

# Diagnostic et renforcement du bâti existant vis-à-vis du séisme

Mars 2013

Groupe de travail AFPS-CSTB



## **MEMBRES DU GROUPE DE TRAVAIL**

Roger BERTULI  
Philippe BISCH  
Mathieu BLAS  
Marc BOUCHON  
Ménad CHENAF  
Lucie CHEVER  
Eric FOURNELY  
Yves GUILLON  
Guy JACQUET  
Wolfgang JALIL  
Thierry LAMADON  
Jean LEMAIR  
Christophe MARTIN  
Benoit MASSON  
Caterina NEGULESCU  
Hong-Hai NGUYEN  
Georgia POURSOU LIS  
Dominique RITZENTHALER  
Michèle ROBIN-CLERC  
Claude SAINTJEAN  
Nicolas TAILLEFER

# Avant-propos

La résorption de la vulnérabilité du bâti existant est l'un des principaux enjeux de la réduction du risque sismique sur le territoire français. Cependant, les contraintes relatives au renforcement parasismique sont parfois fortes : prise en compte de la dimension socio-économique du projet, mauvaise connaissance du bâti, difficulté pour choisir une stratégie de renforcement. L'arrêté du 22 octobre 2010 modifié vient faciliter les démarches de renforcement volontaire de la part d'un maître d'ouvrage, en permettant de choisir le niveau de confortement.

Le ministère de l'égalité des territoires et du logement (METL) et le ministère de l'écologie, du développement durable et de l'énergie (MEDDE) ont souhaité apporter aux maîtres d'ouvrage, maîtres d'œuvre et entreprises des éléments de réponse relatif au diagnostic et au renforcement du bâti existant. Pour cela, la Direction de l'Habitat, de l'Urbanisme et des Paysages (DHUP) a confié à l'Association Française de Génie Parasismique (AFPS) et au Centre Scientifique et Technique du Bâtiment (CSTB) la rédaction d'un guide explicitant la démarche à adopter pour le traitement des bâtiments existants. Le guide s'appuie sur les dispositions relatives au renforcement volontaire défini dans l'arrêté du 22 octobre 2010 modifié et sur les dispositions de l'Eurocode 8 partie 3, règles de construction retenues par la réglementation (NF EN 1998-3 décembre 2005).

Le présent document issu du groupe de travail aborde cinq grandes étapes de la démarche de diagnostic et de renforcement d'un bâti existant :

- Le premier chapitre rappelle la réglementation parasismique en cas de renforcement volontaire d'un bâtiment existant et la traduction dans les règles de construction de la possibilité de choisir un niveau de renforcement.
- La collecte d'information sur un bâtiment est une étape décisive pour évaluer la capacité de la structure à résister à un séisme de la façon la plus fiable et la plus précise possible. Le second chapitre synthétise les éléments à prendre en compte lors de cette étape, du contexte général des techniques constructives à l'époque de la construction aux éléments à relever lors de la visite-terrain du bâtiment.
- Le troisième chapitre fait état de la diversité des méthodes de diagnostic et de leurs objectifs. Il distingue les méthodes simplifiées, s'appuyant sur l'identification des points critiques de la structure, des méthodes de calcul avancées permettant de justifier la tenue de la structure ou de déterminer le besoin précis de renforcement.
- L'étape suivante se rapporte au choix de la stratégie d'un renforcement adapté au projet considéré. Les solutions de renforcement les plus courantes sont explicitées.
- La cinquième étape concerne la justification des ouvrages renforcés conformément aux prescriptions de l'Eurocode 8 partie 3.

Le dernier chapitre du guide propose un retour d'expérience basé sur l'analyse des dommages et des renforcements de structures survenus lors de séismes récents. L'action de prévention sur le bâti existant se nourrit en effet de la connaissance des comportements des structures et des mécanismes de rupture observés lors de tremblements de terre.

Les rédacteurs du guide ont cherché à développer des outils techniques et à décliner sur des exemples la démarche de diagnostic et de renforcement de bâtiments existants. Ces éléments sont regroupés dans l'annexe au présent document. Celle-ci propose notamment un modèle de rapport de visite-terrain et des exemples de diagnostics sur des bâtiments en maçonnerie, béton armé, acier et bois pour faciliter la déclinaison pratique du guide.



# Sommaire

<b>1</b>	<b>CONSEILS AU MAÎTRE D’OUVRAGE. NIVEAU DE PERFORMANCE À ATTEINDRE.....</b>	<b>7</b>
1.1	OBJET.....	7
1.2	LA PRISE EN COMPTE DU RISQUE SISMIQUE SUR LE BÂTIMENT EXISTANT .....	7
1.3	DÉMARCHE.....	7
1.4	RÉGLEMENTATION ET RÈGLES TECHNIQUES.....	7
1.4.1	<i>La réglementation parasismique en France.....</i>	8
1.4.2	<i>Les règles techniques.....</i>	8
1.4.3	<i>Dispositions laissées au choix du maître d’ouvrage .....</i>	9
1.5	PERFORMANCE ACTUELLE DU BÂTIMENT ET NIVEAU MINIMAL REQUIS.....	9
1.5.1	<i>Performance actuelle et facteur de conformité .....</i>	9
1.5.2	<i>Action sismique de référence .....</i>	10
1.5.3	<i>Choix des états limites liés aux objectifs de comportement.....</i>	11
<b>2</b>	<b>COLLECTE D’INFORMATIONS .....</b>	<b>13</b>
2.1	LES INFORMATIONS RECHERCHÉES .....	13
2.2	PRINCIPE DE L’ÉVALUATION SISMIQUE .....	13
2.3	LA COLLECTE D’INFORMATIONS.....	13
2.3.1	<i>Historique de la codification de la construction des bâtiments en France.....</i>	15
2.3.2	<i>Information sur la construction.....</i>	18
2.3.3	<i>Reconnaissance de la construction .....</i>	18
2.4	RAPPORT DE VISITE.....	18
<b>3</b>	<b>MÉTHODES D’ÉVALUATION DE L’EXISTANT .....</b>	<b>19</b>
3.1	MÉTHODES SIMPLIFIÉES .....	19
3.1.1	<i>Objectifs .....</i>	19
3.1.2	<i>Détection visuelle des points faibles du bâtiment.....</i>	19
3.1.3	<i>Calculs simplifiés du niveau d’action sismique.....</i>	29
3.1.4	<i>Autre ressource pour l’analyse du bâtiment .....</i>	33
3.1.5	<i>Conclusions de l’analyse préliminaire .....</i>	33
3.2	ANALYSE DÉTAILLÉE : CALCULS AVANCÉS.....	34
3.2.1	<i>Objectifs .....</i>	34
3.2.2	<i>Références utiles .....</i>	34
3.2.3	<i>Évaluation de la demande sismique.....</i>	34
3.2.4	<i>Évaluation de la capacité résistante des structures.....</i>	34
<b>4</b>	<b>SOLUTIONS DE RENFORCEMENT, ADAPTATION À L’OUVRAGE .....</b>	<b>41</b>
4.1	STRATÉGIE DE RENFORCEMENT .....	41
4.1.1	<i>Contexte et objectifs.....</i>	41
4.1.2	<i>Approches pour la diminution de la vulnérabilité .....</i>	42
4.1.3	<i>Stratégies de renforcement.....</i>	43
4.2	MÉTHODES DE RENFORCEMENT .....	45
4.2.1	<i>Objectifs .....</i>	45
4.2.2	<i>Adaptation au bâtiment.....</i>	45
4.3	FICHES TECHNIQUES POUR LES SOLUTIONS DE RENFORCEMENT.....	46
<b>5</b>	<b>JUSTIFICATIONS DES OUVRAGES RENFORCÉS.....</b>	<b>47</b>

5.1	ÉTAPES DE CONCEPTION DU RENFORCEMENT .....	47
5.1.1	Étape 0 : la fin de la phase de diagnostic.....	47
5.1.2	Étape 1 : Avant-projet de renforcement.....	47
5.1.3	Étape 2 : Conception du projet de renforcement .....	49
5.1.4	Étape 3 : Justification - Dimensionnement .....	50
5.1.5	Étape 4 : Les travaux, leur suivi et leur réception.....	52
5.2	LES VÉRIFICATIONS LOCALES .....	53
5.2.1	Planchers diaphragmes, réseau de chaînages horizontaux .....	53
5.2.2	Joint de séparation et appuis mobiles .....	53
5.2.3	Les structures en béton armé.....	54
5.2.4	Les structures métalliques et structures mixtes .....	55
5.2.5	Les structures en maçonnerie.....	56
5.3	DOSSIER DE JUSTIFICATION DE LA STRUCTURE RENFORCÉE .....	57
<b>6</b>	<b>TYPES DE DOMMAGES – IMAGES ET COMMENTAIRES .....</b>	<b>59</b>
6.1	SÉISMES CONSIDÉRÉS.....	59
6.2	RAPPEL DES PRINCIPES DE CONCEPTION RÉGLEMENTAIRES.....	59
6.3	BÂTIMENTS EN BÉTON.....	60
6.3.1	Bâtiments à ossature en béton armé, avec remplissages en maçonnerie ou sans .....	60
6.3.2	Bâtiments contreventés par des voiles en béton.....	64
6.4	BÂTIMENTS EN MAÇONNERIE .....	65
6.5	BÂTIMENTS EN BOIS.....	67
6.6	BÂTIMENTS EN ACIER .....	68
6.7	BÂTIMENTS MITOYENS, JOINTS ET INTERACTIONS ENTRE CES OUVRAGES .....	69
6.8	EXEMPLES DE SOLUTIONS DE RENFORCEMENT.....	70
6.8.1	Mise à niveau sismique de bâtiments à Berkeley (USA).....	70
6.8.2	Renforcement d'un bâtiment à Kashiwasaki-Kariwa (Japon) .....	72
6.8.3	Renforcement d'un bâtiment à Mendoza (Argentine) .....	72
6.8.4	Renforcements à la suite du séisme d'Epagny (France) .....	73
6.8.5	Renforcement de la chapelle « S.Maria Dei Centurelli » (Abruzzes, Italie) .....	74
6.9	PRINCIPALES RÉFÉRENCES DU CHAPITRE 6 .....	74
6.9.1	Rapports de missions post-sismiques de l'AFPS .....	74
6.9.2	Sites « Internet » .....	74
6.9.3	Autres .....	74
6.10	PRINCIPAUX SÉISMES DESTRUCTEURS, AU XX <sup>ÈME</sup> SIÈCLE ET DÉBUT XXI <sup>ÈME</sup> , CLASSÉS PAR NOMBRE DE VICTIMES.....	74
<b>7</b>	<b>BIBLIOGRAPHIE .....</b>	<b>77</b>

# 1 Conseils au maître d'ouvrage. Niveau de performance à atteindre

## 1.1 Objet

Les séismes récents survenus sur le territoire national ou dans les pays européens limitrophes montrent que le risque sismique concerne principalement les ouvrages existants construits préalablement à l'application de normes parasismiques. Les ouvrages ayant été construits et conçus conformément aux normes parasismiques n'ont que très rarement entraîné des dommages humains.

Compte tenu de l'évolution sociétale, tendant vers un rejet des risques, les conséquences humaines et économiques de situations accidentelles naturelles ou anthropiques sont de moins en moins acceptées. Il convient de les anticiper. Des actions correctives doivent être envisagées dès lors que les risques apparaissent inacceptables et qu'il existe des solutions économiquement raisonnables et proportionnées.

Face à des situations accidentelles potentiellement très dommageables, mais à très long temps de retour, les maîtres d'ouvrages sont souvent démunis car ils ne disposent pas de critères explicites leur permettant de fonder leur stratégie de maîtrise et de réduction des risques.

L'objet de ce chapitre est de décrire le contexte réglementaire actuel en France et de faire le point sur les principales difficultés rencontrées, ainsi que sur les approches pouvant être adoptées en matière de diagnostic et de confortement des bâtiments existants vis-à-vis des effets de l'action sismique.

## 1.2 La prise en compte du risque sismique sur le bâtiment existant

La prise en compte du risque sismique sur le bâti existant suppose une approche rationnelle, fondée sur :

- L'appréciation de la performance du bâtiment et la connaissance des risques encourus.
- Un bilan de situation vis-à-vis de critères d'acceptabilité ou de rejet des risques.
- La définition d'objectifs de protection qui ne sont pas nécessairement les mêmes que ceux adoptés pour les constructions neuves.
- L'estimation de la pertinence technique des actions correctives.
- La proportionnalité économique de ces actions en regard de la réduction des risques qu'elles confèrent. Il s'agit de ne pas recourir à des renforcements dont

le coût serait disproportionné par rapport à l'intérêt socio-économique qu'ils présenteraient.

- La recherche d'une optimisation des actions, c'est-à-dire celle des investissements offrant le meilleur gain en protection et en réduction des risques.

## 1.3 Démarche

Le présent paragraphe est destiné à donner quelques conseils au maître d'ouvrage non averti du génie parasismique sur ce qu'il convient de faire pour évaluer la situation de son ouvrage vis-à-vis du séisme et mettre en place un éventuel programme de mise à niveau.

Le maître d'ouvrage doit procéder à l'expertise préliminaire de son ouvrage, puis, sur la base des évaluations préliminaires ainsi obtenues, s'il le décide ou si la réglementation l'y oblige, il doit se livrer à des expertises plus détaillées, puis éventuellement à des renforcements, si cela s'avère nécessaire. Les différentes phases de l'expertise sont détaillées au chapitre 2.

Sauf s'il a une compétence particulière en génie parasismique, le Maître d'ouvrage doit s'entourer des conseils de spécialistes ayant une expérience en évaluation du comportement sismique et en renforcement des structures. C'est un sujet très technique, qui réclame une formation et une expérience particulières devant être prouvées. La compétence indispensable peut être trouvée chez des experts en génie parasismique, des ingénieries techniques spécialisées en ce domaine, des bureaux d'études de structures de bâtiment ou de génie civil, ou plus généralement tout organisme ayant compétence en génie parasismique avec une expérience d'évaluation.

En outre, si la construction possède des contraintes fonctionnelles importantes, le maître d'ouvrage peut se faire assister par un architecte ayant une compétence en conception parasismique, notamment pour examiner les modifications possibles des espaces permettant des renforcements, lorsque nécessaires.

Enfin, lorsque les enjeux économiques sont importants, il est conseillé au maître d'ouvrage de prendre les conseils d'un spécialiste pour des études de site, qui peut intervenir après l'expertise préliminaire.

## 1.4 Réglementation et règles techniques

La réglementation est constituée de l'ensemble des textes (lois, décrets, arrêtés) édictés par la puissance publique et d'application obligatoire. Les règles techniques permettent



la mise en œuvre par les professionnels des mesures de conception, de construction ou de contrôle assurant le respect de la réglementation. De façon générale, l'application des règles techniques est de nature contractuelle, mais, en matière de protection parasismique, elle est en partie visée par des textes réglementaires.

#### 1.4.1 La réglementation parasismique en France

En matière de protection parasismique, la réglementation française s'appuie sur :

- la loi du 22 juillet 1987 relative à l'organisation de la sécurité civile, à la protection de la forêt contre l'incendie et à la prévention des risques majeurs, qui prescrit l'application de règles parasismiques aux bâtiments, équipements et installations nouveaux ;
- la loi du 2 février 1995 (loi Barnier) relative au renforcement de la protection de l'environnement, qui prescrit que des règles particulières de construction parasismique peuvent être imposées aux équipements, bâtiments ou installations existants. En pratique, cette imposition peut venir des préfets ou des autorités locales.

