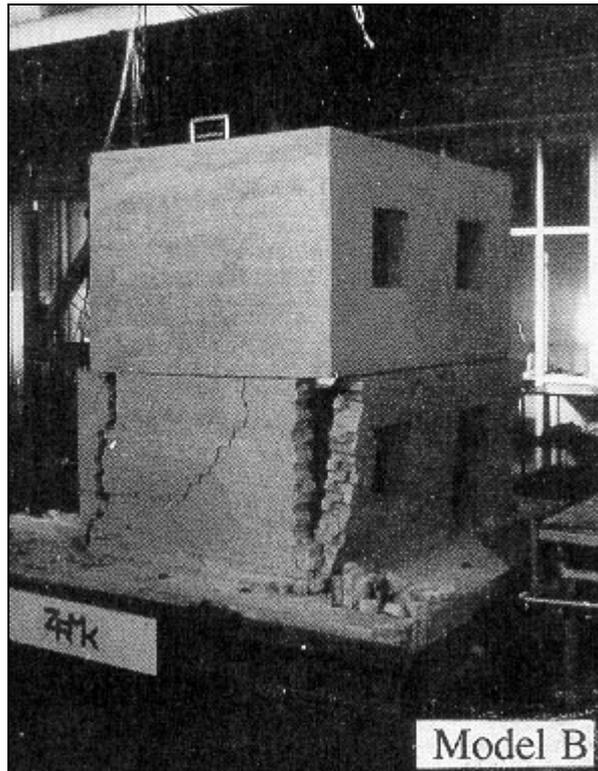


Figure 16: Essai sur table vibrante [Tomazevic et al. 1996].

E.2 Analyse des modes de ruptures

Cette section fait la liste d'outils analytiques disponibles pour modéliser et calculer les principaux modes de ruptures décrits dans la section précédente. Parmi les modes de rupture dans le plan (« in-plane ») on distingue les modes de rupture fragiles et les modes de rupture ductiles.

fissuration diagonale et écrasement d'un des pieds du mur

Modes de rupture « in-plane » – fragiles

Les murs avec un rapport longueur sur hauteur proche de l'unité sont considérés comme ayant un comportement fragile. La [FEMA-273 1997] propose deux types de formules pour le calcul des modes de ruptures fragiles : la fissuration diagonale ou l'écrasement du pied du mur.

glissement dans un joint de mortier

Modes de rupture « in-plane » – ductile

Pour les murs trapus (rapport longueur sur hauteur de 1.5 ou plus), un glissement dans un des joints de mortier peut être à la base du mode de rupture et il en est tenu compte dans le calcul proposé par la FEMA-273 pour ce type de murs. Cependant, ce mode de rupture n'a jamais été observé lors d'un séisme [Abrams 2001]. Dans de telles situations, les

formules proposées par [CGSEEB 1994] semblent plus proches des essais sur des murs en maçonnerie réalisés en Suisse [Peter 2000].

balancement

Un autre mode de rupture ductile observé lors d'un séisme est le balancement de murs élancés (rapport longueur sur hauteur de 0.67 ou moins) [Abrams 1997] (figure 12). Des essais de laboratoire ont montré qu'il est caractérisé par une grande dissipation d'énergie (réduction des forces élastiques allant jusqu'à un facteur 4).

Modes de rupture « out-of-plane » - ductile

En ce qui concerne le comportement hors plan, des réflexions théoriques [Priestley 2000] tout comme des essais en laboratoire [Doherty et al. 2000] ont montré que l'état ultime passe par un comportement non-linéaire des éléments (figure 17). La relation force – déplacement présente une forme tri-linéaire ; la rupture se produit lors d'un déplacement supérieur à environ 45% de l'épaisseur du mur.

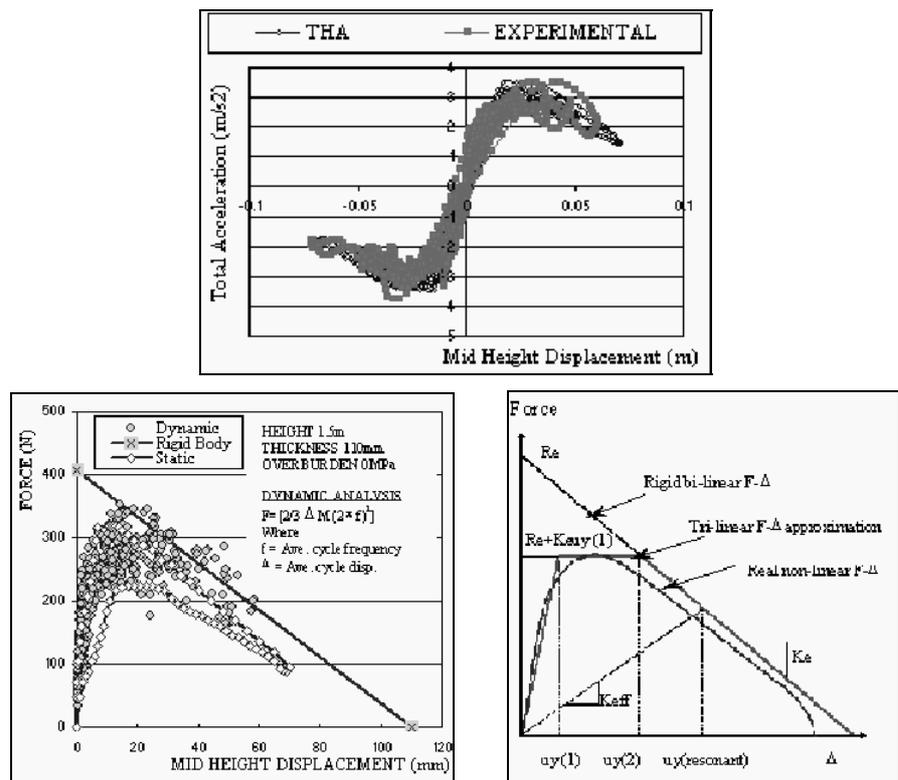


Figure 17: Relations expérimentale force – déplacement (« out-of-plane ») au milieu d'un mur appuyé en tête et en pied [Doherty et al. 2000].

E.3 Recherche sur le comportement sismique des constructions en maçonnerie

La recherche sur la tenue sismique des structures existantes, et en particulier des constructions en maçonnerie, est relativement récente. Jusque dans les années 80, la recherche sismique se concentrait sur le dimensionnement des structures nouvelles. Cette section présente brièvement quelques études sur le terrain et en laboratoire qui contribuent à l'évaluation parasismique des constructions traditionnelles.

Observation des dommages in situ

Donnée disponibles limitées

L'observation de dommages sismiques in situ après un événement sismique doit guider l'évaluation de la vulnérabilité des structures. [Hassan et al. 1996] est un exemple d'une telle étude. Malheureusement, la volonté et les moyens de répertorier ces dommages (et les caractéristiques de l'événement sismique qui en est la cause) de manière systématique sont récents et les données de qualité mises à disposition sont encore limitées. Les données disponibles sont particulièrement inadéquates en regard de la variabilité du bâti : le type de construction varie considérablement d'une région à l'autre et dans le temps. Il y a notamment peu de répertoire de dommages observés qui puissent être utilisés facilement pour l'évaluation du bâti suisse, en particulier du bâti traditionnel.

EMS 98

Un effort important de définition de la vulnérabilité sur la base de dommages observés est celui du European Macroseismic Scale 1998 (EMS-98 [Grünthal et al. 1998]). EMS-98 offre une corrélation entre le matériau de structure et la vulnérabilité sismique (Table 9).

Construction material	Vulnerability					
	High			Low		
	Vulnerability class					
	A	B	C	D	E	F
Simple stone						
Rubble stone / field stone						
Massive stone (castles, monuments)						
Unreinforced masonry with RC-floors						
Reinforced concrete structures						
Steel structures						

Tableau 9: Vulnerability of buildings according to their construction material as indicated by EMS-98 [Grünthal et al. 1998].

Réponse sismique d'un bâtiment instrumenté

Il existe une série de mesures de la réponse sismique d'un bâtiment en maçonnerie. [Tena-Colunga and Abrams 1992] ont présenté des mesures effectuées dans une ancienne caserne de pompier de deux étages pendant le séisme de 1989 de Loma Prieta. Il est intéressant de noter que bien qu'une accélération importante ait été mesurée ($p_{ga} = 0.3g$ et accélération en toiture jusqu'à $0.8g$), peu de dommages (fissuration) ont été observés.

Recherche en laboratoire

Cette section présente une vue d'ensemble des principales recherches expérimentales de ces dernières années sur le comportement sismique de la maçonnerie (un état des connaissances a été dressé en 1996 dans Calvi, Kingsley and Magenes [1996]). Il débute par le tableau 10 qui présente quatre campagnes d'essais sur le comportement sismique global de structures en maçonnerie. Il s'agit dans chaque cas de structures en maçonnerie en trois dimensions. Les essais effectués par l'ISMES sont remarquables par le fait qu'ils étaient dynamiques et que le nombre important d'essais a permis l'étude de l'influence de la variation de plusieurs paramètres.

Les principaux résultats des recherches décrites au tableau 10 sont présentés au tableau 11. On peut mentionner notamment que les essais de Pavia et de l'Université de l'Illinois ont été effectués sur des structures similaires mais ont montré des comportements très différents. Il semble que cette différence soit due aux différences de propriétés du mortier et des briques entre les deux essais.

University / Laboratory (publication)	Test structure(s)	Scale	Wall thickness	Material	Loading (quantities in respect to prototype)
Pavia (Calvi & Magenes in [Abrams et al. 1994])	one 2-story building	full scale	0.25 m	«old urban construction in Italy»; $f_m'=6.2$ MPa ; $v_m=0.35$ MPa	static – cyclic (reproduce loading of tests by Abrams [1997])
Univ. of Illinois at Urbana-Champaign [Abrams 1997]	two 2-story building	3/8	0.25 m	solid bricks, poor mortar ; $f_m'=13.0$ MPa ; $v_m=0.32$ MPa	dynamic (shaking table); measured time history (scaled), no significant accelerations under 2.5 Hz
Tomazevic [Tomazevic et al. 1996]	four 2-story building with different diaphragms	1/4	0.39 m	old urban brick-masonry ; $f_m'=4.2$ MPa ; $v_m=0.32$ MPa	dynamic (shaking table); strong accelerations down to 1.0 Hz
ISMES, Seriate – Bergamo [Benedetti et al. 1996]	eight 2-story buildings with wooden slabs, different degrees of repair; four with brick masonry, four with stone masonry (poor quality)	1/2	0.45 m	stone and brick-masonry of poor quality ; $f_m'=0.27$ MPa (stone m.) $f_m'=2.20$ MPa (brick m.)	dynamic (shaking table); long time-history of 80 (40) sec, representing a soft site; 3d-excitation

Tableau 10: Principales recherches expérimentales sur le comportement sismique de constructions en maçonnerie.

University / Laboratory (publication)	Test structure (s)	Main results
Pavia (Calvi & Magenes in [Abrams et al. 1994])	one 2-story building	<ul style="list-style-type: none"> under initial loading, cracking starts in the spandrels. With increasing lateral loading the piers start cracking too and are the location of failure (shear, sliding or rocking). at 0.1% drift: cracking starts, at 0.2% the maximum horizontal force is achieved, at 0.4% the test was stopped with minor degradation of the lateral load carrying capacity ("due to joint-sliding mechanism in the critical piers. Even though diagonal cracks developed through brick and mortar, large local joint sliding displacements were observed during final stages of the test.") some piers in the window wall showed a rocking mode, some pier in the door wall showed a shear response (not in agreement with shaking table tests by Abrams)
Univ. of Illinois at Urbana-Champaign (Abrams in [Abrams et al. 1994] [Abrams 1997])	two 2-story building	<ul style="list-style-type: none"> substantial nonlinear behaviour (0.9% drift & no fear of collapse) due to rocking behaviour limitation of inertial forces can happen by weakening 1 wall of a 2-wall-diaphragm system no coupling occurred by the flexible diaphragm elastic base shear was up to 4.3 times greater than the measured base shear maxima
Tomazevic [Tomazevic et al. 1996]	four 2-story building with different diaphragms	<ul style="list-style-type: none"> base shear coefficient in all bldg models 0.10 – 0.13; story drift at failure 1.0% or greater (up to 3%) bldgs. without diaphragms offering tensile strength show a decomposition of the walls close to their connection with other walls ties in diaphragms permit to connect perpendicular walls efficiently
ISMES, Seriate – Bergamo [Benedetti et al. 1996]	B1, C1 (without repair) brick masonry 2-story buildings with wooden slabs	<ul style="list-style-type: none"> B1, C1 (without repair) show relevant damages from $p_g a = 2.0 \text{ m/s}^2$ base shear at start of "significant yield": $V_y/W \approx 0.2$, at ultimate limit state $V_u/W \approx 0.25 \dots 0.30$ stated drifts in last run: 0.27%; 0.50% parallel walls may vibrate with a certain shift (up to 50%) behaviour factor estimated as $q = 1.5$
	G1 (without repair) stone masonry 2-story buildings with wooden slabs (poor masonry quality !)	<ul style="list-style-type: none"> G1 (without repair) shows relevant damages from $p_g a = 0.7 \text{ m/s}^2$ base shear at failure $V_u/W \leq 0.09$ drifts in last run – not indicated behaviour factor – not estimated G1: separation of walls observed
	all eight 2-story buildings with wooden slabs	<ul style="list-style-type: none"> clear difference in the response of the stone masonry buildings and in the response of the brick masonry behaviour factor $q \geq 1.5$ (range from 1.5 to 2.7) initial damping of undamaged brick masonry: 6 – 10%; stone masonry 10% of critical damp. base shear at ultimate limit state $V_u/W = 0.22 \dots 0.31$ for brick masonry

Tableau 11: Principaux résultats des essais décrits dans le tableau 10

Essais sur des éléments de murs en maçonnerie

Le tableau 12 présente quelques recherches expérimentales sur des éléments de murs en maçonnerie. La plupart de ces essais étudient le comportement dans le plan (solicitations "in-plane"). Le comportement hors plan a été étudié par [Doherty et al. 2000; Lam et al. 1995]. Ils ont mis en évidence que la modélisation de la rupture hors plan ne peut pas se faire uniquement en fonction des forces sismiques, mais doit considérer les déformations sismiques (« seismic displacement demand »). Ceci est illustré à la figure 18, qui montre la comparaison de la demande et de la capacité sismique d'un mur de maçonnerie sollicité hors plan.

University / Laboratory (publication)	Test specimen	Dimensions (HxLxT [m])	Material	Loading	Results
Pavia (Calvi & Magenes in [Abrams et al. 1994])	5 walls	2 or 3 x 1.5 x 0.38	$f_m' = 7.9$ MPa (COV = 0.2)	static – cyclic	$\tau = 0.2 + 0.81 \cdot \sigma_{vert}$
Univ. of Illinois at Urbana-Champaign [Abrams 1997]	wooden diaphragms, masonry piers				ongoing research program
University of Melbourne, Australia [Lam et al. 1995]	walls, out-of-plane, fixed at top and bottom			Time history	out-of-plane failure is due to force and displacement loading

Tableau 12: Recherches expérimentales sur le comportement sismique d'éléments de mur en maçonnerie.

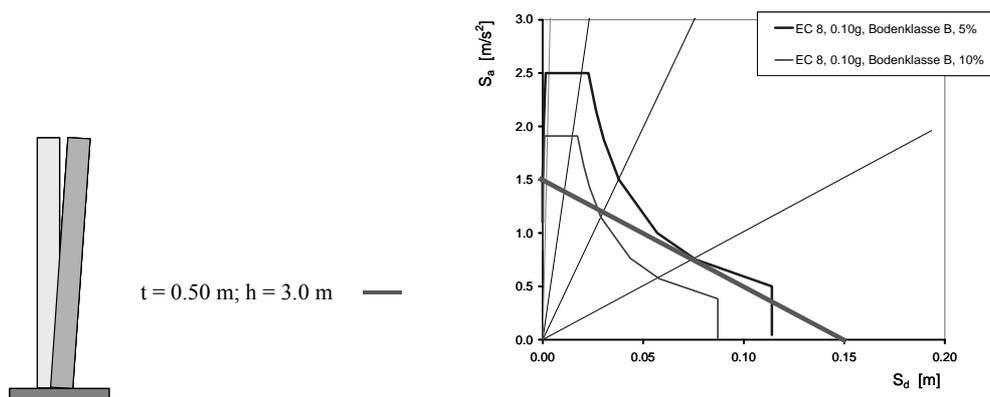


Figure 18: Modélisation de la rupture hors plan d'un mur en maçonnerie en porte-à-faux (courbes capacité et demande sismique dans le plan S_d et S_a)

F. Analyse de bâtiments en construction traditionnelle

L'un des deux volets du projet de recherche présenté dans ce rapport concerne l'évaluation de la vulnérabilité sismique des bâtiments en construction traditionnelle. Il s'agit d'étudier les bâtiments multi étages du type de ceux construits en maçonnerie de pierres dans le Canton de Vaud au 19^{ème} et au début du 20^{ème} siècle. Pour ce faire, cinq bâtiments ont fait l'objet d'une analyse sismique détaillée. Ces bâtiments sont présentés ci-dessous (section F.2). Les quatre premiers bâtiments sont situés à Aigle et ont été choisis parmi une première sélection de 16 bâtiments. Le cinquième bâtiment est situé à Lausanne. Il a été ajouté pour des raisons pratiques de disponibilité et de qualité des plans afin de compléter le groupe des bâtiments analysés. Les critères de sélection des bâtiments sont décrits au début du Chapitre 3. On a voulu sélectionner un échantillon de bâtiments représentatifs de la catégorie sismique étudiée et du bâti traditionnel de la ville d'Aigle en particulier.

F.1 Présentation des bâtiments analysés

Le tableau 13 présente les caractéristiques générales des cinq bâtiments choisis pour l'analyse. Les bâtiments analysés subsistent dans une configuration proche de l'origine. Leurs adresses actuelles des bâtiments ont été trouvées grâce aux représentant de la ville d'Aigle.

	Date de construction	Nombre d'étages	Hauteur (m)	Surface au sol (m ²)
Bâtiment n°6 Angle Rue de la Fontaine et Promenade de la Grande-Eau, Aigle	1913	3.5	11.1	71
Bâtiments n°7 Ch. Du Levant, 8, Aigle	1910 - 1920	2.5	9.4	90
Bâtiment n°12 Aigle, (démoli)	1914	3.5	13.4	141
Bâtiment n°16 Rue du Midi, 13, Aigle	1900	4.5	17.6	160
Bâtiment n°101 Av. Dapples, 3, Lausanne	1906	5.5	19.65	256

Tableau 13: Caractéristiques générales des bâtiments

Les bâtiments rencontrés sont construits principalement en moellons et en briques. Le bâti du début du 20^{ème} siècle est relativement uniforme. Il existe cependant de nombreuses exceptions, le domaine de la construction étant depuis longtemps déjà celui des prototypes. Un exemple de bâtiment non typique qui a été évalué dans cette étude est l'Alimentarium (Vevey, construit en 1917). Il se distingue notamment par des planchers et une charpente en béton armé. Ce matériau, moderne pour l'époque, est combiné à une construction très classique pour les murs. En effet, ceux-ci sont très épais et constitués d'un mélange de briques de terre cuite et de moellons non travaillés combinés à des matériaux de remplissage.

Les principales caractéristiques concernant les modes de construction et le comportement des bâtiments sont décrites au chapitre 3 et en annexe D et E. Les éléments principaux pour l'analyse des structures sont rappelés dans la démarche de calcul décrite dans cette annexe.

Dossiers de plans des bâtiments

Les figures 19 à 29 présentent les bâtiments analysés. Les plans et photos se trouvant dans cette annexe sont une sélection des documents qu'ils existent pour chaque bâtiment. Les figures ont été choisies afin de donner au lecteur la meilleure vue d'ensemble possible pour chaque bâtiment. Dans la mesure du possible, une vue en plan du rez-de-chaussée, une coupe et une élévation d'une façade ont été choisies.