L'article R563-2 du code de l'environnement distingue les structures à risque normal et les structures à risque spécial.

Le décret interministériel n° 2010-1254 du 22 octobre 2010 relatif à la prévention du risque sismique :

- définit les catégories d'importance des bâtiments à risque normal ;
- définit cinq zones de sismicité couvrant le territoire.

Le décret n° 2010-1255 du 22 octobre 2010 portant délimitation des zones de sismicité du territoire français fixe le zonage sismique. C'est la traduction administrative du zonage physique déterminé par les études techniques. Il classe chaque municipalité du territoire dans une des cinq zones de sismicité.

En application de ces décrets, quatre arrêtés définissent plus précisément les valeurs de l'action sismique à prendre en compte et les règles techniques à utiliser pour différents types d'ouvrages : bâtiments, ponts, divers types d'équipements et installations classées pour la protection de l'environnement.

En particulier, l'arrêté bâtiment du 22 octobre 2010, relatif à la classification et aux règles de construction parasismique applicables aux bâtiments de la classe dite « à risque normal » :

- prescrit l'utilisation de l'Eurocode 8 et fixe les valeurs des paramètres associés à cette utilisation,
- autorise l'utilisation de règles simplifiées pour certains bâtiments et certaines zones,

- fixe les valeurs permettant d'utiliser les règles PS92 pendant la période transitoire.

Cet arrêté s'applique aux bâtiments neufs et à des bâtiments existants subissant des modifications substantielles qu'il définit dans son article 3.

En cas de travaux ne correspondant pas à ces modifications substantielles, il n'y a pas d'obligation réglementaire, sauf à vérifier que des modifications éventuelles n'aggravent pas la vulnérabilité du bâtiment vis-à-vis du séisme. Le maître d'ouvrage a donc en principe toute latitude pour fixer ses choix de protection ; en particulier, le niveau de dimensionnement du renforcement relève d'un choix de maîtrise d'ouvrage.

Il peut exister localement une réglementation parasismique particulière, dans les communes ayant fait l'objet d'un Plan de Prévention des Risques Naturels. Dans ce cas-là, l'attention doit être attirée sur plusieurs spécificités. La réglementation locale prévaut sur la réglementation nationale. En particulier, les actions sismiques applicables aux constructions neuves peuvent être différentes de celles préconisées dans la réglementation nationale. Le règlement du PPR peut aussi comprendre des prescriptions pour le bâti existant, tant pour les éléments non structuraux (cheminées, balcons, etc.) que pour les éléments structuraux.

#### 1.4.2 Les règles techniques

Les règles techniques peuvent se présenter sous plusieurs formes : normes, recommandations, guides, etc. Une méthode développée dans la littérature scientifique peut également être utilisée en référence contractuelle, si le contexte réglementaire le permet. Par exemple, le présent guide propose une méthode pour évaluer (chapitre 3) et renforcer (chapitre 5) une structure existante et peut donc être utilisé comme référence contractuelle, sous la responsabilité du maître d'ouvrage.

Dans une démarche volontaire, un maître d'ouvrage (ou son maître d'œuvre avec son accord) peut choisir les règles techniques à introduire dans un contrat d'études, soit pour l'évaluation, soit pour le renforcement. Néanmoins, en pratique, une norme est utilisée comme référence contractuelle dans la plupart des cas, car sa base de reconnaissance est généralement plus large, les autres documents pouvant être utilisés en cours d'études pour des compléments non contradictoires. En outre, une norme est en général reconnue par l'ensemble des parties prenantes. Ainsi, pour un maître d'ouvrage public, le système des Eurocodes constitue un ensemble de normes complet pour l'évaluation et pour le renforcement.

Dans ce cadre, la partie 3 de l'Eurocode 8 (parfois dénommé EC8 dans la suite du guide) :

- permet de définir des exigences de performance et les critères de conformité associés ;



- donne une méthode pour recueillir l'information permettant l'évaluation de la structure et traduire la qualité de cette information en un indicateur numérique ;
- décrit les procédures normalisées pour l'analyse et les vérifications de sécurité pour l'évaluation de la structure ;
- donne des critères pour asseoir les décisions concernant l'intervention sur la structure ;
- décrit la procédure de conception du renforcement de la structure.

Dans cette norme, il a été fait le choix de définir trois états limites correspondant chacun à un objectif de comportement :

- État limite de quasi-effondrement (NC). La structure est fortement endommagée, avec une résistance et une rigidité latérales résiduelles faibles, bien que les éléments verticaux demeurent capables de supporter des charges verticales.
- État limite de dommages significatifs (SD). La structure est endommagée de manière significative, avec une certaine résistance et une certaine rigidité latérales résiduelles, les éléments verticaux étant capables de supporter des charges verticales.
- État limite de limitation des dommages (DL). La structure n'est que faiblement endommagée, ses éléments structuraux n'ayant pas subi d'incursion post-élastique significative et conservant leurs propriétés de résistance et de rigidité.

Le couple niveau d'aléa sismique/ objectif de comportement est la donnée d'entrée pour l'utilisation de l'Eurocode 8 partie 3. Il peut éventuellement être différent pour l'analyse de conformité lors de l'évaluation et pour l'étude du renforcement lorsqu'il est décidé d'y procéder.

### 1.4.3 Dispositions laissées au choix du maître d'ouvrage

La réglementation définit précisément les ouvrages auxquels elle s'applique, les données de l'aléa sismique à prendre en compte, ainsi que les règles techniques à appliquer. Pour les bâtiments existants, seuls les bâtiments subissant des modifications substantielles font l'objet d'obligations réglementaires.

Par contre, le possesseur ou l'exploitant d'un ouvrage qui n'entrerait pas dans le cadre de la réglementation, mais qui souhaiterait examiner la possibilité d'assurer à cet ouvrage une certaine protection parasismique, est libre de choisir le niveau sismique auquel son ouvrage pourrait résister et les règles techniques à utiliser pour ce faire.

## 1.5 Performance actuelle du bâtiment et niveau minimal requis

### 1.5.1 Performance actuelle et facteur de conformité

Le facteur de conformité  $\alpha$  caractérise le niveau relatif de résistance du bâtiment analysé. Il permet d'apprécier comment un bâtiment existant répond aux exigences de protection imposées à un bâtiment neuf équivalent, suivant les règles parasismiques en vigueur.

Selon les niveaux d'études mis en œuvre et les méthodes de calculs adoptées, ce facteur correspond à un rapport de résistances (résistance ultime/résistance requise de référence) ou de déformations (capacité en déplacement/déplacement imposé de référence).

La résistance de la structure avant et après renforcement est évaluée par rapport à un état limite, selon les méthodes exposées respectivement aux chapitres 3 et 5. La résistance de référence est celle qui existerait si la structure résistait, dans le même état limite, à l'action de référence définie pour les bâtiments neufs par le zonage réglementaire ou par une étude permettant de définir une action sismique de référence. La façon d'obtenir l'action de référence est donnée au § 1.5.2. Ces deux résistances peuvent être exprimées par l'accélération au rocher  $a_g$ , respectivement  $a_{g, \text{réelle}}$  et  $a_{g, \text{réf}}$ , la forme spectrale restant la même pour les deux évaluations.

Finalement, la résistance de la structure est repérée par un paramètre unique  $\alpha$  appelé *facteur de conformité*, exprimant un pourcentage de résistance réelle par rapport à la résistance de référence :  $\alpha = a_{g, \text{réelle}} / a_{g, \text{réf}}$ , soit le rapport entre l'action sismique provoquant la défaillance de la structure porteuse vis-à-vis de l'état limite considéré, et l'action sismique de référence qui serait considérée pour un bâtiment neuf d'importance équivalente, dans le même état limite.

$\alpha_{\text{eff}}$  est la valeur de  $\alpha$  correspondant à la résistance effective de la structure avant renforcement, évaluée selon les méthodes données au chapitre 3.

Lorsqu'une décision de renforcement est prise, les mesures adoptées permettent d'augmenter la valeur de  $\alpha$  de  $\alpha_{\text{eff}}$  à  $\alpha_{\text{fin}}$ . Les méthodes de renforcement sont données au chapitre 4 et les méthodes pour évaluer la valeur de  $\alpha_{\text{fin}}$  sont données au chapitre 5.

Selon le niveau d'approche, il est possible d'appréhender la valeur de  $\alpha$  d'un ouvrage,  $\alpha_{\text{eff}}$ , par des méthodes de complexité croissante :

- En première approche, par la définition d'un indice de vulnérabilité et en tenant compte de la zone de sismicité à laquelle appartient le site ;

- Par des analyses structurales en résistance ou en déformation, telles que décrites dans les normes parasismiques, et rappelées au chapitre 3.

### 1.5.2 Action sismique de référence

#### 1.5.2.1 Définition de l'action sismique de référence

Lorsque l'approche est purement qualitative, basée sur un indice de vulnérabilité déterminé à dire d'expert (analyse d'une situation sans justification par un calcul), la définition de l'action sismique n'a pas de sens : l'objectif de la procédure est d'obtenir une amélioration du comportement par le biais de certaines dispositions constructives, sans les vérifier par le calcul.

C'est donc seulement dans le cadre d'une approche quantitative qu'il faut définir des actions sismiques, en leur associant des exigences de comportement clairement identifiées. Ces actions sismiques « de référence » correspondent, pour la majorité des cas, aux actions considérées pour les bâtiments nouveaux et définies dans l'arrêté du 22 octobre 2010 relatif à la classification et aux règles de construction parasismique applicables aux bâtiments de la classe dite « à risque normal » ou, dans certains cas, dans un plan de prévention des risques sismiques (PPRS).

Cependant, dans certains cas particuliers, une détermination spécifique de ces actions, tenant compte des contextes sismotectonique et géotechnique du site, peut permettre d'optimiser la vérification ainsi que la définition des mesures correctives et les coûts correspondants. En effet, les actions associées à la réglementation nationale peuvent présenter un caractère enveloppe ne permettant pas de tenir compte des spécificités des cas particuliers. Par ailleurs, selon les méthodes mises en œuvre et leur degré de sophistication, il peut être utile de disposer d'une caractérisation des actions sous une forme non définie de manière normative par les règles (accélérogrammes, spectres combinés en accélération et déplacement par exemple). Il convient de prendre les conseils d'un spécialiste en études de site pour établir une telle définition spécifique.

#### 1.5.2.2 Forme de l'action de référence

Hors cas particulier, la référence de base est l'action sismique réglementaire pour le site en question, telle que définie dans la réglementation nationale ou dans le PPRS local pour les ouvrages neufs. Elle est définie par un spectre de réponse en accélération dépendant :

- de la zone de sismicité (ou de la "microzone" dans le cas d'un PPR) pour laquelle est donnée une accélération  $a_g$  (pour un bâtiment de catégorie d'importance II),

- du type de site sur lequel est situé l'ouvrage, déterminant la forme spectrale  $S_e / a_g$  définie par  $T_B$ ,  $T_C$ ,  $T_D$  et un coefficient de sol  $S$  (Figure 1-1).  $S_e$  désigne l'accélération spectrale pour un calcul élastique.

La première information est immédiate à obtenir, la seconde un peu moins. Sauf dans le cas où existe un PPRS présentant un microzonage et les actions sismiques correspondantes, le premier travail consiste à effectuer des reconnaissances de sol pour déterminer la classe de sol au sens de l'Eurocode 8. Si ces reconnaissances concluent à un sol de classe A à E, l'action sismique de référence est dès lors connue ; en revanche, si les sols sont très médiocres et correspondent aux classes nommées S1 ou S2 dans l'EC8, des études complémentaires sont nécessaires pour déterminer la forme spectrale et son niveau (coefficient  $S$ , périodes de contrôle  $T_B$ ,  $T_C$ ,  $T_D$ ), suivant les procédures recommandées dans l'EC8.

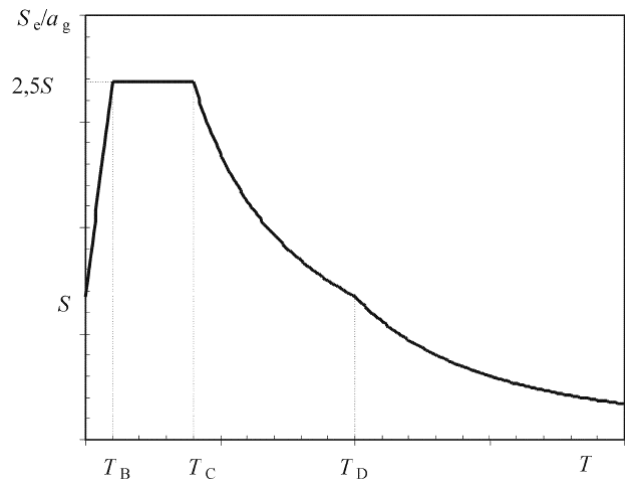


Figure 1-1 : Grandeur définissant le spectre de réponse

La valeur réglementaire de  $a_g$  correspond à une période de retour de 475 ans (en gardant à l'esprit toutefois que la discrétisation en un petit nombre de zones sismiques oblige de facto à un certain conservatisme, variable spatialement, et maximal au voisinage immédiat de la zone de sismicité inférieure).

Dans les cas (*a priori* exceptionnels) où les renforcements envisagés font appel à des techniques très spécifiques et sophistiquées (isolateurs, amortisseurs, etc.), il peut s'avérer nécessaire de caractériser l'action sismique avec d'autres descripteurs que le spectre de réponse : courbe de demande accélération / déplacement, accélérogrammes, etc. Leur élaboration doit être faite par des spécialistes (en particulier, la génération d'accélérogrammes purement synthétiques est fortement déconseillée, sauf attention particulière à la non-stationnarité en amplitude et en fréquence). Il est conseillé de les positionner par rapport à l'action sismique de référence pour bien identifier les modifications en amplitude et en contenu spectral.

### 1.5.2.3 Actions sismiques de référence pour la vérification des différents états limites

Les bâtiments sont classés en catégories d'importance, selon la réglementation en vigueur. Pour les bâtiments nouveaux, à chaque catégorie d'importance est associé un coefficient d'importance  $\gamma$ .

L'action sismique prise en compte pour le dimensionnement d'un bâtiment nouveau est considérée pour vérifier l'état limite de non-effondrement<sup>1</sup>. Pour un ouvrage de catégorie d'importance II, elle est associée à une période de retour de 475 ans correspondant à une probabilité de non dépassement de 90% en 50 ans.

Les actions sismiques à considérer pour la vérification des trois états limites (§ 1.4.2) et pour les catégories d'importance II à IV peuvent être obtenues par application d'un facteur multiplicatif défini dans le Tableau 1 (valeurs proposées par les rédacteurs de ce chapitre). Ce facteur se substitue au coefficient d'importance pour la détermination de l'action sismique de référence.

État limite à vérifier	Catégorie d'importance		
	II	III	IV
Non-effondrement	1	1,2	1,4
Dommages significatifs	0,75	0,9	1,05
Limitation de dommages	0,5	0,6	0,7

**Tableau 1-1 : Facteur multiplicatif pour la détermination de l'action sismique de référence par catégorie d'importance, pour la vérification d'un des trois états limites.**

### 1.5.3 Choix des états limites liés aux objectifs de comportement

Comme indiqué en 1.4.2, le maître d'ouvrage doit choisir entre trois niveaux de performance, qui se traduisent par trois états limites. Le nom des états limites correspond aux objectifs fixés.