Bâtiment n°6 : Angle rue de la Fontaine et Promenade de la Grande-eau, Aigle



Figure 19: Façade du bâtiment n°6

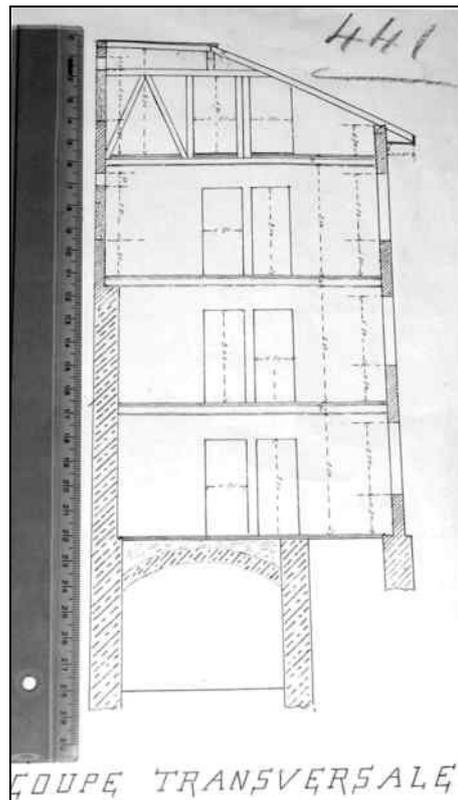


Figure 20: Coupe transversale du bâtiment n°6

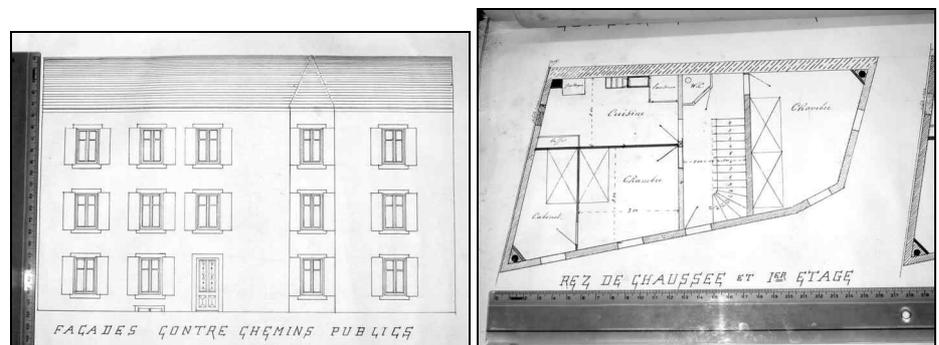


Figure 21: Plans de la façade et du rez-de-chaussée du bâtiment n°6

Bâtiment n°7 Ch. Du Levant n°8, Aigle



Figure 22: Vues extérieures du bâtiment n°7

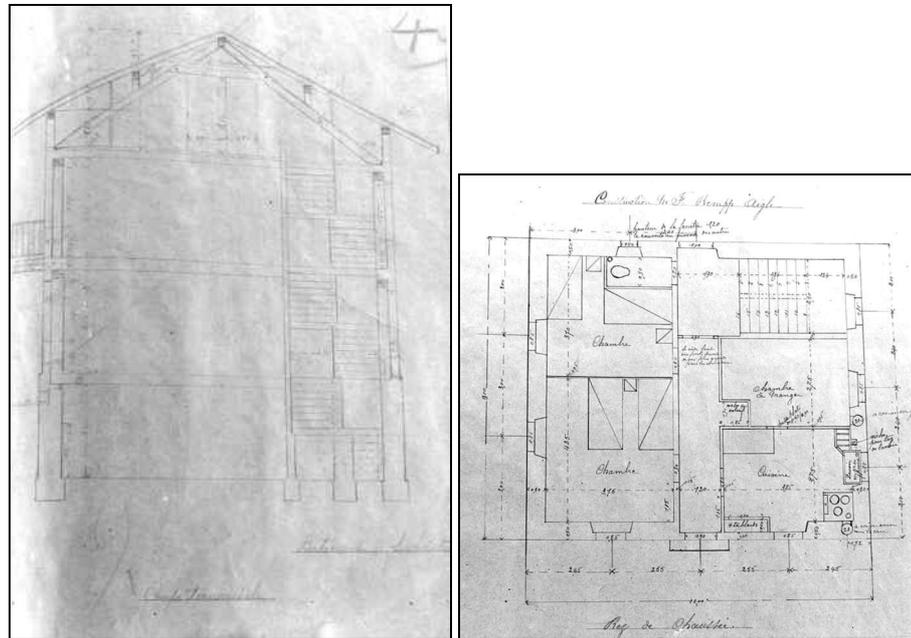


Figure 23: Plans du bâtiment n°7

Bâtiment n°12 1860 Aigle

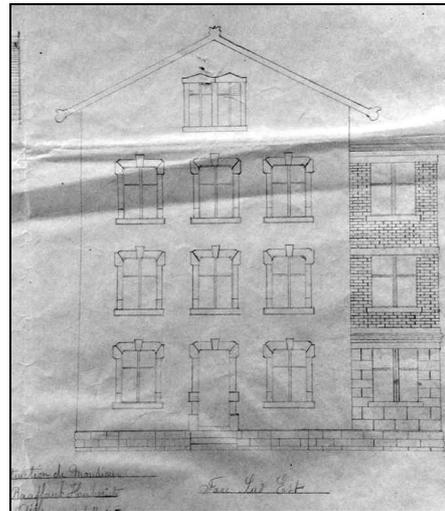


Figure 24: Façade du bâtiment n°12

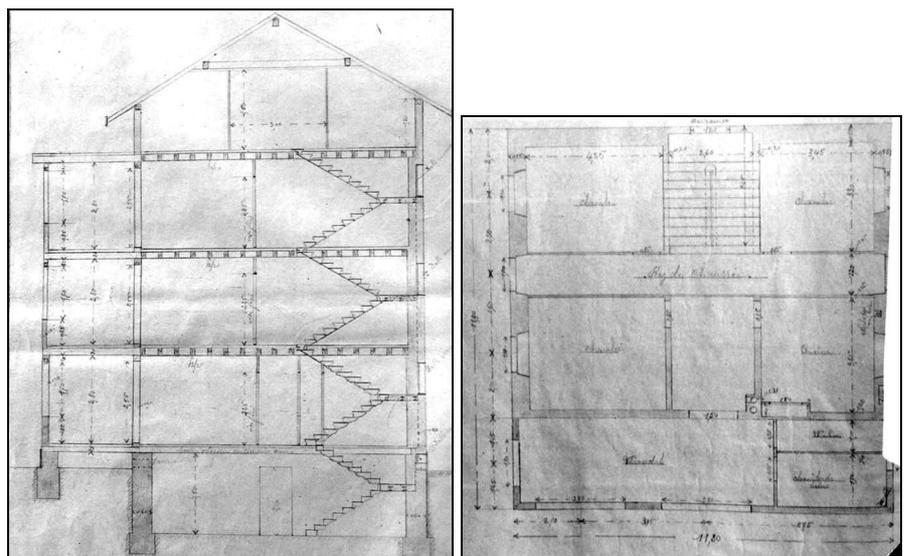


Figure 25: Coupe transversale et plan du rez-de-chaussée du bâtiment n°12

Bâtiment n°16 Rue du Midi n°13, Aigle



Figure 26: Vues extérieures du bâtiment n°16

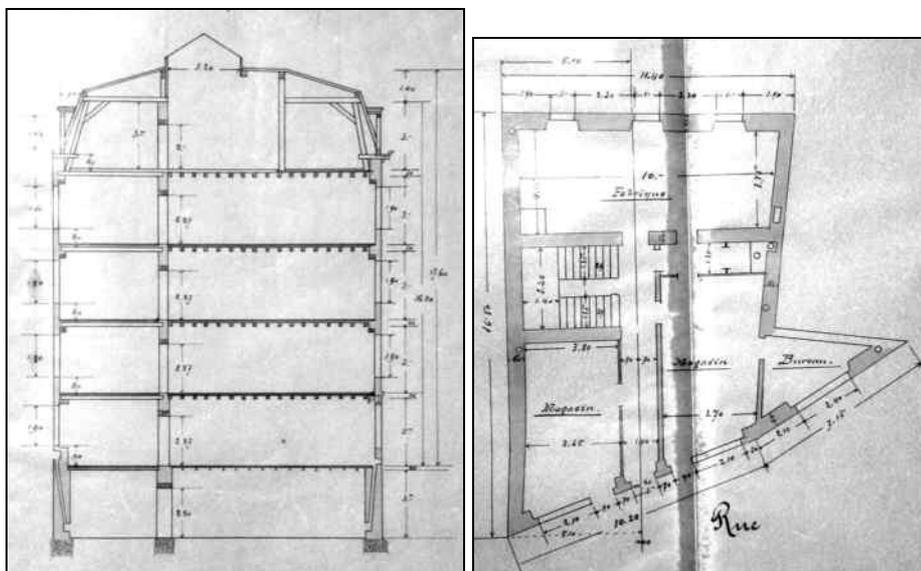


Figure 27: Coupe transversale et plan du rez-de-chaussée du bâtiment n°16

Bâtiment n°101, Av. Dapples n°3, Lausanne

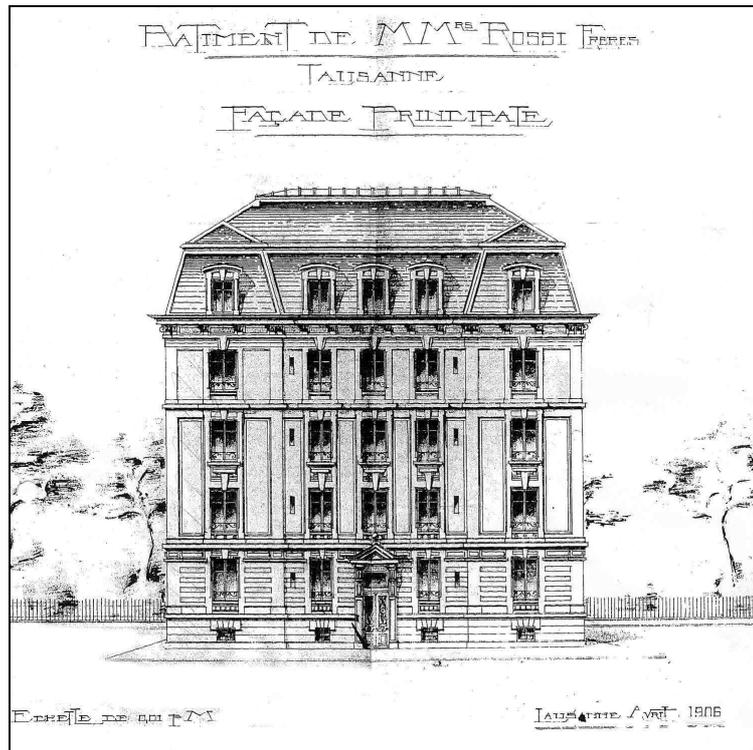


Figure 28: Façade du bâtiment Av. Dapples n°3

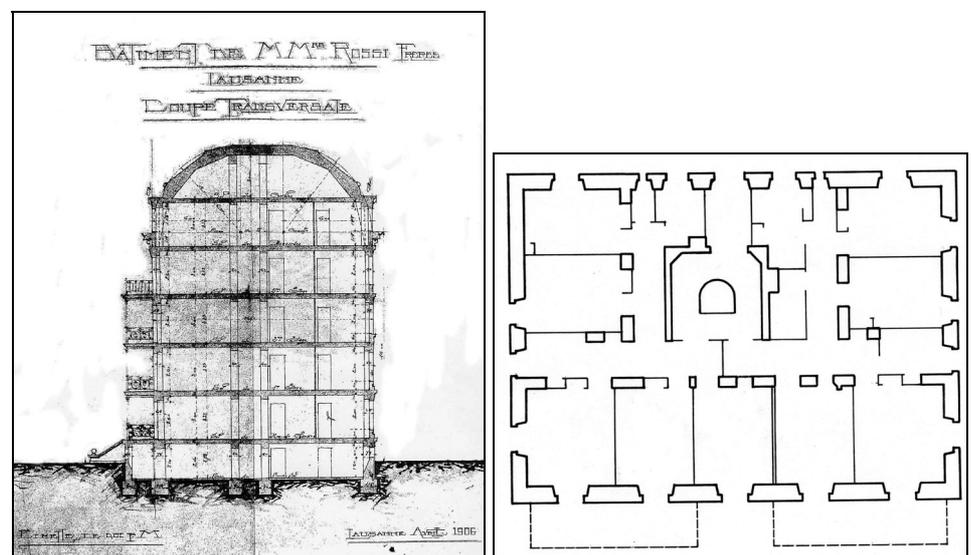


Figure 29: Coupe transversale et schéma du rez-de-chaussée du bâtiment Av. Dapples n°3

F.2 Bases théoriques

Cette section présente la base théorique des calculs effectués pour l'évaluation sismique de l'échantillon de bâtiments étudié. Ces calculs servent à l'évaluation sismique de ces bâtiments. Ils sont différents dans certains aspects de calculs de dimensionnement. Alors que l'objectif premier d'un dimensionnement est d'assurer une grande sécurité structurale, on cherche dans une évaluation à « prédire » la tenue sismique réelle d'une structure. Ceci implique notamment que l'on utilise des propriétés des matériaux moyennes (plutôt que minimales). Cela implique aussi que l'on utilise des méthodes de modélisation propres à l'évaluation plutôt que celles proposées par les normes de dimensionnement. On a utilisé ici celles proposées par FEMA 273 et FEMA 356. Sauf indiqué, ces méthodes ont été utilisées pour les hypothèses et calculs de l'analyse. (La norme SIA 160 a cependant été utilisée pour définir l'aléa sismique de la ville d'Aigle, les masses volumiques des différents matériaux et la détermination des charges utiles).

Nomenclature

La figure 30 présente les différents éléments d'un mur. Les définitions des différents termes utilisés dans cette analyse sont données ci-dessous et sont basées sur la figure 30.

Élément de murs ou bout de murs : Ce sont les éléments qui reprennent effectivement les forces sismiques (éléments gris sur la figure). Ils sont dessinés avec leur hauteur effective (Définition voir paragraphe sur les paramètres).

Linteaux : Ce sont les éléments horizontaux se trouvant entre deux étages (éléments hachurés gris sur la figure), c'est-à-dire les éléments se trouvant entre deux étages.

Paroi : Ensemble des éléments de murs se trouvant dans un même plan vertical, c'est-à-dire une série d'éléments de mur. Un exemple pour les cas présentés ci-dessous est: $a+b+c+d$.

Comme il sera expliqué plus loin, les bouts de murs pris en compte pour les calculs sont uniquement les bouts de murs du rez-de-chaussée.

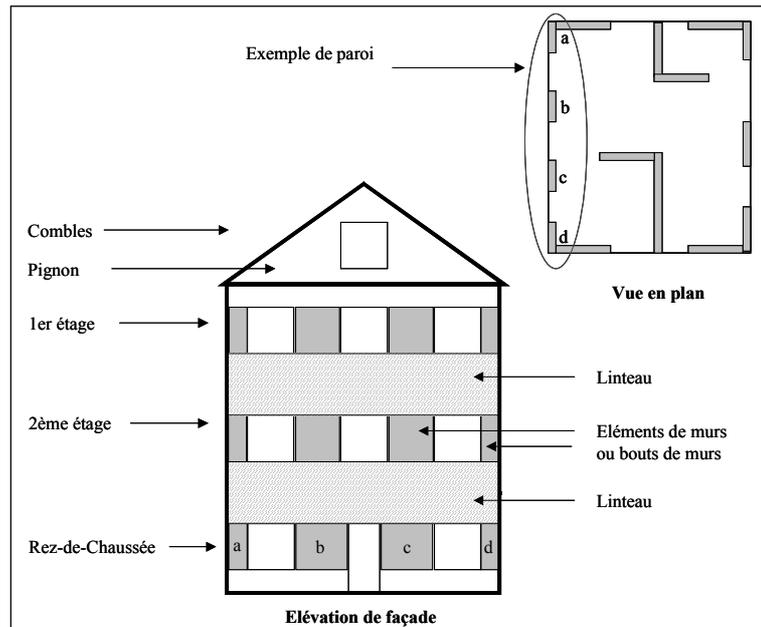


Figure 30: Définitions des éléments principaux d'un mur

Modèle de comportement pour les bouts de murs

Les calculs sont basés sur une modélisation bilinéaire (élasto-plastique) des murs sollicités horizontalement dans leur plan. La figure 31 montre les modèles de comportement pour les deux types de comportement des bouts de murs : fragile et ductile. La figure montre aussi le comportement réel des bouts de murs. Les valeurs de résistance et de déformation sont également indiquées. Ces valeurs seront utilisées par la suite pour expliquer la correspondance entre les degrés de dégâts et leur interprétation dans les calculs.

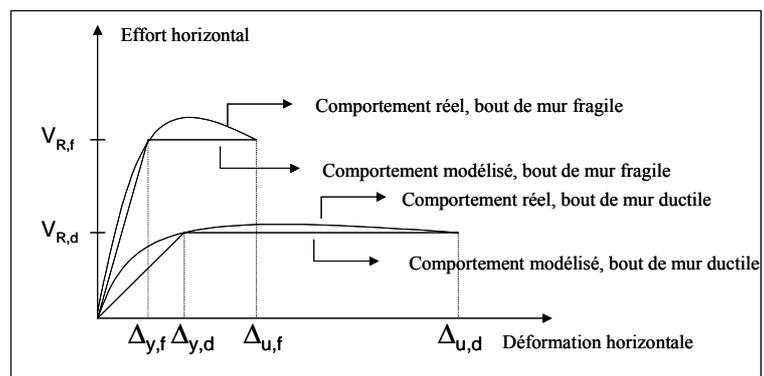


Figure 31: Modèle de comportement pour les bouts de murs

Propriétés de la maçonnerie

Le tableau 14 donne les valeurs utilisées pour les propriétés mécaniques de la maçonnerie. Ce sont des valeurs moyennes attendues non et des valeurs de calcul comme lors d'un dimensionnement. Elles ont été choisies sur la base de l'étude de littérature présentée à l'annexe D. On est passé des indications de contraintes admissibles à une résistance avec un facteur multiplicateur situé entre 6 et 12. L'hypothèse a été faite que les murs étaient en moellons avec un mortier de ciment.

	Propriétés de la maçonnerie (Mpa)
Résistance à la compression (f'_m)	6.2
Résistance au cisaillement ($v_{t,}$)	0.4
Résistance à la traction diagonale (f'_{dt})	0.19

Tableau 14: Valeurs des propriétés des matériaux

Les valeurs suivantes ont été utilisées pour le poids volumique des matériaux :

- Moellons : 20 kN/m³
- Briques : 15 kN/m³

Identification des degrés de dégâts

Pour évaluer la vulnérabilité sismique des bâtiments analysés, il faut pouvoir corréler les calculs et les degrés de dégâts. Le tableau 15 présente les critères de calculs utilisés pour identifier le niveau de sollicitation sismique correspondant aux degrés de dégâts de l'EMS 98 (voir annexe B). L'abréviation DG correspond au terme anglais, « damage grade », utilisé dans l'EMS 98.

Degré de dégâts (DG)	EMS 98	Identification
1	Dégâts légers	Pas d'identification possible au moyen des calculs effectués
2	Dégâts modérés	La première paroi atteint un comportement non-linéaire
3	Dégâts importants	Toutes les parois atteignent un comportement non-linéaire
4	Dégâts très importants	Rupture du premier bout de mur
5	Effondrement.	Rupture de tous les bouts de murs

Tableau 15: Degrés de dégâts et phénomènes correspondants à la base d'un calcul d'ingénieur

Paramètres

Hauteur effective d'un bout de mur

La hauteur effective (h_{eff}) d'un bout de mur, est la hauteur participant au mode de rupture. En ce qui concerne les bâtiments en maçonnerie traditionnelle de moellons, la façade d'un bâtiment se compose de bouts de murs se trouvant entre les fenêtres ou les portes et séparées entre eux verticalement par des linteaux. L'importante hauteur des linteaux fait que chaque bout de mur peut être considéré comme bi-encasté. Cette hauteur assure un bon comportement des linteaux lors d'un séisme. Ceci implique que le mur ne travaille pas comme un mur continu sur toute la hauteur du bâtiment mais qu'il est formé de plusieurs bouts de mur séparés par les linteaux (effet cadre). La répartition des forces sismiques sur la hauteur du mur a été considérée comme triangulaire. La réaction des forces se trouvant à la base du bâtiment (le type de fondations des bâtiments permet de considérer qu'ils sont encastés à leur base), ce sont les bouts de murs du rez-de-chaussée qui sont les plus sollicités. On peut déduire de toutes ces constatations que la hauteur effective des bouts de murs est celle soit des fenêtres, soit des portes entre lesquels ils se trouvent.

Rapport de forme des murs

Le rapport de forme des murs est le rapport entre la longueur (L) et la hauteur effective (h_{eff}) d'un bout de mur. C'est ce rapport qui influence le comportement des murs lors d'un séisme. Un mur très élancé ($L/h_{\text{eff}} < 0.67$) aura un comportement le plus souvent de type balancement et fournira une relativement grande ductilité. Un mur de forme carrée ou presque ($0.67 < L/h_{\text{eff}} < 1.5$) aura plus tendance à avoir un mode de rupture du type écrasement du pied ou traction diagonale. Ce type de mode de rupture fournit peu ou pas de ductilité. Les murs très trapus ($L/h_{\text{eff}} > 1.5$) ont eux tendance à avoir un mode de rupture de type glissement au niveau du joint. C'est un mode qui fournit, quant à lui, une très grande ductilité. Ce comportement de glissement au niveau des

joints est un mode qui n'a été que très rarement rencontré lors de constatations de dégâts après un séisme. Ces définitions restent théoriques, la réalité a montré que la rupture des bouts de murs était souvent due à la combinaison de plusieurs causes et donc de plusieurs modes. Ceci vient du fait que le mode de construction de ces murs n'était pas rigoureux et qu'il peut exister au sein d'un mur des points faibles qui déclencheront la rupture d'une manière différente que celle prévue par la théorie.