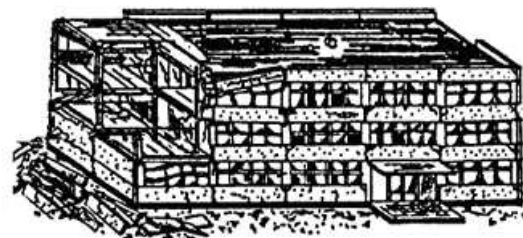
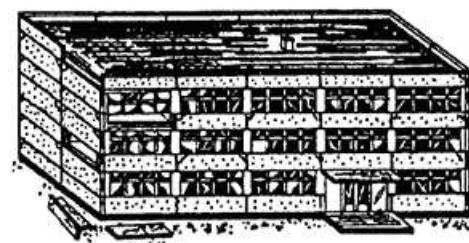
- L'objectif de « non-effondrement » doit être retenu lorsqu'il s'agit seulement de sauvegarder les vies humaines. Après le séisme, l'ouvrage doit être abandonné et expertisé avant toute réoccupation. Dans la plupart des cas, il doit être démolé car inutilisable. Il ne s'est pas effondré lors du choc principal mais ne résisterait vraisemblablement pas à un autre séisme, même d'intensité modérée.
- L'objectif de « dommages significatifs » assure la sécurité des personnes et une sauvegarde significative de l'ouvrage. La structure est capable

de résister à plusieurs répliques. La réparation de la structure est vraisemblablement non rentable.

- L'objectif de « limitation de dommages » assure un endommagement limité de l'ouvrage, qui peut être réparé à coût raisonnable après l'occurrence du niveau de séisme correspondant. Dans la plupart des cas, l'ouvrage est immédiatement réutilisable et ne nécessite que des réparations cosmétiques.

L'Échelle macrosismique européenne (EMS98) donne une classification et une illustration des dégâts pour les bâtiments en maçonnerie et les bâtiments en béton armé. Pour le béton armé, le degré 1 correspond à des dégâts nuls à faibles, pouvant se présenter sous forme de fines fissures. Le degré 2 correspond à des dégâts modérés avec fissuration des éléments en béton armé et détérioration éventuelle de plâtre ou de revêtements ; il peut être mis en relation avec l'état de dommage limité visé ci-dessus. Le degré 3 correspond à des dégâts sensibles à importants dans la structure (sans effondrement même partiel) et à un endommagement important des éléments non structuraux, avec éventuellement défaillance de panneaux de remplissage. Il s'apparente à l'état de dommage significatif visé ci-dessus. Le degré 4 correspond à des dégâts importants dans la structure et à un endommagement très important des éléments non structuraux. Il s'apparente à l'état de non-effondrement visé ci-dessus. Les degrés 3 et 4 sont reproduits sur Figure 1-2.

Le degré 5 correspond à l'effondrement du bâtiment. Une description et une illustration complètes peuvent être trouvées dans la description de l'échelle EMS98.



**Figure 1-2 : Degrés 3 et 4 des dégâts des bâtiments en béton armé (EMS98)**

Le maître d'ouvrage peut imposer un nombre quelconque d'objectifs parmi les trois ci-dessus, avec les niveaux d'action sismiques recommandées dans le Tableau 1-1 ou différents selon ses propres critères.

<sup>1</sup> Attention, l'état limite de non-effondrement n'est pas le même pour un bâtiment neuf et pour un bâtiment existant. Pour un bâtiment existant, l'objectif de comportement correspondant est celui de l'état limite de dommages significatifs des bâtiments neufs.



## 2 Collecte d'informations

### 2.1 Les informations recherchées

La vulnérabilité au séisme d'une construction dépend de plusieurs facteurs :

- Son implantation dans l'environnement, et le comportement prévisible de celui-ci au séisme.
- Sa liaison avec le sol ainsi que les caractéristiques sismo-tectoniques de celui-ci.
- Ses caractéristiques architecturales et structurales, dont la forme du bâtiment et son interaction avec les édifices environnants.
- La qualité de sa conception et de sa réalisation, l'existence ou pas de techniques de construction appropriées au bon comportement sous séisme, la qualité des matériaux employés et de leur mise en œuvre, l'état général de conservation (entretien et maintenance réguliers).
- Les points de détails : en effet, le plus ou moins bon comportement sous séisme résulte souvent dans les détails de certaines liaisons de la structure.

L'ensemble des informations concernant ces facteurs doit faire l'objet de la collecte afin de permettre l'évaluation de la capacité de résistance au séisme du bâtiment.

En sus des éléments nécessaires à l'évaluation des capacités résistantes, il est utile de reconnaître les dispositions susceptibles de conférer à la structure une ductilité satisfaisante. Dans certains cas, cela pourrait permettre d'adopter, pour les vérifications ultérieures, un coefficient de comportement supérieur à la valeur plancher donnée dans la norme EN1998-3.

### 2.2 Principe de l'évaluation sismique

Le présent guide propose deux phases d'évaluation de la capacité parasismique du bâtiment. On entend par capacité parasismique l'aptitude à supporter un séisme donné avec un endommagement conforme à un objectif de comportement défini, le séisme étant, en général, caractérisé par un spectre d'accélération du sol. L'objectif de comportement de la structure au séisme est déterminé, au-delà des éventuelles prescriptions minimales légales, par le maître d'ouvrage. Il peut choisir, pour le séisme donné, entre un état de dommages limités, un état de dommages significatifs ou seulement le non-effondrement.

La première phase d'évaluation, assez sommaire, donne lieu à un rapport préliminaire destiné au maître d'ouvrage. Ce document doit guider ce dernier dans sa décision quant à l'avenir du bâtiment, en lui fournissant une estimation du niveau de séisme pour lequel le bâtiment actuel, sans modifications, aurait encore une forte probabilité de se

conformer à l'objectif de comportement visé et une estimation de la capacité cible après renforcement (estimations obtenues par calculs même sommaires). Une fourchette de coût des travaux doit être appréciée à l'issue de cette première estimation. La décision du maître d'ouvrage peut être le maintien du bâtiment en l'état, son renforcement, le changement de sa fonction ou encore la destruction du bâtiment.

Le rapport préliminaire peut être d'autant plus précis dans l'évaluation des capacités parasismiques du bâtiment et dans le chiffrage des solutions de renforcement, que la collecte d'informations aura été pertinente et que l'étendue des stratégies envisagées aura été ouverte. Le contour et le volume de la collecte d'informations à réaliser ainsi que ceux des solutions à envisager doivent donc être définis au mieux, pour mener à bien cette phase de l'étude. Il peut être prévu d'envisager d'abord des sous-phases de diagnostic qualitatif, ensuite des extensions de collecte d'informations dépendant du résultat des premières constatations. Si le contenu du rapport n'est pas suffisant pour éclairer le maître d'ouvrage dans sa décision, il peut faire compléter la collecte d'informations pour améliorer sa visibilité sur l'état de l'ouvrage. L'attention est attirée sur le fait que l'économie réalisée dans cette phase préliminaire peut conduire à un diagnostic incomplet et à proposer des solutions non optimales.

Dans le cas où le maître d'ouvrage choisit de renforcer son bâtiment, la collecte d'informations peut être complétée pour permettre une évaluation adaptée aux enjeux de la réhabilitation envisagée. L'enchaînement des différentes étapes est présenté sur l'organigramme page suivante.

### 2.3 La collecte d'informations

La collecte d'informations peut indifféremment être réalisée par une ou plusieurs personnes. Il est recommandé de constituer pour la visite sur site une équipe d'au moins deux inspecteurs. En effet, dans l'évaluation et le compte rendu qui doit être fait, il est nécessaire de pouvoir échanger et confronter les avis entre spécialistes. Il est également souhaitable que la personne responsable de l'évaluation de la capacité sismique du bâtiment participe à l'inspection.

Les paragraphes suivants ont pour objectif d'établir la liste des éléments nécessaires aux deux phases du diagnostic, préliminaire et détaillé. On notera que l'effort à produire dans la phase de collecte d'informations dépend de l'objectif recherché : diagnostic préliminaire ou calcul de renforcement.

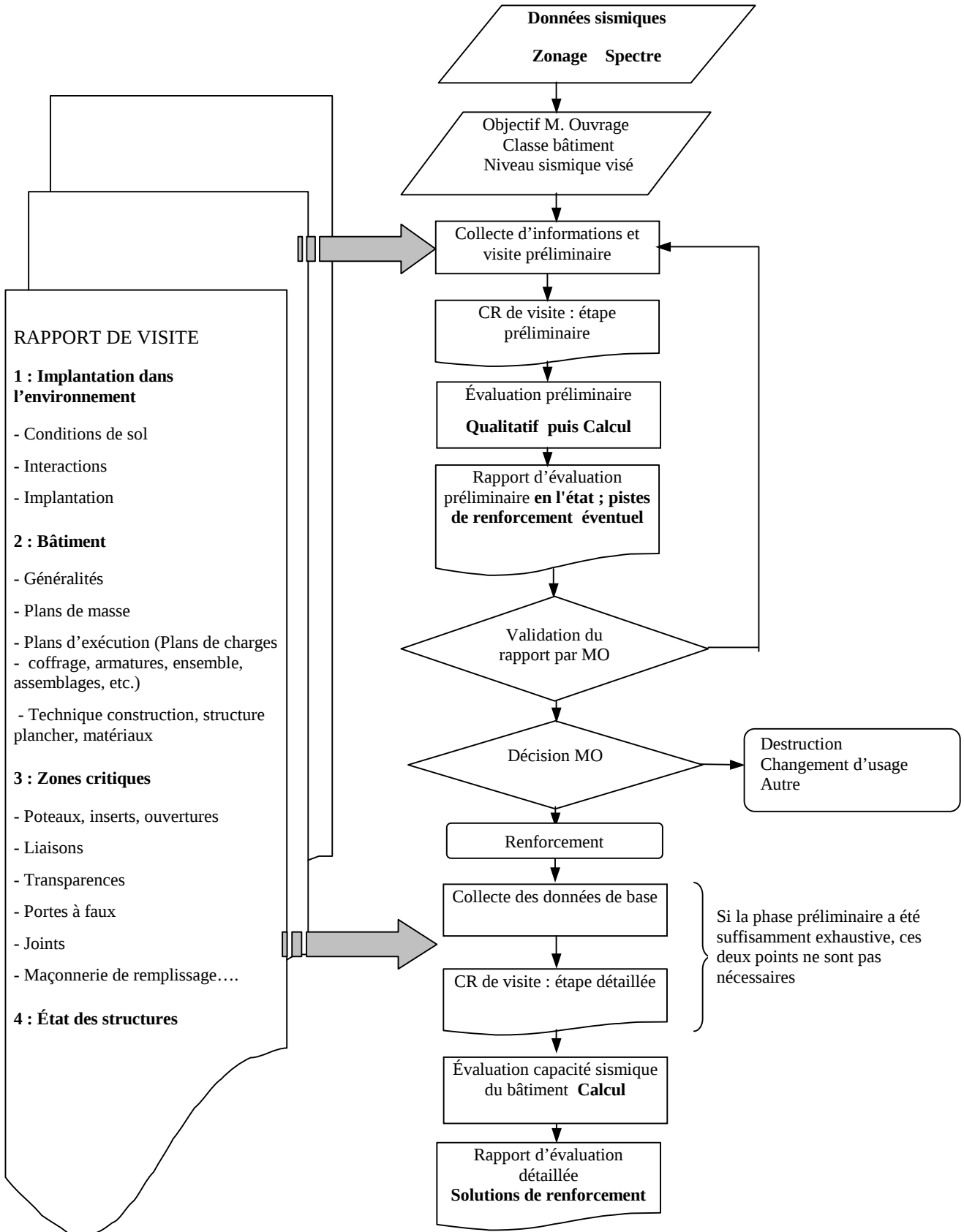


Figure 2-1 : Enchaînement des différentes étapes du processus de décision



Toutefois, dans les sources d'informations présentées, il n'y a pas lieu de faire une distinction entre ces deux objectifs, le technicien chargé de la collecte étant seul capable d'évaluer le rapport de l'investissement à faire sur la nature de l'information recherchée. Autrement dit, il est parfois plus profitable d'obtenir le maximum de renseignements dès la première phase d'investigation, plutôt que d'être obligé de compléter une information partielle pour la phase de calcul de renforcement.

### 2.3.1 Historique de la codification de la construction des bâtiments en France

L'âge d'un bâtiment permet d'apprécier dans une certaine mesure les techniques et le dimensionnement qui ont été utilisés pour sa construction. En effet, les codes de construction, qui sont apparus en France dès 1945, imposent un certain nombre de dispositions constructives et de méthodes de dimensionnement. On peut donc se faire une idée des caractéristiques du bâtiment examiné, ce qui permet d'évaluer dans une certaine mesure son comportement au séisme, quand bien même le code auquel il était soumis ne contenait pas de dispositions parasismiques. Une telle approche repose sur l'hypothèse que le bâtiment étudié respecte les règles en vigueur à l'époque de sa construction, et que les règles propres à assurer un comportement sain sous charges statiques ont aussi l'effet favorable souhaité en situations d'actions dynamiques alternées, ce qui n'est que partiellement le cas. Il conviendra donc de s'assurer qu'une telle hypothèse est réaliste avant de valider les conclusions obtenues par cette approche.

Par exemple, la détection de désordres locaux (fissuration importante par exemple) peut être un indice d'un vice de dimensionnement ou de réalisation. Il est donc utile de prévoir quelques sondages de vérification judicieusement localisés pour s'assurer, par exemple pour une structure en béton armé, de l'enrobage des aciers ou de la présence de cadres d'effort tranchant. Ces vérifications sont d'autant plus nécessaires que les dispositions en question ont une influence sur le comportement sismique de la structure (quantité de cadres d'armatures par exemple).

Dans le cas où les vérifications effectuées donnent de bonnes raisons de penser que la conception du bâtiment est conforme à un code identifié, on peut utiliser les valeurs définies dans celui-ci pour estimer les paramètres recherchés.

Les codes successifs de calcul en béton armé sont rappelées dans Tableau 2-1 ci-après. Il convient de noter que les règles BA 45, BA 60 et CCBA68 sont essentiellement fondées sur la vérification en calcul élastique de contraintes admissibles, et ne comportent généralement pas de vérifications de ductilité par le calcul. Elles s'écartent donc notablement des principes des règles de vérification aux états limites, avec coefficients de sécurité partiels (sur charges comme sur matériaux), et des règles parasismiques qui seules envisagent nécessairement les situations d'actions alternées.

Enfin, il faut ajouter que le contreventement des bâtiments est également abordé par les règles Neige et Vent, puisque ces règles conduisent à tenir compte d'actions horizontales. Ces règles ont été modifiées en 1946, 1956 et 1965. Néanmoins, elles se contentent de donner les moyens de calculer la pression applicable aux bâtiments sans préciser les dispositions constructives à mettre en œuvre pour y résister. Même si globalement il est logique de penser qu'un bâtiment dimensionné conformément à ces règles peut résister à un certain niveau de séisme puisqu'il a été conçu pour résister à un effort horizontal connu, il est difficile de dire, a priori, quel est l'apport d'une telle information pour estimer précisément sa capacité de résistance au séisme.