Afin d'évaluer le mode de rupture déterminant, les résistances aux 4 modes de rupture ont été calculées pour tous les bouts de murs. Sur base du rapport de forme du mur et de la résistance minimale, le mode de rupture déterminant sera évalué. Il est important de garder à l'esprit que l'épaisseur de ces murs est grande. L'effort normal, introduit dans les bouts de murs par le poids des murs, des planchers et autres éléments de structures, est, la plupart du temps, très faible par rapport à l'effort normal que pourrait théoriquement reprendre le bout de mur. Ceci peut avoir un effet négatif sur le comportement des murs étant donné que la résistance des bouts de murs dépend, pour certains modes de rupture, de l'effort normal.

Ductilité

Les bouts de murs ayant un mode de rupture ductile (balancement ou glissement des joints) disposent d'une plus ou moins grande ductilité (fonction de leur rapport de forme). Cette ductilité va être mise à contribution afin de faire un calcul basé sur les déformations (calcul au degré 5 selon EMS 98). FEMA 273 et FEMA 356 tiennent compte de la ductilité en multipliant la résistance calculée par un coefficient Le tableau 16 donne les valeurs de ce coefficient, m , pour le « calcul déformations » en fonction des deux modes de rupture pouvant fournir de la ductilité.

	Calcul pour un degré de dommages 5
Mode de rupture par glissement au niveau du joint	$m=4$
Mode de rupture par balancement	$m=4 * h_{eff}/L$

Tableau 16: Valeurs du coefficient de ductilité « m » pour le calcul basé sur les déformations

F.3 Démarche de calcul et résultats

Le but de cette section est de donner un aperçu de la démarche pratique du calcul des bâtiments. L'évaluation s'est fait selon la méthode proposée dans la FEMA. Les formules utilisées seront explicitées pour chaque étape. Les termes apparaissant dans les formules sont définis dans les notations.

Analyse des plans

L'analyse des plans a été une analyse préliminaire et globale du bâtiment. Elle a permis de prendre connaissance des caractéristiques générales et de dépouiller les plans. Les premiers renseignements qu'il était important d'avoir étaient la hauteur totale du bâtiment, le nombre d'étages, les hauteurs d'étages. Ensuite il a fallu déterminer les types de matériaux présents. La plupart du temps ce renseignement n'était pas indiqué sur les plans d'archive et il a donc fallu faire des suppositions en fonction de l'épaisseur des murs et de leur type (porteurs ou non, intérieurs ou extérieurs). Les tendances générales pour les matériaux utilisés pour la construction des murs sont expliquées ci-dessous.

Sur base de la hauteur du bâtiment et de son aléa sismique, il a été possible de déterminer la période fondamentale du bâtiment et l'accélération spectrale correspondante. Les formules utilisées sont celles de la FEMA avec l'aléa sismique de la norme SIA 160 pour la ville d'Aigle.

Descente de charges

Il est important de bien définir préalablement quels sont les types de matériaux utilisés pour la construction des murs et des planchers. Cette section discute les matériaux les plus souvent utilisés et les types de construction.

Les planchers

Les diaphragmes des étages sont formés de poutres en bois, mises les unes à côté des autres. Ces poutres sont recouvertes de planchers en bois, couverts d'une couche de graviers ou autres matériaux lourds (isolation thermique et phonique) et d'un dernier plancher de couverture. Les éléments porteurs principaux sont donc des poutres en bois. Ces poutres sont disposées dans une seule direction et le plancher n'a donc été considéré que comme portant dans une seule direction également. Cette direction a été déterminée sur base des plans en gardant à l'esprit que les poutres de l'époque avaient des portées limitées. Sur base des renseignements obtenus sur les plans, la masse des planchers a été répartie sur les bouts de murs adéquats.

Masse volumique des planchers

La masse volumique des planchers peut varier d'un bâtiment à l'autre en fonction du mode de construction qui influence la densité des poutres, leur taille et leur forme. La qualité du bâtiment peut avoir une influence sur le type de bois utilisé et donc sur la qualité et la densité de celui-ci. Ces deux paramètres font que la détermination de la densité des planchers impose plusieurs hypothèses. La valeur inférieure qui a été utilisée ici est : 3.75 kN/m^3 , la valeur maximum est environ le quadruple pour des bâtiments présentant un aspect de prestige, une grande densité de matériaux d'isolation et de remplissage.

Les figures 32 et 33 montrent des exemples de planchers avec poutres espacées ou contiguës ainsi que le détail des différentes couches d'un plancher bois.



Figure 32: Exemples de planchers avec (a) poutres espacées et (b) poutres contiguës (Hôtel d'Angleterre, Lausanne)



Figure 33: Exemple de plancher (Bâtiment n°6, Aigle)

Les murs porteurs

Les murs porteurs des bâtiments sont en général les murs extérieurs des bâtiments et certains murs intérieurs. Ce sont des murs épais (environ 40 à 60 cm). Ils sont généralement composés de moellons ou de briques. Il arrive que, pour des constructions de prestige, des pierres taillées soient utilisées aux angles des bâtiments ainsi qu'autour des fenêtres. Ces détails constructifs sont assez rares et difficilement visibles sur les plans des bâtiments. En ce qui concerne les bâtiments analysés ici, il n'a pas été tenu compte de cette possibilité de renforcement. Les murs n'ont donc été considérés que comme étant faits de moellons ou de briques. Pour les calculs, on a fait l'hypothèse que les murs de plus de 30 cm d'épaisseur étaient en moellons et que les murs plus minces étaient en briques. La figure 34 montre le détail d'un mur porteur en maçonnerie. La figure 35 montre un exemple de mur porteur en moellons.



Figure 34: Exemple d'un bout de mur porteur en maçonnerie de briques (Bâtiment n°6, Aigle)



Figure 35: Exemple de mur porteur en moellons (Haut : Hôtel d'Angleterre, Lausanne ; Bas : Bâtiment n°16, Aigle)

Les murs non porteurs

Les murs non porteurs sont généralement faits de briques de terre cuite et sont minces (environ 15 à 20 cm).



Figure 36: Exemple de mur non porteur en brique (Alimentarium, Vevey)

La charpente

La charpente est la plupart du temps en bois, elle est formée de poutres sur lesquelles pose une couverture de toiture généralement faite de tuiles plates. Cependant, cet élément est souvent celui qui est le moins bien décrit. En ce qui concerne la couverture de toiture, ce sont les élévations du bâtiment qui donne les meilleurs renseignements quant aux types de recouvrement. En ce qui concerne les bâtiments analysés ici, le recouvrement choisi a été des tuiles plates.

Poids du bâtiment

Le poids de tous les éléments du bâtiment a été calculé, ensuite le poids de chaque étage et finalement le poids de tout le bâtiment (W). Le tableau 17 donne les valeurs principales pour l'analyse des cinq bâtiments. Etant donné que les calculs effectués lors de cette analyse, ont été des vérifications et non un dimensionnement de la structure, les coefficients de sécurité sur les charges et sur les valeurs des propriétés de la maçonnerie n'ont pas été utilisés. L'effort normal dans chaque bout de mur a été déterminé pour les calculs de résistance des bouts de murs.

La contrainte axiale se situe, pour la majorité des bouts de murs, aux alentours de 0.5 MPa.

Période fondamentale du bâtiment

L'accélération spectrale se calcule sur base de la période fondamentale du bâtiment. En l'absence de calculs détaillés, la FEMA propose d'estimer la période fondamentale d'un bâtiment en maçonnerie comme suit :

$$T = C_t * h_n^\beta \quad (1)$$

C_t = coefficient fonction du type de matériaux (0.02 pour la maçonnerie traditionnelle)

h_n = hauteur totale du bâtiment

β = coefficient fonction du type de matériaux (0.75 pour la maçonnerie traditionnelle)

Cette estimation de la période est indépendante de la configuration de la structure du bâtiment et est donc indépendante de la direction de sollicitation.

L'accélération spectrale S_a se calcule selon les expressions suivantes, en fonction de la période T .

Si $0 < T < T_0$

$$S_a = S_{XS} \left[\left(\frac{5}{B_S} - 2 \right) * \frac{T}{T_S} + 0.4 \right] \quad (2)$$

Si $T < T_s$

$$S_a = \frac{S_{XS}}{B_S} \quad (3)$$

Si $T > T_s$

$$S_a = \frac{S_{X1}}{B_1 * T} \quad (4)$$

$$T_S = \frac{S_{X1} * B_S}{S_{XS} * B_1} \quad (5)$$

$$S_{X1} = F_v * S_1 \quad (6)$$

$$S_{XS} = F_a * S_S \quad (7)$$

S_S = Accélération pour la période courte ($T=0.2s$)

(Pour la SIA 160, zone 2, avec la forme du spectre de l'EC8 : 0.25g)

S_1 = Accélération pour la période longue ($T=1s$)

(Pour la SIA 160, zone 2, avec la forme du spectre de l'EC8 : 0.15g)

F_a et F_v = coefficients de site, fonction de S_S et de S_1

Pour ce cas-ci : $F_a = 1.4$ et $F_v = 1.9$

B_S et B_1 = coefficient fonction de l'amortissement

Pour ce cas-ci : $B_S = B_1 = 1$

$$\Rightarrow T_S = \frac{S_{X1}}{S_{XS}} \quad T_0 = 0.2 * T_S$$

Forces de remplacement

Selon FEMA, l'action sismique est différente selon que l'on fait un calcul basé sur la force ou sur les déformations (FEMA 273 et FEMA 356, chapitre 3.4). Le calcul basé sur les déformations tient compte de la ductilité des murs qui se comportent selon un mode de rupture ductile.

Pour le « calcul force », la force de remplacement vaut :

$$V = \frac{W \cdot S_a}{J} \quad (8)$$

$$J = 1 + S_{XS}$$

Pour cette étude, $J = 1$

Pour le « calcul déformations », la force de remplacement vaut :

$$V = C_1 \cdot C_2 \cdot C_3 \cdot C_m \cdot S_a \cdot W \quad (9)$$

Les coefficients C_2 , C_3 , C_m valent 1.0 pour les bâtiments analysés. C_1 est calculé comme indiqué dans la partie notation et vaut entre 1.0 et 1.5.

A titre indicatif, la force de remplacement pour chaque bâtiment et pour les deux types de calcul est donnée au tableau 17 pour le séisme de la norme pour la zone 2.