Si le bâtiment est supposé ne pas satisfaire à toutes les dispositions constructives des règles parasismiques, le calcul des sollicitations sismiques peut être fait avec un coefficient de comportement limité aux valeurs proposées par la norme EN1998-3. Cette norme propose  $q=1,5$  pour les structures en béton armé et  $q=2$  pour les structures en acier. La conformité du bâtiment aux règles NV permet de calculer la pression du vent ( $q_v$ ) ayant servi au dimensionnement de l'ouvrage et auquel le bâtiment est donc susceptible de résister avec un endommagement limité. On peut en conclure que le bâtiment ainsi dimensionné respecte l'objectif de non-effondrement pour une excitation sismique aboutissant à un effort sismique de calcul  $F=1,5.q_v$ . L'accélération correspondante du sol peut être estimée à l'aide d'un calcul sismique par la méthode des forces latérales par exemple. On a ainsi une idée de la valeur minimale de l'accélération à laquelle le bâtiment peut résister. Une étude plus détaillée pourra en revanche révéler une résistance supérieure, et/ou des détails d'exécution peu compatibles avec le bon fonctionnement sous séisme.

On peut néanmoins retenir, sous réserves de s'assurer de la conformité du bâtiment aux règles de béton armé, les pourcentages d'acier minimum, le type d'acier utilisé, la présence et la quantité minimale d'armatures transversales dans les poteaux et les poutres. Le Tableau 2-1 présente un aperçu des renseignements utiles à une analyse sismique. Ils sont disponibles dans les codes de l'époque considérée.

Le Tableau 2-2 permet de se faire une idée des principales règles en vigueur pouvant fournir des indications utiles sur le dimensionnement pour une époque donnée, à l'exclusion des règles parasismiques. Il faut toutefois tenir compte d'un délai de mise en application effective qui peut parfois être assez long.

#### Remarque

Par analogie, il est possible de se référer au site internet du SETRA, indiqué ci-après, qui renseigne, par un tableau, l'historique des règlements applicables aux ouvrages d'art d'août 1852 à avril 1999.

[http://www.piles.setra.equipement.gouv.fr/IMG/pdf/historique\\_reglements\\_cle6e1178-1.pdf](http://www.piles.setra.equipement.gouv.fr/IMG/pdf/historique_reglements_cle6e1178-1.pdf)



Sujet	Règle, document	Année de sortie	Remplacement, modifications	Indications
Charges	NF P 06-001	1950	1978	Charges de dimensionnement, pondérations
Béton armé	NV65	1968	1984	Charges horizontales, contreventement (principe)
	CCBA45	1945	1960	Principes de dimensionnement
	CCBA60	1960	1968,1980,1983	Principes de dimensionnement
	CCBA68	1968	1980	Principes de dimensionnement
	BAEL80	1980	1983	Principes de dimensionnement
	BAEL83	1983	1990	Principes de dimensionnement
	BAEL91	1991	1999	Principes de dimensionnement
	BAEL91, rév.99	1999	2010	Principes de dimensionnement
Maçonnerie	DTU 20.1	1961	1985	Position des chaînages, dispositions minimales
Préfabrication	DTU 23.1	1970		Conception, mise en oeuvre
Blocs béton	NF P 14.301	1972	1983	Caractéristiques mécaniques minimales
	NF P 14.302	1940	1972	Caractéristiques mécaniques minimales
	NF P 14.303	1966		Caractéristiques mécaniques minimales
	NF P 14.304	1966	1972,1983	Caractéristiques mécaniques minimales
Entrevous béton	NF P 14.305	1966	1972	Caractéristiques mécaniques minimales
	NF P 14.401	1966	1972	Caractéristiques mécaniques minimales
Blocs pleins	NF P 14.407	1966	1972	Caractéristiques mécaniques minimales
Briques	NF P 13.301	1972	1974	Caractéristiques mécaniques minimales
	NF P 13.306	1981		Caractéristiques mécaniques minimales
Bois	CB71	1971		Principes de dimensionnement
Acier	CM46	1946	1956	Principes de dimensionnement
	CM56	1956	1966	Principes de dimensionnement
	CM66	1966	1980	Principes de dimensionnement
	Additif 80	1980	2010	Principes de dimensionnement

Tableau 2-1 : Principales règles utilisées depuis 1945

Domaine	Règles	Années																																						
		1945 à 1960	1961	1962	1963	1964	1965	1966	1967	1968	1969	1970	1971	1972	1973	1974	1975	1976	1977	1978	1979	1980	1981	1982	1983	1984	1985	1986	1987	1988	1989	1990								
Béton armé	CCBA45																																							
	CCBA60																																							
	CCBA68																																							
	BAEL80																																							
	BAEL83																																							
	BAEL90																																							
Maçonnerie	DTU 20.1																																							
	DTU 20.11																																							
Actions	NF P 06-001																																							
	NV65																																							

Tableau 2-2 : Historique des règles et normes de calcul

Il est à noter que de nombreux changements ont eu lieu quant aux méthodes de construction et à l'évolution technologique des chantiers. Pour les constructions en maçonnerie, aucun classement par âge n'est significatif, mais l'évolution des techniques concernant le béton armé est remarquable, surtout dans le domaine du logement collectif. Après les premières années de reconstruction après 1945, un effort particulier a été fait dans le domaine de l'industrialisation des chantiers, notamment en raison de la pénurie de logements de l'époque. Il est intéressant de noter les corrélations entre les dates de construction et les politiques de logement (incitation à la construction, prêts facilités à l'acquisition, politiques de logement social, aides à la reconstruction).

La Figure 2-2 rassemble les principales dates concernant la construction. Deux périodes apparaissent :

- 1945-1960 : la reconstruction
- 1960-1970 : l'industrialisation des chantiers

### Historique relatif aux règles parasismiques

#### Recommandations AS 55

Ces recommandations parasismiques « AS 554 » ont été établies à la suite du séisme d'El Asnam en Algérie (ex-Orléansville) en 1954. Elles ont ensuite été utilisées pour la conception et le dimensionnement d'ouvrages de génie civil, en particulier en Algérie et Maroc.

#### Règles parasismiques 1962/1964 dites « Règles PS 62/64 »

Ces règles ont été élaborées après le séisme d'Agadir au Maroc en 1960.

#### Règles parasismiques 1969 dites règles PS 69 (DTU)

Les règles précitées sont devenues, en 1969, un Document Technique Unifié (DTU).

#### Règles parasismiques 1969 révisées 1982 (DTU P06-003)

Compte tenu des enseignements issus du séisme d'El Asnam en Algérie (1980), les règles précédentes ont été révisées et sont devenues les règles PS 69/82 en 1984.

#### Règles parasismiques PS-MI 89 (DTU)

En 1990, ont été établies des règles parasismiques relatives à la construction parasismique des maisons individuelles et des bâtiments assimilés. Elles découlent des Règles PS 69/82.

#### Règles parasismiques PS 92 (NF P 06-013-DTU, AFNOR décembre 1995)

Ces règles bénéficient des enseignements issus des séismes de Mexico (Mexique) en 1985, Spitak (Arménie) en 1988 et Loma-Prieta (Californie) en 1989. En 1998, elles sont applicables à tous les bâtiments à risque normal.

#### Règles parasismiques PS-MI 89 révisées 92 (NF P 06-014 - DTU)

Ce sont des règles simplifiées applicables aux maisons individuelles.

#### Application des nouvelles normes dont la norme NF EN 1998-1 (Eurocode 8).

L'arrêté du 22 octobre 2010 relatif à la classification et aux règles de construction parasismique applicables aux bâtiments de la classe « à risque normal » définit la procédure d'application des nouvelles normes et règles en s'appuyant sur le nouveau zonage sismique du territoire national (deux décrets du 22 octobre 2010).

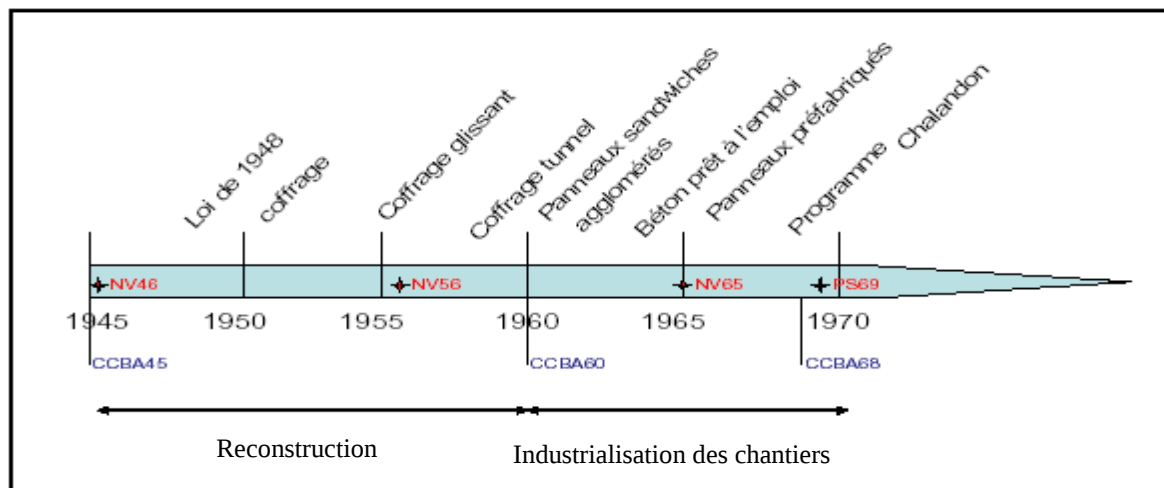


Figure 2-2 : Évolution des techniques de la construction en béton en France entre 1945 et 1970

### 2.3.2 Information sur la construction

La connaissance des différents paramètres intervenant dans le calcul de la capacité résistante d'un bâtiment passe nécessairement par une investigation des éléments de structure. La portée de cette investigation conditionne la quantité et la fiabilité des informations qui sont utilisées comme paramètres d'entrée des différentes méthodes et, en conséquence, la précision du résultat obtenu.

L'idée de cette phase est de rassembler les informations nécessaires sur le bâtiment en utilisant les sources adaptées. Ces sources sont variées (plans, relevés, sondages, historique du bâtiment) et peuvent différer grandement selon les projets.

Les informations à rechercher sont les suivantes :

- Plans de masses, plans d'exécution (de charges, de coffrage, de ferrailage, d'ensemble, d'assemblages, d'ancrages, etc...),
- Reconstitution de l'histoire du bâtiment :
  - date du permis de construire, de mise en service,
  - désordres observés,
  - modification de la structure,
  - modification de l'usage du bâtiment,
  - évènements naturels surmontés (tempête, inondation, séisme...),
  - réhabilitation,
  - entretien.
- Rapport de sol.

Étant entendu que les sources d'information sont multiples, qu'elles peuvent ou non se recouper, il est important pour la suite de l'étude, d'apprécier le niveau de confiance que l'on peut accorder à l'information que l'on fournit. On propose d'utiliser deux niveaux de confiance : information certaine ou probable.

### 2.3.3 Reconnaissance de la construction

La reconnaissance de la construction consiste en une visite du bâtiment et de son environnement. Cette phase est également l'occasion d'interroger les occupants ou les maîtres d'ouvrage, afin de compléter la collecte d'informations sur le bâtiment. La reconnaissance doit être plus ou moins approfondie selon qu'on cherche à effectuer un calcul préliminaire ou un calcul de renforcement. Elle est consignée dans un rapport de visite et doit faire référence aux éléments recueillis lors de la reconnaissance et lors de la recherche d'informations.

## 2.4 Rapport de visite

Le contenu du rapport de visite (proposition de grille en annexe, extrait Figure 2-3) est plus ou moins exhaustif selon les moyens alloués par le maître d'ouvrage. Il peut être réalisé en deux phases, une première phase

relativement succincte permettant au maître d'ouvrage de préciser sa stratégie sur la suite à donner, puis une phase visant à collecter le maximum d'informations relativement aux moyens alloués pour effectuer un diagnostic pertinent. Le rapport de visite préliminaire et le rapport détaillé sont identiques dans leur structure, le rapport détaillé étant plus complet, notamment au niveau de la description de la structure pour permettre un diagnostic précis et un calcul de renforcement adapté.

L'usage de photographies, de croquis, est recommandé dans le rapport de visite, en prenant soin de les référencer correctement et d'utiliser pour les croquis des conventions de représentations adaptées.

Type	Commentaire / référence doc / annexe photo / annexe schéma / annexe plan		Fiab	Pav
<b>1 Implantation dans l'environnement</b>				
<b>1.1 Conditions de sol</b>				
<b>Caractérisation du sol</b>				
Rocher				
Alluvions		Commentaires, références	Fiabilité de l'information	
Sable				
Sol rapporté				

Cocher la case correspondante

Effet sur le comportement

Figure 2-3 : Rapport de visite

Sur le rapport de visite, un espace est réservé à la fiabilité de l'information fournie (colonne Fiab). On se reportera à l'Eurocode 8 pour qualifier l'information : C pour une information certaine (mesure par exemple), P pour une information probable.

De la même façon, et pour faciliter une appropriation rapide du rapport de visite, une colonne est réservée à l'appréciation de l'inspecteur sur le point observé, qui peut être favorable (F) ou défavorable (D) pour la tenue du bâtiment au séisme. Cette colonne est particulièrement utile dans la phase de visite préliminaire pour étayer le rapport d'évaluation, dans le cas des bâtiments anciens de construction non codifiée.

Le rapport de visite est présenté en annexe. Il est suivi de commentaires expliquant les attendus de chaque item.

## 3 Méthodes d'évaluation de l'existant

Un des objectifs de l'évaluation de l'existant est de déterminer le coefficient de conformité avant renforcement, défini au § 1.5.1.

### 3.1 Méthodes simplifiées

Pour l'évaluation préliminaire du bâtiment, il est proposé d'identifier les points « critiques » : le diagnostic préliminaire doit préciser le degré de gravité des faiblesses du bâtiment en l'état et indiquer le degré de faisabilité des renforcements prévus (de manière plutôt qualitative). Idéalement, cette phase doit pouvoir indiquer les modes de ruine probables en cas de séisme, afin d'avoir une idée la plus claire possible sur les vérifications à mener dans l'évaluation de second niveau, si le maître d'ouvrage décide de poursuivre la démarche.

#### 3.1.1 Objectifs

Ce chapitre a pour but de présenter une démarche d'analyse de la structure qui permette de mettre en évidence assez rapidement les points faibles de l'ouvrage. Le niveau d'analyse recherché est un diagnostic visuel complété par quelques calculs simples. Le principe de base est toujours de comparer la résistance de la structure, estimée ici grossièrement, avec le niveau de l'action sismique, qui est lui aussi un ordre de grandeur estimé à partir d'hypothèses simplificatrices.

La confiance qu'on peut accorder à une telle analyse repose sur la bonne compréhension du schéma structural du bâtiment (par où transitent les efforts, quelle est la déformation attendue ?), de la compatibilité des éléments de structure et de leur efficacité a priori (résistance, ductilité). L'analyse proposée est détaillée par type de structure (système de contreventement et système porteur). Dans la pratique, plusieurs systèmes peuvent être présents dans un même bâtiment. Il s'agit alors pour celui qui réalise le diagnostic d'utiliser efficacement les informations présentées ci-dessous, de manière à estimer le comportement global de l'ouvrage.

#### 3.1.2 Détection visuelle des points faibles du bâtiment

##### 3.1.2.1 Forme générale

La forme générale du bâtiment en plan et en élévation donne une première indication sur le comportement potentiel du bâtiment sous l'action sismique.

Les codes de calcul et les guides de conception des bâtiments parasismiques insistent tous sur l'importance de

la régularité en plan et en élévation dans la mesure où elle réduit le risque de majoration des efforts sismiques dans certaines zones.