	Poids du bâtiment (kN)	Période fondamentale du bâtiment (sec)	Force de remplacement (« calcul force », kN)	Force de remplacement (« calcul déformations », kN)
Bâtiment n°6	2370	0.3	730	950
Bâtiment n°7	2500	0.26	880	1220
Bâtiment n°12	4880	0.34	1700	2160
Bâtiment n°16	14800	0.42	5200	6340
Bâtiment Dapples 3	21200	0.46	7430	9300

Tableau 17: Valeurs principales de l'analyse des bâtiments

Répartition des forces sur les parois

La répartition des forces dans les murs est basée sur l'hypothèse que la majorité de la masse du bâtiment se trouve dans les murs. Par simplification, la force de remplacement a été distribuée sur les parois orientées dans la direction considérée proportionnellement à la surface au sol des murs considérés et de la moitié de la surface des murs perpendiculaires qui s'y appuient. Cette répartition tient compte du fait que dans la phase élastique, la rigidité en plan (diaphragmes) des

planchers en bois est faible par rapport à la rigidité des murs en maçonnerie.

La figure 37 (plan du rez-de-chaussée du bâtiment n°16) montre de manière schématique la répartition de la force de remplacement pour une des deux directions principales d'action sismique. Dans le cas du bâtiment n°16 et pour la direction considérée, il y a trois plans de murs qui reprennent la force appliquée.

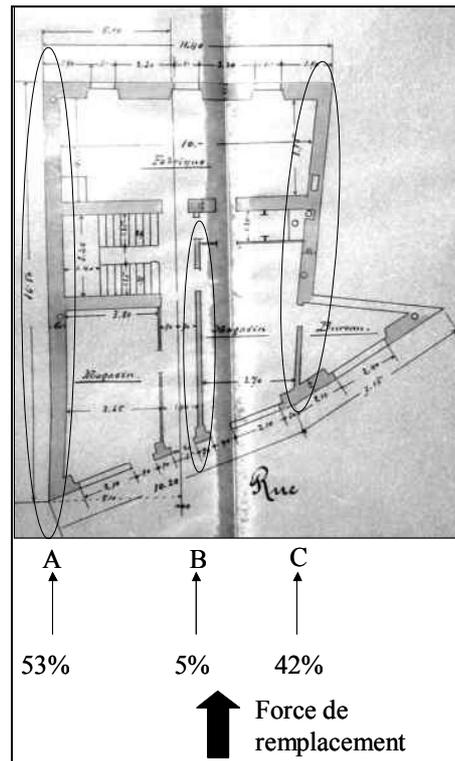


Figure 37: Répartition des forces pour le bâtiment n°16

Détermination des murs qui reprennent les forces sismiques

Les sollicitations sismiques vont être considérées pour les deux directions principales des bâtiments. Les bouts de murs capables de reprendre une partie de la sollicitation sismique sont les bouts de murs ayant leur plus grande dimension (longueur ou largeur) dans la direction de la sollicitation. Cela implique que les bouts de murs de très petite dimension ou se rapprochant plus d'une colonne que d'un mur n'ont pas été pris en compte lors du calcul de la résistance aux sollicitations sismiques.

Chaque bâtiment comporte généralement deux directions principales en ce qui concerne l'orientation des murs. Chaque direction est composée de plusieurs bouts de murs pouvant reprendre une partie de l'action sismique. Pour chaque bâtiment, les deux directions ont été calculées.

Modes de rupture dans le plan (In-Plane Modes)

Résistance des bouts de murs

Le calcul de résistance se fait pour une paroi. Cette manière de calculer est basée sur le fait que les dalles ne forment pas de diaphragmes rigides et que donc il est supposé que les parois se comportent de manière indépendante et peuvent être calculées séparément.

La résistance de chacun des éléments de murs d'une paroi est calculée séparément. La valeur de la résistance est calculée pour chaque mode de rupture (voir formules de calculs). Les valeurs sont ensuite comparées. Dans la majorité des cas, la plus petite valeur est celle qui est donnée par le mode de rupture théorique obtenu sur base du rapport de forme. La résistance de la paroi (V_{RP}) est obtenue en sommant les résistances minimales de chacun des bouts de murs de la paroi. Cette méthode est appliquée pour chaque paroi.

Les valeurs obtenues sont des valeurs de résistances pour un « calcul force », elles ne tiennent pas compte de la ductilité disponible dans certains éléments de murs.

Pour tenir compte de la ductilité de certains éléments, il faut multiplier la résistance de ces éléments par le facteur « m » (voir Annexe F2, ductilité). Ce facteur dépend du mode de rupture dominant pour le bout de mur étudié. Les bouts de murs pouvant disposer d'une certaine ductilité sont ceux dont le mode de rupture dominant est soit le balancement ou soit le glissement au niveau des joints. Leurs résistances sont alors multipliées par le facteur « m » adéquat et ensuite sommées comme pour la résistance du « calcul force ». Dans ce cas-ci, seuls les bouts de murs ayant un comportement ductile sont pris en compte.

Les formules utilisées pour le calcul des résistances dans le plan à l'effort normal des bouts de mur sont présentées ci-dessous. Sauf indiqué, elles proviennent de la FEMA.

Glissement au niveau des joints

$$V_R = \frac{A_n}{1.5} * \left(0.56 * v_t + 0.75 * \frac{N}{A_n} \right) \quad (10)$$

$$= 0.38 * A_n * v_t + 0.5 * N$$

La résistance au glissement est calculé sur base de la formule ci-dessus, tirée du « Canadian Guidelines for Seismic Evaluation of Existing Buildings (CGSEEB – special procedure for unreinforced masonry buildings » [NRC 1992]. Cette formule a été utilisée, à la place de celle de la FEMA, pour tenir compte de l'effort normal

Le facteur v_t (contrainte admissible de cisaillement, kN/m²) est obtenu par calibrage [Peter, 2000].

Balancement

$$V_R = 0.9 * P_E * \left(\frac{L}{h_{eff}} \right) \quad (11)$$

Traction diagonale

$$V_R = f_{dt}' * A_n * \left(\frac{L}{h_{eff}} \right) * \sqrt{1 + \left(\frac{f_a}{f_{dt}'} \right)} \quad (12)$$

Ecrasement du pied du mur

$$V_R = \alpha * P_L * \left(\frac{L}{h_{eff}} \right) * \left(1 - \frac{f_a}{0.7 * f_{m'}} \right) \quad (13)$$

On donne ici, à titre d'exemple, les valeurs de résistance des parois pour le bâtiment n°16 dans la direction considérée à la figure 37.

- Paroi A : 3040 kN
- Paroi B : 554 kN
- Paroi C : 1560 kN

Modes de rupture hors du plan (out-of-Plane Modes)

La rupture hors du plan est testée sur base de deux critères, la longueur des portées et la hauteur des murs pignon. Pour les bâtiments analysés, la longueur des portées est relativement faible et la hauteur des murs pignon également, ce qui implique que ce mode de rupture n'est pas déterminant pour l'analyse dans bâtiments. Dans le cas où ce mode serait déterminant, il est important d'en tenir compte et de le considérer lors de la détermination de la vulnérabilité du bâtiment.

F.4 Classes de vulnérabilité

L'un des buts de cette étude est d'estimer la vulnérabilité des bâtiments en construction traditionnelle. Pour ce faire la vulnérabilité des bâtiments a été estimée pour deux degrés de dommages, DG2 et DG5. La vulnérabilité de ces bâtiments a été estimée comme étant la moyenne de celle des deux degrés de dommages. Ces degrés correspondent approximativement aux états limites d'occupation immédiate (« immediate occupancy ») et d'effondrement (« collapse prevention ») définis par la FEMA

Classes de vulnérabilité des bâtiments pour DG2

Pour chacun des bâtiments et pour les deux directions de sollicitations, le séisme des dégâts correspondant au DG2 a été estimé. DG2 est identifié dans le tableau 15 (Annexe F.2) comme étant atteint lorsque la première paroi atteint un comportement non-linéaire. La démarche est la suivante.

La résistance de chaque paroi (V_{R^P}), pour une direction donnée, est calculée en sommant les résistances minimales de chaque bout de mur (V_R) la composant. La paroi la plus faible pour une direction donnée est déterminée. Le tableau 18 donne en exemple une des directions du bâtiment n°16. Les valeurs d'accélération sont données pour chacune des parois de la direction considérée (voir figure 37). La valeur minimale est celle de la paroi C, c'est donc elle qui va être déterminante pour l'estimation de la vulnérabilité du bâtiment. On calcule ensuite l'accélération horizontale du sol (a_g) correspondante que cette paroi peut reprendre. Le tableau 19 donne pour chaque bâtiment et pour chacune des directions l'accélération que peut reprendre la paroi la plus faible. Pour ce faire, on utilise la forme de la force de remplacement pour un « calcul force », c'est-à-dire l'expression (8)

	Bâtiment n°16		
	Paroi A	Paroi B	Paroi C
a_g	0.11g	0.21g	0.07g

Tableau 18: Accélérations pour les 3 parois du bâtiment n°16 dans la direction considérée à la figure 37

	Bâtiment n°6		Bâtiment n°7		Bâtiment n°12		Bâtiment n°16		Bâtiment n°101	
a_g	0.08g	0.12g	0.07g	0.09g	0.09g	0.1g	0.07g	0.08g	0.11g	0.06g

Tableau 19: Accélérations déterminantes pour chacune des deux directions des cinq bâtiments pour le DG2

On corrèle ensuite cette accélération avec une intensité MSK. La relation utilisée pour cette étape est présentée à la figure 38. Cette figure donne pour chaque intensité MSK l'accélération horizontale du sol correspondante. On trouve sur cette figure plusieurs courbes de corrélation de valeurs extrêmes, celle utilisée pour cette étude est la corrélation pour la Suisse. Il faut noter que cette corrélation est caractérisée par une grande incertitude.

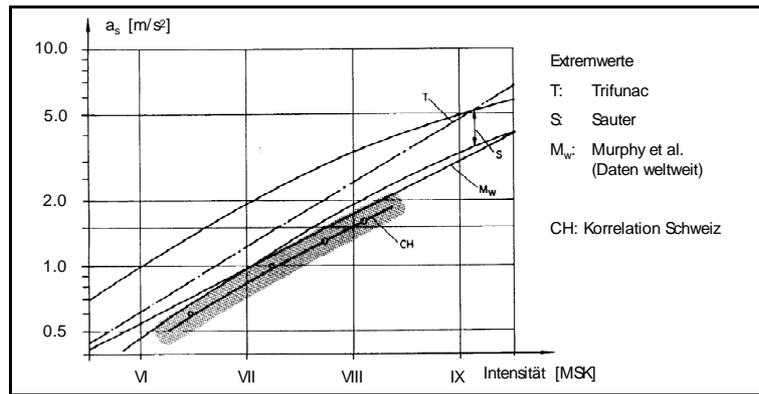


Figure 38: Corrélation entre l'intensité MSK et l'accélération horizontale du sol déterminante [SIA D045 1989]

Par exemple, pour le bâtiment n°16, dans la direction considérée sur la figure 37, c'est la paroi C qui est déterminante. Selon les calculs, sa résistance V_{RP} est atteinte pour une accélération a_g de 0.07g. Cela correspond à un séisme d'intensité légèrement inférieure à VII.

L'intensité MSK de la paroi déterminante a été estimée pour chaque bâtiment dans chacune des deux directions. Ces informations ont été utilisées pour évaluer la classe de vulnérabilité des bâtiments en construction traditionnelle. Ceci a été fait de la manière suivante.

Les intensités estimées pour les cinq bâtiments et dans les deux directions principales ont été placées sur le diagramme représentant les six courbes des classes de vulnérabilité pour le DG2 (Figure 39). Ces points ont été placés sur la ligne de 50% de probabilité car il est considéré qu'ils forment une population représentative des bâtiments de construction traditionnelle. La figure 39 montre la répartition des valeurs d'intensité pour le DG2.

Le graphique montre que 3 directions sur 10 atteignent des dégâts de degré 2 pour un séisme d'intensité se trouvant entre VI et VII. Ces bâtiments sont définis comme faisant partie de la classe de vulnérabilité A. 7 directions sur 10 atteignent des dommages de degré pour un séisme d'intensité comprise entre VII et VIII. Ces directions sont définies comme faisant partie de la classe de vulnérabilité B.

Pour tenir compte des bâtiments dont les intensités se trouvent entre deux classes de vulnérabilité, la répartition retenue pour DG2 est la suivante :

- Classe A : 25 %
- Classe B : 60 %
- Classe C : 15 %

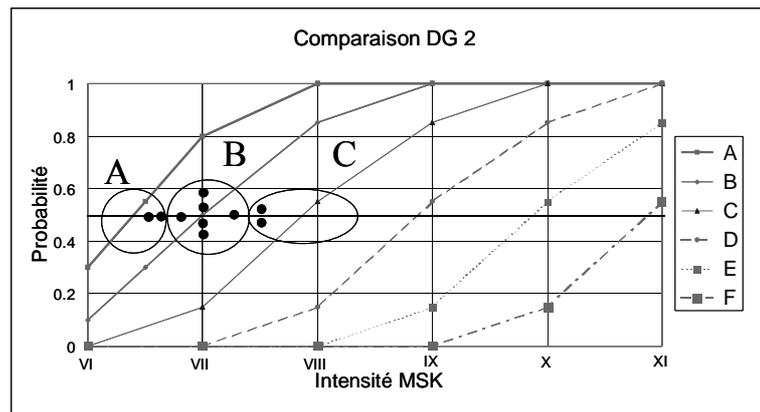


Figure 39: Classe de vulnérabilité des bâtiments traditionnels analysés pour DG2

Classes de vulnérabilité des bâtiments pour DG5

Pour chacun des bâtiments et pour les deux directions de sollicitations, le séisme des dégâts correspondant au DG5 a été estimé. Ceci a été fait de manière analogue au DG2. Le DG5 correspond à l'effondrement. Il est identifié dans les calculs comme étant atteint lors de la rupture soit des murs fragiles, soit de tous les murs lorsque les déformations des murs atteignent Δ_u . On distingue deux cas selon que l'on tient compte ou non des murs fragiles pour l'évaluation de la résistance.

Pour cet état limite, on calcule deux résistances : l'une dans le cas d'un effondrement dominé par la rupture des éléments fragiles et l'autre dominé par la rupture des éléments ductiles.

Dans le premier cas, la résistance totale du bâtiment, pour une direction donnée, est la somme de la résistance de tous les bouts de murs, multipliée par $m=1.5$. Ce facteur tient compte d'un comportement non linéaire minimum de la maçonnerie.

Pour le deuxième cas, on tient compte uniquement des murs qui ont un comportement ductile à la rupture. La résistance de ces murs est multipliée par le facteur m prévu par la FEMA (Annexe F.2, tableau 16).

On obtient donc pour chaque bâtiment et pour chaque direction deux résistances. La plus grande des deux est utilisée pour estimer l'accélération horizontale du sol correspondant à ce niveau de dégâts (effondrement). Comme pour le DG2, ceci a été fait en passant par l'expression de la force de remplacement. Dans ce cas-ci, c'est la forme pour un « calcul déformations » qui est choisie (expression (9))

Le tableau 20 donne pour les deux directions principales des cinq bâtiments analysés les accélérations déterminantes.

Que ce soit pour le calcul avec tous les murs et une ductilité réduite ou pour le calcul avec uniquement les murs ductiles et une ductilité élevée, il n'y avait généralement que trop peu de murs ductiles pour que le comportement d'ensemble à la rupture puisse bénéficier significativement d'un modèle qui tienne compte d'une ductilité élevée.

	Bâtiment n°6		Bâtiment n°7		Bâtiment n°12		Bâtiment n°16		Bâtiment n°101	
α_g	0.22g	0.66g	0.15g	0.14g	0.12g	0.15g	0.31g	0.18g	0.12g	0.2g

Tableau 20: Accélérations déterminantes pour chacune des deux directions des cinq bâtiments pour le DG5

Tout comme pour le DG2, les accélérations trouvées sont corrélées aux intensités MSK et celles-ci sont reportées sur la figure représentant pour le DG5, les courbes des six classes de vulnérabilité. La figure 40 présente le résultat des ces calculs. 90% atteignent un niveau de dégâts correspondant au degré 5 pour un séisme dont l'intensité est comprise entre VII et IX. Cela correspond à la classe de vulnérabilité A. Les 10% restant se trouvent dans la classe de vulnérabilité B.

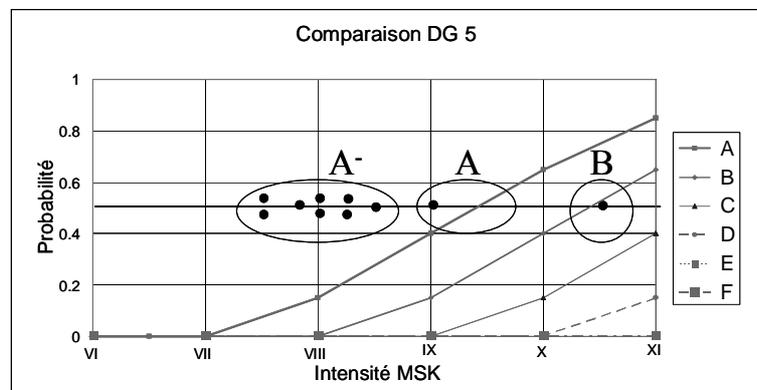


Figure 40: Classe de vulnérabilité pour DG5

Classes de vulnérabilité des bâtiments de construction traditionnelle

L'évaluation de la classe de vulnérabilité pour les bâtiments de construction traditionnelle donne des résultats différents selon que l'on considère l'état ultime correspondant au DG2 ou au DG5. Les résultats sont présentés dans le tableau 21.

	Classe de vulnérabilité A	Classe de vulnérabilité B	Classe de vulnérabilité C
DG2	25%	60%	15%
DG5	90%	10%	-
Moyenne	57.5%	35%	7.5%
Répartition choisie	65%	35%	-

Tableau 21: Résultats de la vulnérabilité pour DG2 et DG5

La répartition des bâtiments dans les différentes classes de vulnérabilité pour l'inventaire ne peut pas dépendre du niveau de dégâts. Il faut donc avoir une répartition unique. Il semble raisonnable de baser la répartition sur une moyenne des deux niveaux de dégâts. Il faut garder à l'esprit que dans un contexte d'évaluation statistique, on cherche à déterminer le comportement moyen des bâtiments plutôt que le cas le plus défavorable. Les deux degrés de dégâts sont importants, ils correspondent approximativement l'état limite d'occupation immédiate (DG2) et d'effondrement (DG5). La moyenne des deux niveaux de dégâts est donnée dans le tableau 21. La répartition choisie est légèrement différente de la moyenne des deux niveaux de dégâts car il a été considéré, en l'absence d'indications complémentaires, comme délicat de placer des bâtiments en maçonnerie traditionnelle dans la classe de vulnérabilité C. La répartition choisie pour l'établissement de l'inventaire sismique d'Aigle est donc :

- Classe de vulnérabilité A : 65 %
- Classe de vulnérabilité B : 35 %

Ce choix est fait pour les bâtiments ayant 3.5 étages. La répartition pour les autres hauteurs de bâtiments s'est faite comme expliqué au chapitre 2.5.

Commentaires

Le choix de la répartition des bâtiments en construction traditionnelle de 65% pour la classe A et 35 % pour la classe B mène aux commentaires suivants :

- Le choix est basé sur des calculs où est intervenu une part importante de jugement de l'ingénieur, notamment sur

l'identification des degrés de dégâts et sur l'application des modèles de calculs de la FEMA.

- Alors que l'EMS 98 assigne tous les bâtiments en maçonnerie traditionnelle de moellons à la classe de vulnérabilité A, cette répartition place environ 1/3 des bâtiments dans la classe de vulnérabilité B. Cette répartition est basée principalement sur l'importance donnée aux calculs pour le DG2.
- L'estimation de la classe de vulnérabilité pour DG5 est conservatrice en ce que le critère de calcul choisi correspond vraisemblablement plus à un degré de dégâts se situant entre 4 et 5, qu'à un degré de dégâts de 5. Il est par contre non conservateur en ce qu'il présuppose une redistribution des efforts entre tous les bouts de murs. Ceci n'est pas toujours possible avec un plancher qui a une action diaphragme limitée.

Comparaison avec le séisme de la norme SIA 160 pour la ville d'Aigle

Il est intéressant de comparer les résultats obtenus avec les exigences de la norme SIA 160 concernant l'action sismique de dimensionnement pour Aigle. Celle-ci est définie par une accélération horizontale du sol $a_g=0.1g$ (Zone 2 de la norme SIA 160, sol ferme). Elle donne les efforts de dimensionnement pour la sécurité structurale. L'accélération probable amenant à l'effondrement des bâtiments est située entre 0.12g et 0.66g. On voit donc que les bâtiments devraient avoir un comportement sismique équivalent ou supérieur au comportement minimal prescrit par la norme.

Ceci ne veut cependant pas automatiquement dire qu'ils satisfont à une vérification selon la norme. En effet, on a utilisé pour les calculs des propriétés des matériaux et des modèles de calcul qui fournissent une résistance probable. Il est généralement admis qu'une vérification selon la norme exigerait, en l'absence d'informations plus détaillées sur la structure, une approche conservatrice utilisant notamment une résistance plus faible de la maçonnerie afin de prévoir le cas le plus défavorable.