Bien sûr, il est possible de dimensionner un bâtiment de forme irrégulière, sous réserve de tenir compte de la distribution réelle des efforts. De fait, beaucoup de bâtiments existants, en particulier ceux qui ont été construits sans prise en compte du séisme, sont irréguliers au sens des critères normatifs actuels. Il s'agit donc de fournir ici des indications sur les conséquences des irrégularités couramment constatées sur le comportement global du bâtiment, de manière à en tenir compte de façon appropriée dans l'évaluation de la résistance de la structure.

On distingue deux irrégularités principales :

##### 1. L'irrégularité en plan :

Les critères de régularité en plan sont définis dans la norme NF EN1998-1, à la clause 4.2.3.2. Dans ce qui suit est donné un certain nombre d'indications pour des cas spécifiques assez courants en pratique.

Un bâtiment régulier en plan présente à chaque niveau une répartition des masses compatible avec la répartition des contreventements. En termes mécaniques, le centre de gravité du niveau est proche du centre de torsion. De ce fait, l'effet de la torsion reste limité et ne majore pas significativement les efforts sismiques dans les éléments de contreventement. La distance entre le centre de masse et le centre de torsion est repérée par ses deux composantes suivant les axes principaux du bâtiment, appelées excentricités.

Un calcul précis de l'excentricité peut être délicat lorsque :

- Les éléments de contreventement ne sont pas tous de même nature par exemple murs en maçonnerie et portiques
- La forme des éléments de contreventement n'est pas simple (L, T, U, etc.)

A défaut d'un calcul précis, on peut donc soupçonner une irrégularité en plan lorsque :

- La forme des planchers s'éloigne du rectangle : L, T, Y. Cette forme s'entend pour des blocs qui ne sont pas séparés par des joints parasismiques

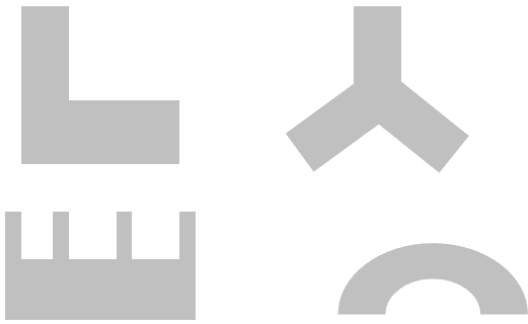


Figure 3-1 : Vue en plan. Exemples de formes irrégulières en l'absence de joints de fractionnement.

- La nature des éléments de contreventement est très différente d'une zone à l'autre : par exemple des portiques béton dans un sens et des voiles dans l'autre ou des murs en maçonnerie et des voiles en béton armé. Ce cas est fréquent pour certains types constructifs (ossature à remplissage) ou lorsque que le bâtiment a été agrandi ultérieurement.

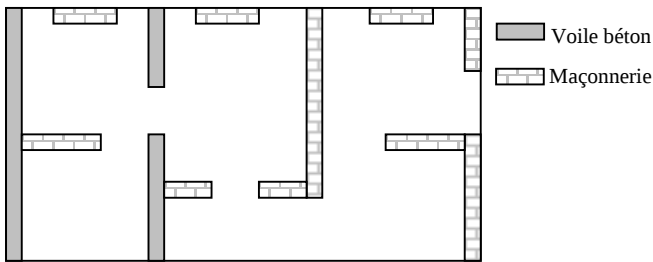


Figure 3-2 : Vue en plan. Éléments de contreventement de natures différentes.

- Pour les bâtiments ayant des contreventements de même nature, une répartition non symétrique ou un ratio de contreventement très différents dans les directions principales.

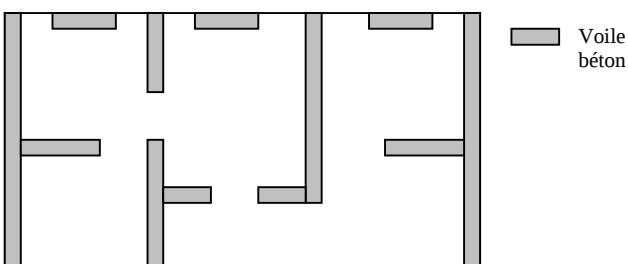


Figure 3-3 : Répartition non symétrique des éléments de contreventement selon la direction longitudinale

2. L'irrégularité en élévation :

Un bâtiment régulier en élévation présente une répartition des raideurs en élévation qui ne varie pas brutalement et qui, à chaque niveau, est compatible avec la masse des niveaux supérieurs. De plus, le système de contreventement est continu des fondations jusqu'au niveau considéré. La régularité en élévation permet une déformation régulière du bâtiment et un transfert des efforts correct entre niveaux

jusqu'aux fondations. Les irrégularités les plus courantes dans ce domaine sont :

- Un manque de continuité des éléments jusqu'aux fondations,

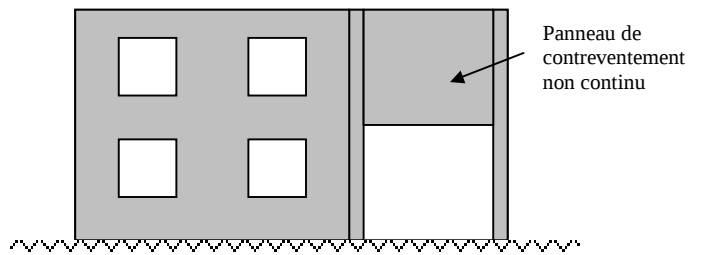


Figure 3-4 : Absence de continuité du contreventement

- Une variation brutale des masses : les concentrations de masse en hauteur nécessitent un système de contreventement approprié,

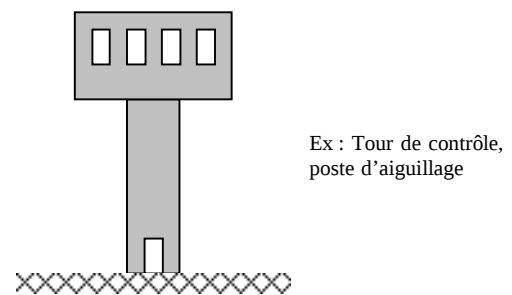


Figure 3-5 : Masses concentrées en hauteur

- Une variation brutale de raideur :
  - o Transparence : un niveau est beaucoup moins raide que les niveaux supérieurs ou inférieurs

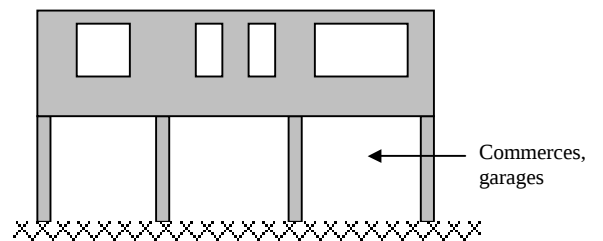


Figure 3-6 : Exemple de transparence

- o Niveaux en encorbellement

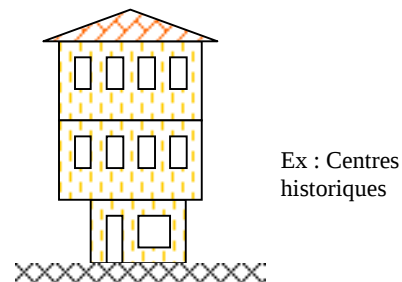
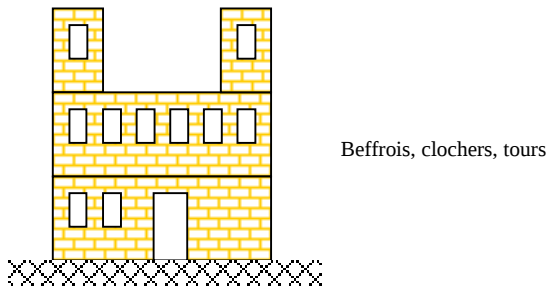


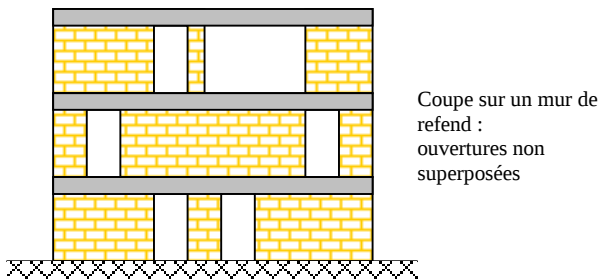
Figure 3-7 : Étages en encorbellement

- o Retrait d'étage



**Figure 3-8 : Retrait d'étage**

Il est important de préciser que les éléments identifiés comme participant au contreventement du bâtiment doivent être observés dans leur élévation. En effet, des percements (fenêtres, portes) différents d'un niveau à l'autre ou des épaisseurs variables peuvent affecter significativement la raideur.



**Figure 3-9 : Variation de raideur due aux ouvertures dans un mur de contreventement**

### 3.1.2.2 Facteurs de risque

Le présent paragraphe traite de certaines dispositions constructives qui constituent des facteurs aggravants pour le comportement sismique d'un bâtiment. Il convient de détecter ces dispositions au niveau du diagnostic préliminaire afin d'examiner le risque de ruine et les conséquences éventuelles.

**Poteaux courts :** Dans les bâtiments dont la structure porteuse comprend des poteaux ou des trumeaux de faible largeur, la part de l'effort sismique reprise par ces éléments dépend beaucoup de leur élancement. Lorsqu'à un niveau donné, certains poteaux sont sensiblement plus courts que les autres, leur raideur est beaucoup plus élevée et ils attirent une plus grande part de l'effort sismique. Ils risquent donc de périr rapidement par rupture d'effort tranchant au niveau de leurs extrémités à moins d'être dimensionnés en conséquence.

Parfois, certains poteaux courts n'étaient pas traités comme tels à la conception. Il peut s'agir par exemple :

- de poteaux sur lesquels s'appuient des escaliers ou des rampes,
- de poteaux entourés par des allèges solidaires,
- de poteaux communs à des demi-niveaux,

- de poteaux dont les déplacements sont empêchés par des remplissages partiels, en hauteur, de maçonnerie.

En cas de ruine du poteau en cisaillement, la charge gravitaire qu'il reprenait doit être reprise par les éléments adjacents. En conséquence, il convient de faire les vérifications suivantes :

- Estimer la raideur réelle du poteau, en tenant compte de sa hauteur libre effective.
- En cas de risque de ruine, vérifier la possibilité de transférer les charges à la structure adjacente. Il s'agit de faire un calcul en l'absence du poteau court. On doit vérifier en particulier la résistance des poutres (flexion/ cisaillement) et des éléments verticaux adjacents (compression).

**Ouvertures :** Les ouvertures situées dans des murs ou des voiles qui participent au contreventement de la structure modifient le fonctionnement de ces panneaux. Un chaînage de ces ouvertures est nécessaire à leur bon comportement. Si la présence de ce chaînage n'est pas certaine, le panneau risque de présenter une faiblesse en cisaillement, avec une apparition précoce de fissures qui partent des angles de l'ouverture. Si l'ouverture n'est pas correctement chaînée, la résistance au cisaillement du panneau sera calculée en considérant uniquement la longueur minimale du panneau, hors ouverture.

**Report de charges :** Les éléments porteurs par lesquels transitent les charges gravitaires doivent être continus jusqu'aux fondations. Dans le cas contraire, il y a report de charge. L'action du séisme peut considérablement majorer la résistance nécessaire aux éléments de structure adjacents.

**Joints entre blocs :** Les joints entre blocs sont nécessaires pour permettre des déformations différentes des structures sous l'action du séisme. Une largeur insuffisante ou leur remplissage entraîne un risque de chocs entre blocs. A noter que pour évaluer précisément le risque d'entrechoquement, il est nécessaire d'analyser les deux blocs en question, ce qui n'est pas toujours possible dans le cadre de l'évaluation d'un bâtiment (où il arrive souvent qu'aucune donnée ne soit disponible sur le bâtiment voisin). Il convient de signaler toutefois que, dans le cas où l'évaluation concernerait plusieurs blocs, une solution quelquefois retenue consiste à liasonner les deux blocs et à effectuer une analyse du bâtiment ainsi obtenu.

### 3.1.2.3 Qualité d'exécution

Une bonne qualité d'exécution des ouvrages est nécessaire pour garantir un comportement correct de la structure. Cette qualité est particulièrement sensible pour ce qui concerne les détails d'assemblage des constructions bois ou charpente métallique, le ferrailage des zones critiques des structures en béton et les zones de liaisons. En particulier, le détail des armatures (recouvrement, position, confinement transversal), la qualité du béton et le remplissage des blocs de chaînage sont des points à vérifier. Il est nécessaire de porter une attention particulière à ces détails et, dans la mesure du possible, de



réaliser des sondages pour vérifier leur bonne exécution. Lorsque de tels sondages ne sont pas possibles, il est important de donner autant d'indications que possible sur la qualité globale de l'ouvrage et de spécifier les parties de l'évaluation qui dépendent fortement de la qualité d'exécution, de manière à préciser ces données lors de la suite éventuelle de l'évaluation.

### 3.1.2.4 Bâtiments à ossature béton sans remplissage

Le mode de fonctionnement est un comportement de portiques, les zones critiques se situant au voisinage des nœuds de connexion entre les poteaux et les poutres. Les dispositions constructives de ferrailage concernent essentiellement ces zones et le nœud (volume commun aux poteaux et aux poutres) pour permettre des rotations et déformations au-delà du domaine élastique (demande en ductilité). Par ailleurs, pour éviter l'effondrement dû à la ruine des poteaux, il est recommandé de procurer aux poteaux une capacité de résistance supérieure à celle des poutres qui se traduit par l'idée «poteaux forts, poutres faibles». Ces dispositions doivent s'accompagner d'une régularité en plan et en élévation pour obtenir une déformation répartie sur l'ensemble des poteaux sans qu'il se produise de concentrations sur quelques poteaux (phénomène de torsion et poteaux courts). Le déplacement relatif entre étages doit être du même ordre pour éviter une concentration à un étage particulier.

Les modes de ruine de ce type de structure sont notamment :

- La rupture de l'ensemble des poteaux à tous les étages due à une très faible capacité de résistance à des forces inertielles : les poteaux s'effacent et tous les planchers se superposent (ruine de type «pancakes») ;
- La rupture de l'ensemble des poteaux d'un étage due à une discontinuité de capacité de résistance en élévation, les planchers se superposent au droit de cet étage ; cette ruine a souvent lieu au 1er niveau qui est le plus sollicité et qui, compte tenu d'un usage particulier, est plus élané ;
- La rupture par cisaillement de poteaux courts qui compte tenu de leur rigidité sont plus sollicités.

### 3.1.2.5 Bâtiments en maçonnerie

La typologie des bâtiments à usage de logements collectifs semble souffrir d'une «pathologie génétique» : la construction comporte en général une direction de contreventement «convenable» avec des murs sans ouvertures régulièrement espacés (appelée direction principale dans ce texte), et une direction de contreventement, faible ou aléatoire, composés de murs percés de portes ou d'ouvertures (appelée direction secondaire).

La première tâche du diagnostic consiste à reconnaître les éléments résistants à partir des plans ou de la construction elle-même. Les murs font appel à la résistance des fondations, éléments essentiels à leur stabilité (fonction longrine de redressement des moments), qui doivent faire l'objet d'une reconnaissance en parallèle. Les planchers peuvent aussi jouer un rôle clé dans la résistance au séisme de l'ouvrage. Le repérage de la descente des charges horizontales est un élément-clé de l'évaluation de la capacité du bâtiment. Les singularités de cette descente de charges pourraient entraîner une limitation importante de la capacité de résistance du bâtiment.

Enfin le comportement des ossatures en béton armé avec remplissage en maçonnerie est très différent de celui des murs en maçonnerie chaînée. Une reconnaissance au préalable doit confirmer la catégorie dans laquelle l'ouvrage se trouve.

Les faiblesses « génétiques » des éléments résistants, listées d'une façon non exhaustive ci-après, peuvent limiter la capacité résistante de l'ouvrage. Des mesures de renforcement pour pallier ces faiblesses semblent obligatoires avant de procéder à toute évaluation de la capacité de l'ouvrage. Ces mesures déterminent en quelque sorte la partie fixe du coût du renforcement et renseignent très tôt le maître d'ouvrage sur le niveau de prix minimal du renforcement. Dans la direction secondaire, la résistance des murs est conditionnée par celle des linteaux, ou des chaînages verticaux de bordures de portes (dans un comportement du type « trumeaux jumelés ou attelés par les linteaux »).

Il est rare que, dans un bâtiment conçu de façon non-parasismique, l'une ou l'autre de ces résistances soit significative. Des dispositions de renforcement suivant l'un ou l'autre des comportements précédents doivent donc être envisagées.

- Dans le sens principal, la résistance au cisaillement des chaînages surtout verticaux, semble conditionner la résistance de l'ouvrage. Un renforcement des pieds et têtes des chaînages verticaux existants semble constituer une condition préalable à toute évaluation de la capacité de la construction. Toutefois il convient de noter que ce principe de renforcement peut s'avérer insuffisant, compte tenu d'un effort de traction constant sur la hauteur d'un étage.
- Enfin, dans les deux directions, la typologie des fondations des voiles de contreventement doit être examinée très tôt ; dans le cas où une faiblesse de capacité de résistance de ces fondations est identifiée, une solution de renforcement doit être conçue et chiffrée.

Le type de planchers et surtout le mode de liaison des planchers avec les chaînages horizontaux et verticaux peut aussi être un facteur de limitation très sévère de la résistance de l'ouvrage.



Ce n'est qu'à l'issue des examens présentés ci-dessus qu'on peut être en mesure de parler d'évaluation de la résistance du bâtiment.

### 3.1.2.6 Bâtiments à voiles en béton répartis

Le système de contreventement est constitué de voiles. Ces bâtiments se comportent mieux sous séisme que les bâtiments à ossature, étant donné que les voiles « pardonnent » plus les défauts de conception et de réalisation ; ils possèdent une robustesse et une certaine redondance. Suivant l'élancement géométrique des voiles qui participent au contreventement, les modes de fonctionnement sont principalement de cisaillement (pour un faible élancement) et de flexion (pour un élancement plus important). Comme évoqué précédemment, le respect des principes de conception et des dispositions constructives associés à une qualité de la réalisation sont des facteurs essentiels à un bon comportement.

Les dommages constatés sont principalement liés à une conception irrégulière comme suit :

- Voiles situés dans une seule direction, d'où un comportement anisotrope avec une capacité résistante faible dans la direction perpendiculaire aux voiles, qui conduit dans cette direction à des désordres à la connexion voiles planchers et à une possibilité d'effondrement dans cette direction ;
- Non-continuité des voiles de contreventement jusqu'aux fondations, et en particulier au droit du premier niveau (commerce, garages), ce qui conduit comme précédemment à des ruines localisées ou à un effondrement de ce premier niveau ;
- Interruption de plusieurs voiles de contreventement dans un niveau intermédiaire qui conduit à une capacité de résistance réduite à ce niveau et à des phénomènes de torsion en cas de dissymétrie de la rigidité ; d'où l'apparition de dommages à ce niveau pouvant aller jusqu'à son effondrement ;
- Présence d'ouvertures multiples placées par endroit en quinconce qui perturbent le transfert des efforts de cisaillement en redistribuant les efforts vers d'autres voiles par l'intermédiaire des dalles de plancher ; les dommages sont des fissurations plus ou moins importantes dans les voiles avec ouvertures.

**Remarque** : il convient d'insister sur le fait qu'un bâtiment constitué d'un système de contreventement à voiles, régulier en plan et en élévation, a un comportement satisfaisant sous séisme, sans qu'il y ait d'effet de seuil (comportement radicalement différent au-delà du niveau de séisme de dimensionnement).

### 3.1.2.7 Bâtiments contreventés par un noyau en béton

Le système de contreventement est assuré par un ou plusieurs noyaux constitués de voiles formant en plan un caisson, généralement de forme carrée ou rectangulaire.

Les efforts inertiels dus au séisme sont transférés par les planchers à ce noyau ou à ces noyaux. Ces éléments de voiles élancés ont un mode de flexion d'ensemble associé à du cisaillement. Les sollicitations les plus importantes se trouvent à la base au raccordement avec les fondations. A ce premier niveau, les dommages se manifestent sous forme de fissures de traction aux extrémités du voile et de fissures de cisaillement. Par ailleurs, il y a formation de rotules plastiques dans les poutres de liaison du plancher au noyau.

### 3.1.2.8 Bâtiments à portiques en béton remplis de maçonnerie

Ces bâtiments se rencontrent couramment dans différentes régions, notamment dans les régions du pourtour de la Méditerranée. Le remplissage bloqué à l'intérieur du cadre formé par une ossature constituée de poteaux et de poutres rigidifie cette ossature et participe au contreventement du bâtiment. Généralement, ce remplissage est considéré comme une masse ne participant pas à la rigidité de l'ossature, ce qui ne correspond pas à la réalité du comportement sismique du bâtiment.

Lors d'un séisme, les panneaux de remplissage se rompent d'une manière aléatoire dans leur plan (mode de cisaillement) et/ou hors de leur plan (flexion de plaque), et le comportement n'est plus maîtrisé. Les concentrations d'efforts vers les ossatures où les panneaux ont résisté, associées à des phénomènes de torsion, accentuent le report des efforts vers les panneaux précités. Les modes de ruine dus à des ruptures des panneaux et des poteaux de l'ossature sont similaires à ceux précédemment cités pour les bâtiments à ossature sans remplissage. Il faut toutefois y ajouter les ruptures des panneaux de remplissage par cisaillement dans leur plan et par effondrement hors de leur plan, ainsi que la rupture d'effort tranchant de poteaux due à l'appui de la bielle.

Il convient de noter que, généralement, le premier niveau est différent en conception que les niveaux supérieurs, étant donné un usage de commerces ou de garages. Ce niveau est peu cloisonné, en particulier, dans une direction : il est dit transparent. Il présente en élévation une forte discontinuité de rigidité et les éléments porteurs (poteaux isolés) se trouvent fortement sollicités dans une direction prépondérante avec, souvent, une torsion due à une dissymétrie des raideurs. Il s'ensuit des formations de rotules plastiques dans les zones critiques des poteaux de ce niveau qui peuvent conduire à son effacement.

En outre, les cloisons posées contre les éléments de l'ossature sont soumises à la déformation de ceux-ci et subissent des désordres qui se traduisent par une forte fissuration et/ou ruine. Dans le cas où, à la conception, un système de contreventement a été défini, ce système contrôle la déformation à chaque niveau. Il est nécessaire de vérifier la compatibilité de cette déformation avec la stabilité des cloisons. Dans le cas contraire, les cloisons doivent être désolidarisées de l'ossature et stabilisées indépendamment de cette ossature.

### 3.1.2.9 Bâtiments en charpente métallique

Outre les considérations liées à la configuration globale des ouvrages (régularité en plan, régularité en élévation rappelées en 3.1.2.1), le comportement des charpentes métalliques est particulièrement sensible aux dispositions constructives dans leur conception et dans leur qualité d'exécution. L'état de corrosion traduit souvent l'état général de la structure et de son entretien. La corrosion est à examiner d'une manière générale pour les bâtiments et surtout localement au droit des assemblages.

Plusieurs niveaux d'inspection visuelle sont à envisager :

#### Présence de diaphragmes horizontaux

Dans le cas de bâtiments multi-étages, les planchers sont souvent conçus en béton armé avec bacs collaborant ou non. Ces bacs acier peuvent être connectés aux poutres métalliques ou non. Dans le cas de connexion, la fonction diaphragme est a priori assurée (rigidité dans le plan et liaison aux contreventements). En l'absence de connexion entre le plancher et les poutres, il convient d'examiner la liaison entre béton et poteaux. En présence d'un jeu à cette interface ou d'une faible résistance de contact, il faut vérifier la présence ou envisager la mise en place d'un système triangulé dans le plan des poutres. Cette triangulation est également à étudier dans le plan de la toiture.

Dans le cas de bâtiments dont la fonction principale est de supporter l'enveloppe extérieure et qui sont contreventés, dans une direction, par des portiques disposés parallèlement aux pignons, il faut s'assurer de la compatibilité des déplacements relatifs des portiques, ou entre pans de fer et portiques, avec les capacités de déformation de l'enveloppe (bardage, panneaux, façades vitrées...).

Dans le cas de bâtiments industriels où le procédé et les fonctions de production imposent des circulations verticales (tuyauteries, manutentions, transferts mécaniques, etc...) conduisant à de nombreuses trémies dans les planchers, il convient de vérifier la présence d'éléments structuraux horizontaux capables de transmettre les efforts inertiels résultant des masses de ces planchers aux éléments verticaux du système de contreventement.

#### Inspection visuelle des systèmes généraux de contreventement

Il convient de vérifier la présence de systèmes de contreventements multiples dans chacune des directions principales de l'ouvrage : portiques en travées successives, pans de fer triangulés, palées de stabilité en façade ou intermédiaires. Il faut s'assurer dans cette étape que tous les niveaux présentant une masse pouvant être considérée localisée (plancher complet, plancher intermédiaire, niveau d'un pont roulant...) sont maintenus par un élément de stabilité.

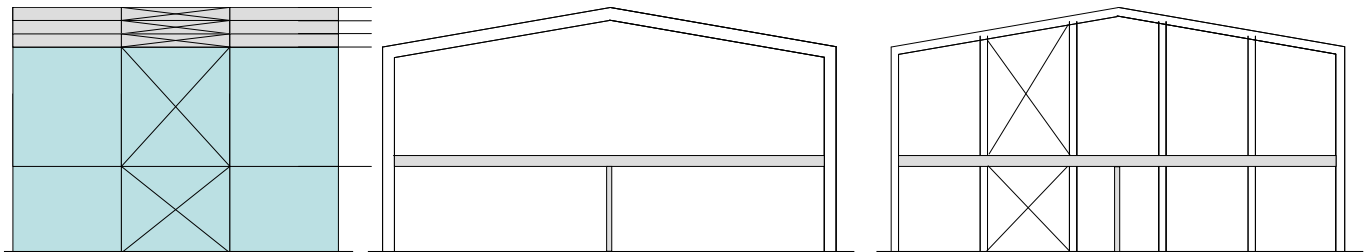


Figure 3-10 : Bâtiment en charpente acier avec plancher intermédiaire, contreventement par palées de stabilité en façades et pignons, contreventements par portique en travées transversales courantes – nécessité de stabiliser le niveau de plancher et le niveau de toiture.

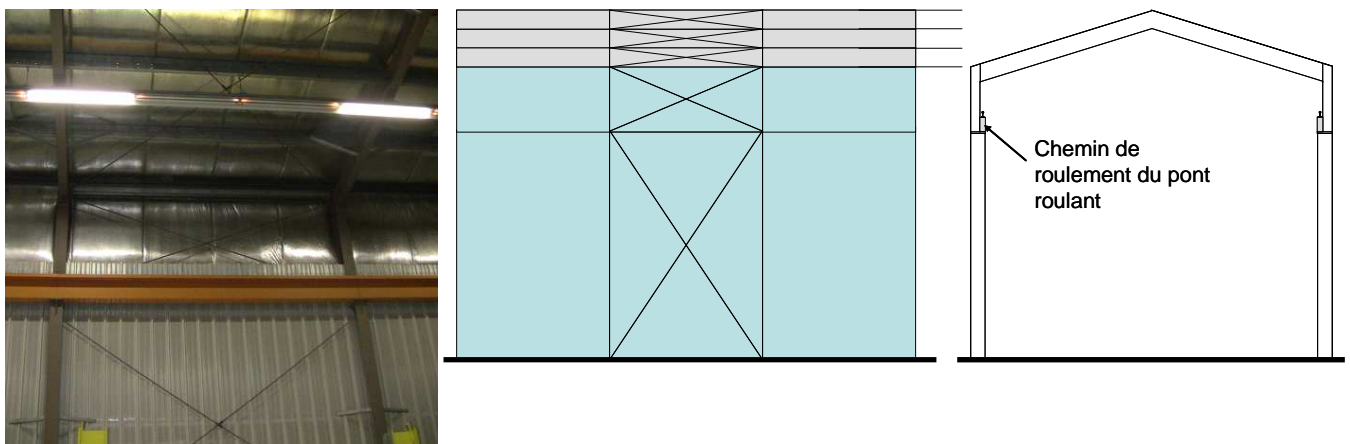


Figure 3-11 : Exemple d'un pont roulant stabilisé



Figure 3-12 : Exemple de diagonales avec excentricités verticales et attache sur tôle mince

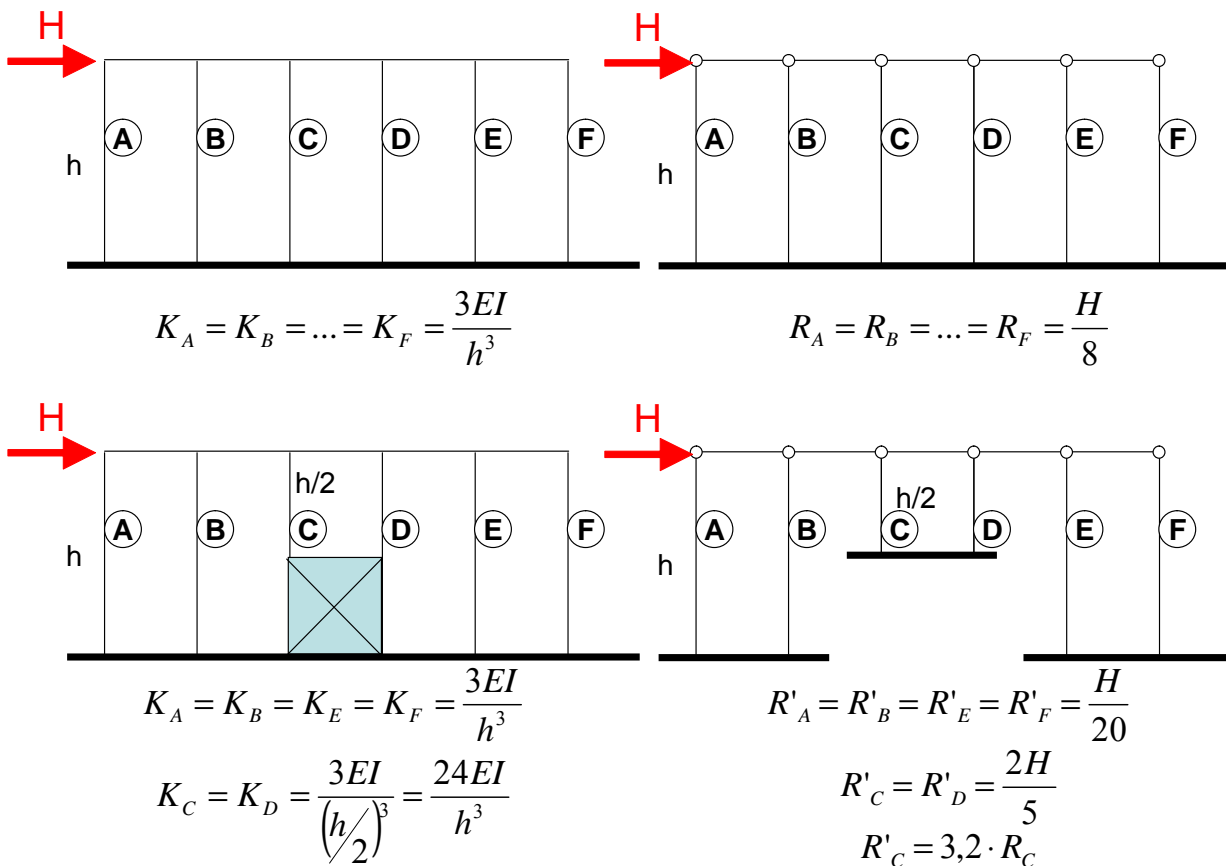


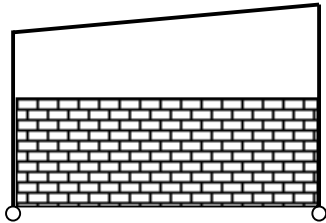
Figure 3-13 : Effet d'un remplissage partiel ultérieur à la construction sur la répartition des efforts nécessaires à la stabilisation latérale d'une structure pour un exemple de poteaux encastrés à la base et articulés en tête

Ces contreventements peuvent être mis en œuvre sur une épure à nœuds canoniques ou non (palée de stabilité centrée ou excentrée, exemple Figure 3-12). Cette distinction conduit à des hypothèses de vérification sismique globale et locale très différentes.