Annexes couleurs

G. Documents couleurs

G.1 Ville d'Aigle



Figure 1: Ville d'Aigle

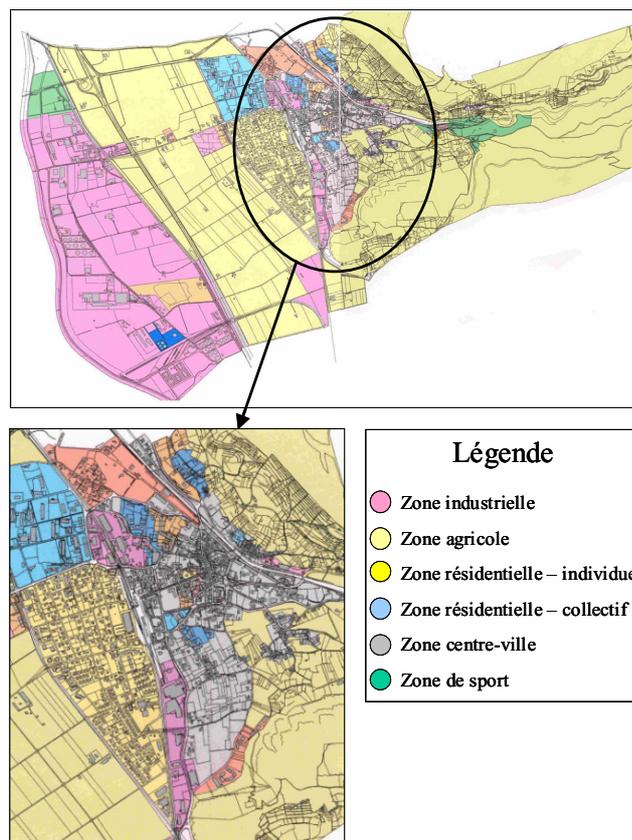


Figure 2: Plan des zones cadastrales de la ville d'Aigle

G.2 Exemples de bâtiments

Les photos suivantes montrent quelques exemples de bâtiments provenant u bâti d'Aigle pour les différentes catégories sismiques.



Figure 3: Exemples de bâtiments en maçonnerie traditionnelle (moellons)

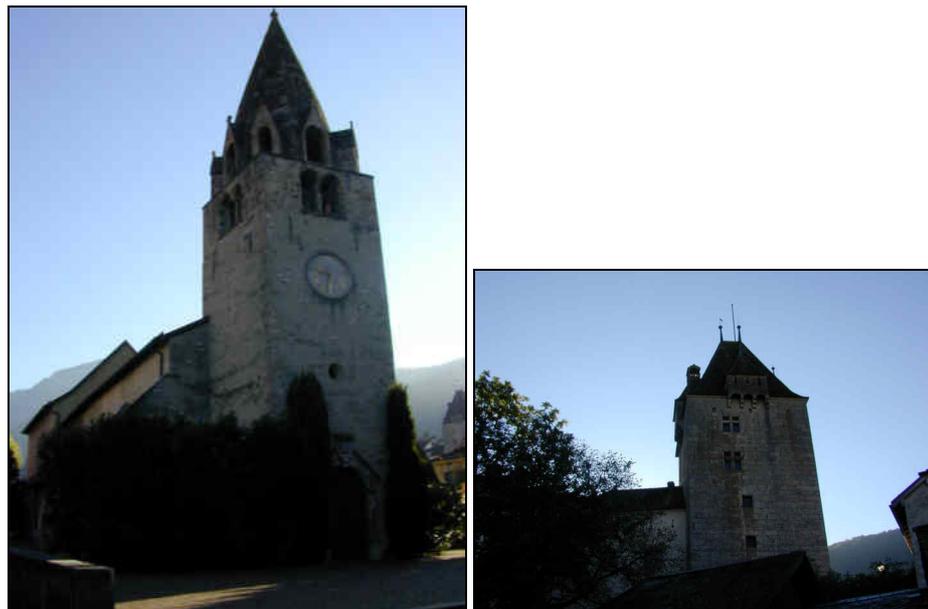


Figure 4: Exemples de bâtiments en maçonnerie traditionnelle (pierres taillées)



Figure 5: Exemple de bâtiment en maçonnerie moderne



Figure 6: Exemples de bâtiments avec murs en béton armé



Figure 7: Exemple de bâtiment avec murs en béton armé (bâtiment de l'administration d'Aigle)



Figure 8: Exemple de bâtiment en construction métallique (acier)



Figure 9: Exemples de bâtiments en bois (Chalets d'habitations)



Figure 10: Exemple de bâtiment en bois (Bâtiment agricole)

G.3 Analyse de l'inventaire

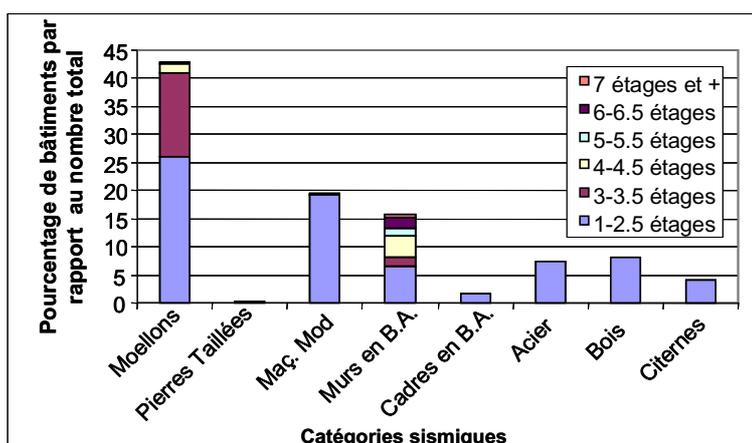


Figure 11: Répartition des bâtiments dans les différentes catégories sismiques

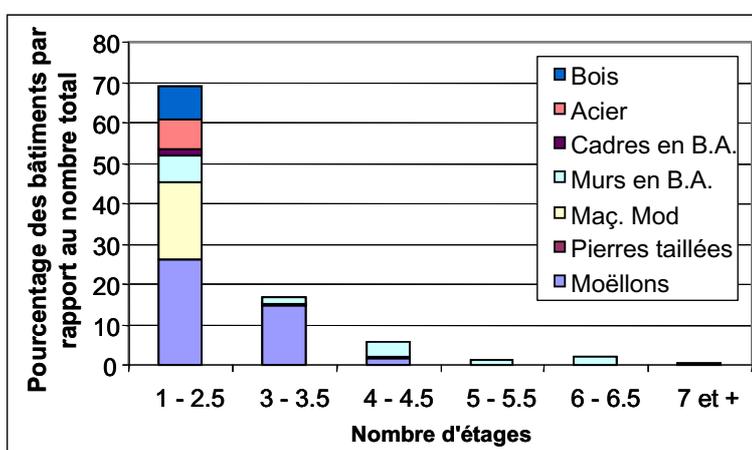


Figure 12: Répartition des bâtiments en fonction du nombre d'étages

G.4 Vulnérabilité du bâti

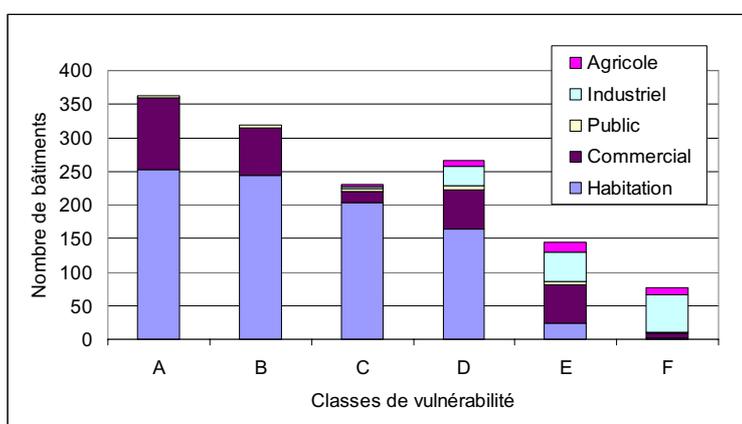


Figure 13: Répartition des bâtiments dans les différentes classes de vulnérabilité

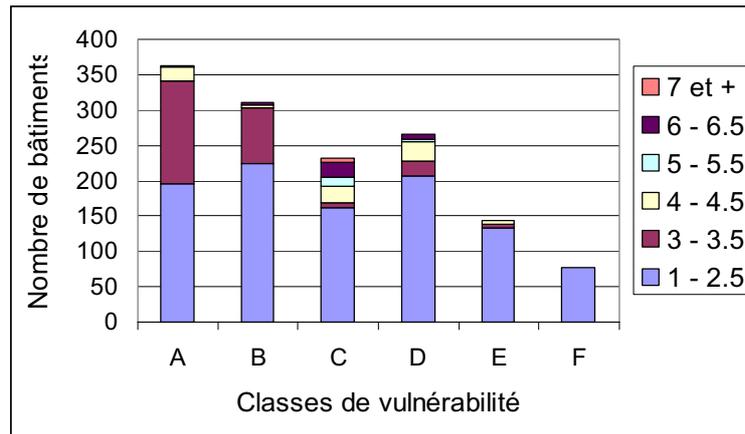


Figure 14: Répartition des bâtiments en fonction des classes de vulnérabilité et du nombre d'étages

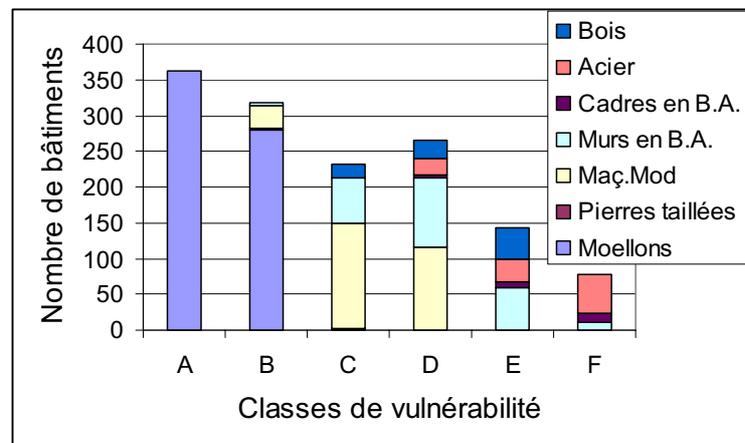


Figure 15: Répartition des bâtiments selon les classes de vulnérabilité et les catégories sismiques