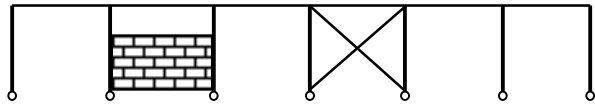
Comme pour les structures en béton armé, la réalisation d'un remplissage partiel en maçonnerie ou en béton armé peut conduire à des phénomènes de poteaux courts. Une dissymétrie de remplissage constitue un phénomène aggravant vis-à-vis du comportement sismique du bâtiment (cf. Figure 3-13).

Pour ce qui concerne les remplissages partiels en maçonnerie, il convient de noter que les charpentes métalliques sont le plus souvent conçues avec des poteaux articulés en pied. Les cas rencontrés sont notamment :

- Des portiques reliés en tête par un diaphragme avec un ou plusieurs portiques comportant des remplissages partiels en maçonnerie



- Des files de poteaux stabilisés par une palée triangulée où il existe des remplissages partiels en maçonnerie entre quelques poteaux



Les structures métalliques sont soit des structures à part entière (entièrement en acier du niveau de fondation jusqu'au sommet de l'ouvrage), soit des structures "mixtes" (étage béton armé, étage supérieur en construction métallique, partie de bâtiment en béton armé et structure métallique en demi-portiques). Dans ces cas-là, il convient de s'assurer que d'éventuelles modifications de plans d'exécution de ces lots séparés n'ont pas conduit à des incohérences de transferts d'efforts (cf. Figure 3-14).

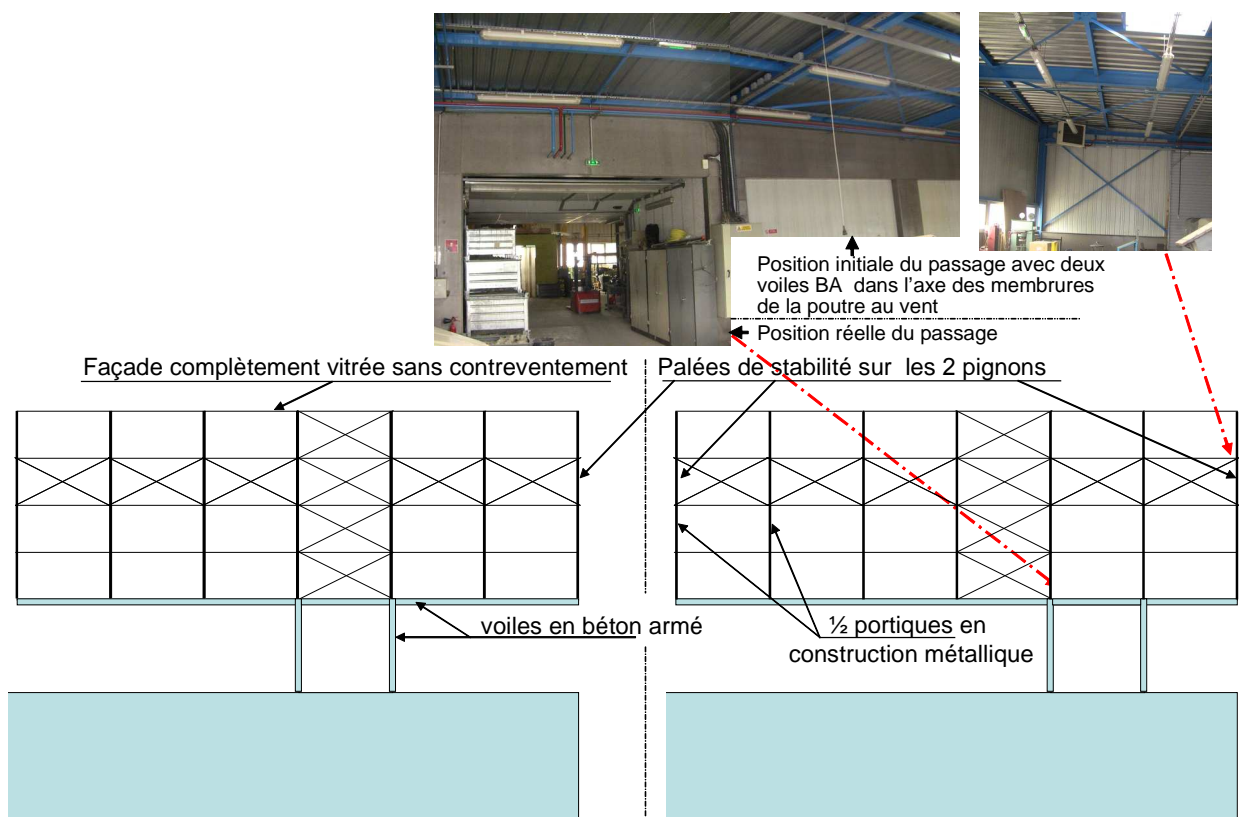


Figure 3-14 : Exemple d'une circulation sans coordination entre les lots ou les intervenants du projet ; une des membrures de la « poutre au vent » parallèle aux pignons n'est plus articulée sur un point fixe et il s'ensuit une augmentation de la portée de la poutre longitudinale de contreventement horizontal.

### Inspection locale des systèmes de contreventement

Les points suivants sont à examiner :

- Est-ce que les zones d'assemblages sont corrodées ?
- Est-ce que les cordons de soudure sont continus ?
- Est-ce que tous les boulons sont présents ?
- Est-ce que tous les boulons sont serrés ?
- Est-ce que les diagonales ou croix de Saint André sont attachées sur des points rigides (diagonale

aboutissant en milieu d'âme non raidie, gousset en drapeau...)

- Est-ce que les tiges d'ancrage sont en bon état (rectitude, matage...) dans un béton en bon état ?
- Ces tiges présentent-elles un nombre de filets libres suffisants, des rondelles compatibles avec les jeux des platines ?
- Proximité de ces tiges avec les arrêtes vives du béton et suspicion d'"ancrage" hors des cages d'armatures.





**Figure 3-15 : Exemple d’ancrage avec mauvaise adhérence de la cheville chimique (difficile à détecter, si ce n’est la proximité de la cheville avec le nu du mur, ce qui conduit à un ancrage dans une zone de béton non confiné) et trous oblongs surdimensionnés avec rondelles inadaptées (photos mission AFPS L’Aquila, 2009)**

### 3.1.2.10 Bâtiments à charpente bois

Toutes les remarques faites pour les charpentes métalliques sont transposables pour les structures en bois. Il convient de compléter l’aspect corrosion (connecteurs, crampons, équerres, étriers, sabots...) par celui de pourritures ou traces d’attaques d’insectes. Toute trace de défaut d’étanchéité est un indice d’alerte pour l’inspection.

Quelques spécificités singularisent cependant les structures bois. Une d’entre elles réside dans les contreventements réalisés par panneaux à voile travaillant fixé mécaniquement sur une ossature. Ces voiles travaillants sont en contreplaqué, en OSB ou panneaux de fibres. Pour ces voiles, il convient de vérifier par sondage leur état général (trace d’humidité, gonflement, épaisseur...), la

densité et la qualité des clouages (entraxe, pinces, corrosion...). Pour l’ossature, les liaisons et particulièrement les ancrages sont à vérifier (cf. remarque sur les tiges d’ancrage du paragraphe précédent).

Pour ces techniques de construction, la continuité verticale du contreventement est également à vérifier (superpositions et liaison des montants d’étage à étage). Les techniques par panneaux à voiles travaillants répartis sont surtout utilisées pour des maisons individuelles et bâtiments courants en simple rez-de-chaussée, bâtiment R + 1 à R + 2. Outre les ancrages cités précédemment, il convient de vérifier la présence de lisse de ceinture jouant le rôle de chaînage horizontal ainsi que la présence de la liaison entre les diaphragmes horizontaux (planchers et toitures) et les éléments de contreventement via les poutres de ceinture.



**Figure 3-16 : Torsion d’un bâtiment en bois due à l’affaissement du niveau bas par une large ouverture et à la dégradation par l’humidité des poteaux d’angle en bois**

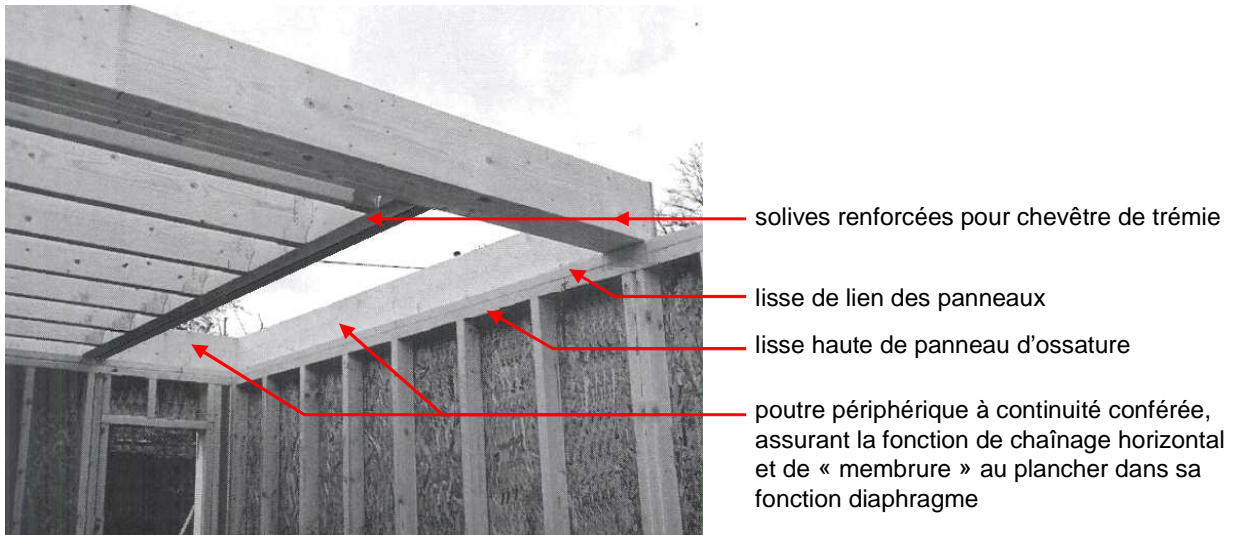


Figure 3-17 : Configuration correcte d'un solivage au droit d'une trémie en périphérie de bâtiment

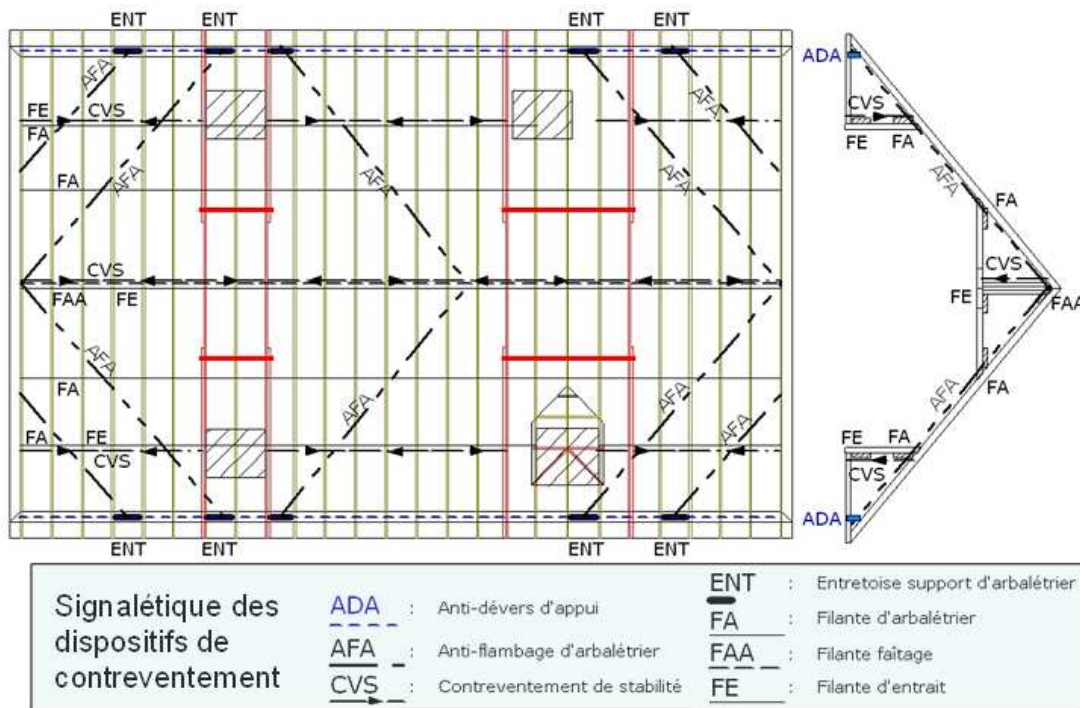
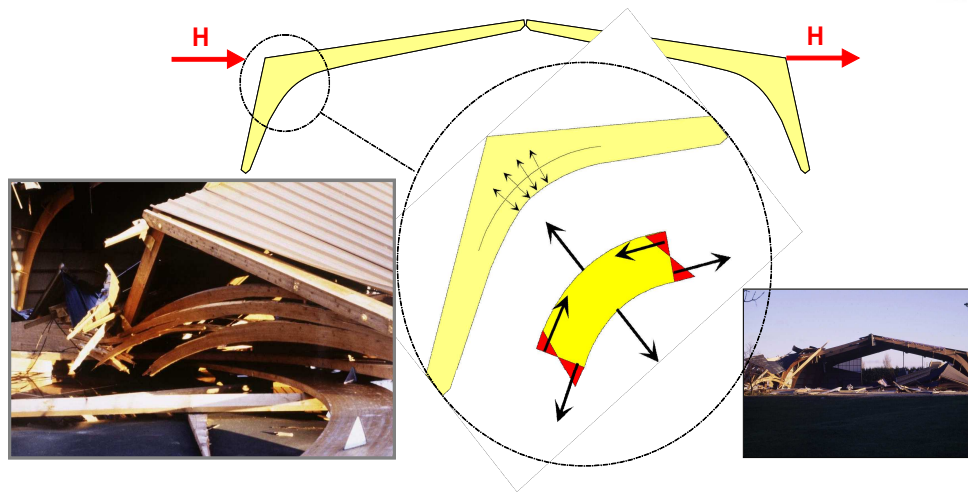


Figure 3-18 : Éléments nécessaires au contreventement d'une charpente réalisée à partir de fermettes en bois

Les toitures à fermettes industrielles constituent une autre spécificité des ouvrages bois ou "mixtes". Pour ce type de charpente les contreventements hors plan des fermettes sont des éléments essentiels pour la résistance de la charpente, sa rigidité, sa stabilité longitudinale et transversale et pour la stabilité hors plan des pignons.

Une autre grande spécificité des ouvrages en bois réside dans leur sensibilité aux sollicitations de traction

perpendiculaire et de cisaillement. La conception globale doit tenir compte des ruptures fragiles potentielles des éléments et des zones d'assemblage (poutre courbes dans des portiques à trois articulations, cisaillement de bloc dans des assemblages boulonnés avec conditions de pinces, inversion du signe de sollicitation dans des assemblages en cantilever ou fonctionnant par contact, fissuration dans des assemblages de grande taille...).



**Figure 3-19 : Sensibilité des poutres courbes à la traction transversale, illustration du phénomène mécanique et exemple de ruine sur un arc à trois articulations.**

### 3.1.3 Calculs simplifiés du niveau d'action sismique

Une évaluation du niveau des sollicitations sismiques à reprendre par la structure peut être obtenue par des calculs simples qui complètent utilement le diagnostic visuel. Cette étape vise d'abord l'obtention de valeurs de référence pour estimer le niveau de sollicitation, même si la précision attendue, compte tenu des simplifications faites, reste limitée. Par ailleurs, sous réserve de bien spécifier les hypothèses adoptées, cette évaluation peut permettre dans certains cas de faire une première évaluation de la capacité résistante du bâtiment avant renforcement. En fonction du niveau de résistance atteint, on pourra décider de poursuivre ou non l'investigation par des calculs plus précis et/ou des auscultations plus poussées. Une autre option peut consister à préconiser un renforcement de base (par exemple la réalisation de diaphragmes ou d'éléments de contreventement s'ils font défaut) et de voir ensuite quels autres renforcements complémentaires seraient nécessaires.

Le niveau de l'action sismique (accélération) est supposé fixé en fonction du niveau de sécurité qu'on cherche à atteindre. Le spectre de dimensionnement est retenu soit en fonction de la nature du sol et de la zone de sismicité soit par référence à un spectre local éventuellement disponible

Comme pour la conception d'un bâtiment, la distribution de la sollicitation sismique peut être envisagée selon plusieurs méthodes, dont le domaine de validité est essentiellement conditionné par le degré de régularité du bâtiment. Dans le cas des bâtiments existants, et d'autant plus s'ils n'ont pas fait l'objet d'une conception parasismique, la satisfaction des critères de régularité fait défaut. Toutefois, dans le cadre d'une évaluation préliminaire, on peut adopter des méthodes simplifiées même si tous les critères ne sont pas remplis sous réserve de bien préciser que le résultat est le fruit d'une approximation et sous réserve d'être capable d'estimer le degré de confiance qu'on peut lui accorder. Le Tableau 3-1 (reproduction du tableau 4.1 de l'Eurocode 8 partie 1)

rappelle les conditions d'application des différentes méthodes dans le cas du dimensionnement d'un bâtiment neuf.

Régularité		Simplifications admises		Coefficient de comportement
Plan	Élévation	Modèle	Analyse élastique linéaire	(pour l'analyse linéaire)
Oui	Oui	Plan	Force latérale <sup>a)</sup>	Valeur de référence
Oui	Non	Plan	Modale	Valeur minorée
Non	Oui	Spatial <sup>b)</sup>	Force latérale <sup>a)</sup>	Valeur de référence
Non	Non	Spatial	Modale	Valeur minorée

<sup>a)</sup> Si la condition de 4.3.3.2.1(2) est également satisfaite.  
<sup>b)</sup> Dans les conditions particulières indiquées en 4.3.3.1(8), un modèle plan séparé peut être utilisé dans chaque direction horizontale, conformément à 4.3.3.1(8).

**Tableau 3-1 : Analyse et calcul sismique suivant la régularité de la structure**

Dans la plupart des cas, la méthode des forces latérales peut être utilisée, même pour des bâtiments qui ne respectent pas tous les critères de régularité. Si l'irrégularité est essentiellement en plan, le recours à un modèle spatial est possible, en tenant compte de façon forfaitaire des effets de la torsion, par exemple en majorant les efforts de l'analyse en plan.

Le recours à la méthode des forces latérales est ici préconisée. La valeur du coefficient de comportement  $q$  est fixée par défaut à 2 pour les constructions métallique et 1,5 pour les autres types. Comme dans le cadre de l'Eurocode 8 partie 1 pour les bâtiments neufs, le coefficient  $q$  réduit le niveau de l'action sismique déduite du spectre élastique, ce qui donne le spectre de calcul. Conformément aux notations de l'Eurocode 8 partie 1, les formules suivantes décrivent le spectre de calcul :



$$0 \leq T \leq T_B : S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \left[ \frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \cdot \left( \frac{2,5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right]$$

$$T_B \leq T \leq T_C : S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q}$$

$$T_C \leq T \leq T_D : S_d(T) = \begin{cases} = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[ \frac{T_C}{T} \right] \\ \geq \beta \cdot a_g \end{cases}$$

$$T_D \leq T : S_d(T) = \begin{cases} = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[ \frac{T_C T_D}{T^2} \right] \\ \geq \beta \cdot a_g \end{cases}$$

Le principe de la méthode du coefficient de comportement est identique au cas des bâtiments neufs, seule la valeur de  $q$  est modifiée.

La méthode des forces latérales proposée dans l'Eurocode 8 partie 3 est réalisée en faisant l'hypothèse de l'élasticité linéaire. L'action sismique est donc décrite par le spectre élastique. Tout se passe comme si on effectuait les calculs avec un coefficient de comportement égal à 1. Elle nécessite de distinguer les éléments de contreventement fragiles de ceux qui sont considérés comme ductiles. Cette distinction est du ressort de l'analyse de l'ingénieur, en fonction des caractéristiques et de l'état de la structure. Les critères ci-dessous entrent en ligne de compte dans cette analyse :

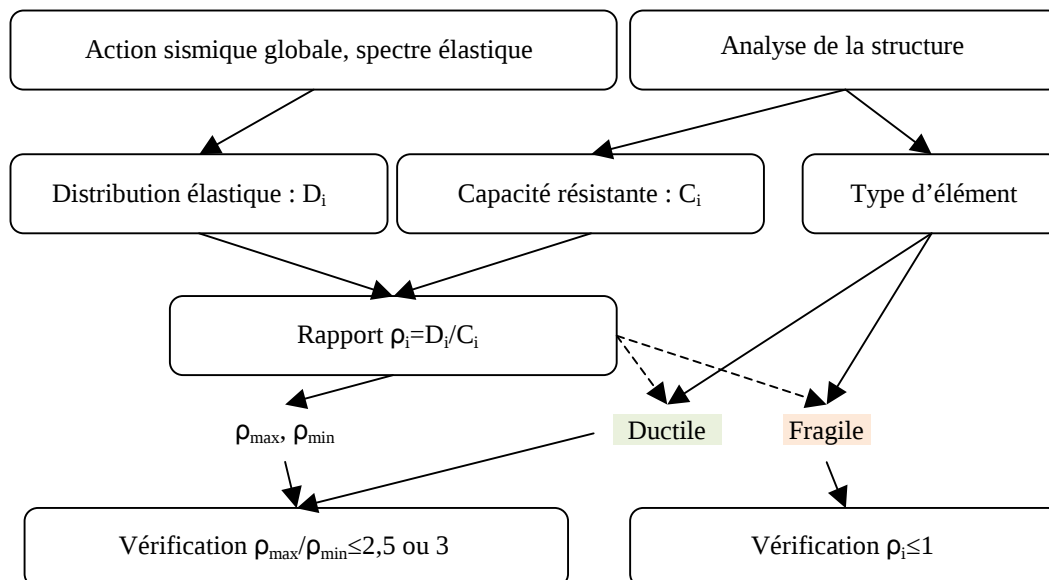
- les voiles peu élancés et les murs en maçonnerie pas ou peu chaînés, peuvent être considérés comme fragiles,
- les poteaux et les poutres n'ayant pas ou ayant peu de cadres de cisaillement, ou présentant des

recouvrements d'armatures courts peuvent également se révéler fragiles,

- les poteaux et les poutres pour lesquels on sait que le ferrailage des zones critiques et des nœuds comporte des cadres seront considérés comme ductiles à l'exclusion des poteaux courts.
- les ossatures métalliques peuvent généralement être considérées comme ductiles.

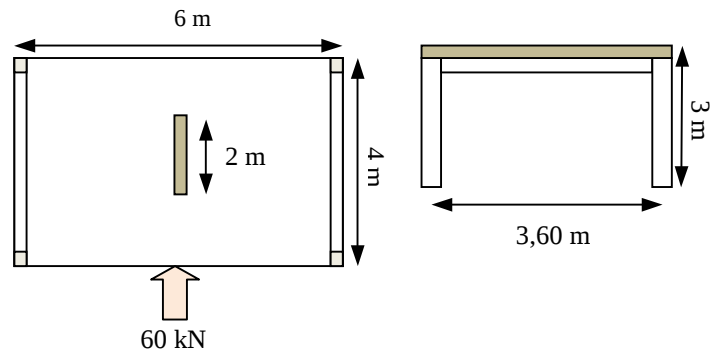
Comme on peut s'en rendre compte, l'évaluation du caractère ductile ou non des éléments est délicate, et nécessite souvent des précisions sur les détails de ferrailage ou d'exécution. L'expérience de l'ingénieur et sa connaissance des pratiques constructives courantes à l'époque de la construction de l'ouvrage sont donc des atouts de taille pour la fiabilité de cette analyse.

L'objectif est, pour tous les éléments  $i$  de la structure, de comparer la demande sismique  $D_i$  à leur capacité  $C_i$ , soit en termes de résistance soit en termes de déformation. On note  $\rho$  le rapport  $D/C$ . Les éléments fragiles doivent vérifier  $\rho_i < 1$ . La plage de variation de  $\rho$  doit être telle que pour tous les éléments ductiles ( $\rho > 1$ ), le rapport  $\rho_{\max}/\rho_{\min}$  ne dépasse pas 2,5 en général et 3 pour les structure mixtes à contreventement excentré. Le calcul de  $D$  doit prendre en compte la contribution des éléments fragiles et ductiles. Pour les éléments ductiles, si  $\rho_i < 1$ , on conserve  $D_i$  dans l'évaluation de la demande globale  $D$ . Dans le cas contraire, on remplace  $D_i$  par  $C_i$ , la capacité de l'élément ductile, puisqu'on mobilise la ductilité de l'élément en question. Il faut vérifier l'équilibre sous ces conditions. Le schéma ci-dessous présente la démarche globale sous forme synthétique. Pour illustrer cette démarche, on prend l'exemple d'un système comprenant des poteaux ductiles et un mur fragile.



### Exemple 1 : Structures à poteaux et murs

Soit une structure composée de deux portiques en béton armé en rive et d'un mur de contreventement en maçonnerie chaînée au centre, supportant une dalle en béton armé. On suppose qu'elle doit reprendre un effort sismique horizontal global de 60 kN. La résultante de l'effort vertical en situation sismique est prise égale à 270 kN. On néglige le poids propre des éléments par souci de simplicité dans le calcul. Les éléments secondaires ne sont pas représentés.



#### Données du problème :

Section des poteaux : 40x40 cm<sup>2</sup>, armatures : 4HA10, cadres HA6 tous les 15 cm.

Section de la poutre (dalle comprise) : Largeur de la retombée : 20 cm, hauteur : 40 cm.

Section du mur : Épaisseur : 15 cm, longueur efficace 2 m

#### Matériaux :

Béton de résistance moyenne 25 MPa

Maçonnerie de résistance au cisaillement  $f_{vm}=0,2$  MPa

Coefficient de confiance  $CF_{KL1}=1,35$  (niveau de confiance limité).

$E_c=0,5 \cdot 32000=16000$  MPa pour le module d'Young du béton fissuré

$G_m=0,5 \cdot 12000=6000$  MPa pour le module de cisaillement la maçonnerie fissurée

#### Descente de charge :

Le mur reprend une surface de plancher de 9 m<sup>2</sup>, soit un effort vertical de 140 kN. Les poteaux reprennent un effort vertical de 46 kN.

#### Répartition de l'effort sismique :

Dans l'hypothèse d'un comportement élastique, on répartit les efforts au prorata des raideurs latérales. On applique les formules de résistance des matériaux, en supposant le fonctionnement en portique encasté en pied pour l'ensemble poteaux/poutres. Pour le mur on néglige la déformation de flexion devant la déformation de cisaillement. La dalle est considérée comme un diaphragme parfait.

#### Répartition élastique sur tous les éléments de contreventement :

Tant que la capacité résistante des éléments n'est pas dépassée, on répartit l'effort au prorata des raideurs. On calcule les raideurs en appliquant la réduction demandée par l'article § 4.3.1(7) pour tenir compte de la fissuration, en retenant :  $E_c=0,5 \cdot 32000=16000$  MPa pour le module d'Young du béton fissuré et  $G_m=0,5 \cdot 12000=6000$  MPa pour le module de cisaillement la maçonnerie fissurée :

Raideur d'un poteau : 15 MN/m

Raideur du mur : 500 MN/m

Soit une répartition des efforts sismiques qui aboutit aux demandes suivantes :

$D_{i,m1}= 54$  kN pour le mur

$D_{i,p1}=1,5$  kN pour un poteau

#### Application numérique:

La capacité résistante du mur  $C_{i,m}$  est évaluée à partir de sa résistance au cisaillement, supposée égale à  $f_{vm}=0,2$  MPa. La résistance au cisaillement  $V_{R,m}$  du mur chaîné est égale à :

$$V_{R,m} = 0,15 \times 2 \times \frac{0,2}{1,35} = 44 \text{ kN en prenant un coefficient de}$$

confiance de 1,35 pour les matériaux

Ce calcul montre que  $C_{i,m1} \leq D_{i,m1}$  donc on doit retenir :

$C_{i,m2} = D_{i,m2} = 0$  pour le mur et  $D_{i,p2} = 15$  kN pour les poteaux.

L'évaluation de la capacité résistante du bâtiment doit être faite seulement avec la contribution des poteaux.

#### Interprétation des résultats :

Les calculs ci-dessous montrent que pour un niveau sismique de 80% (=44/54) du niveau de référence, la capacité résistante du mur peut être mobilisée. Au-delà, soit on renforce le mur, soit on néglige sa contribution. Le choix de l'option dépend en partie de la capacité des poteaux à reprendre les efforts sismiques de la phase 2.

Dans la pratique d'autres considérations peuvent entrer en ligne de compte comme les coûts relatifs des renforcements et les modifications du schéma structurel après ruine du mur (report de charges, risque de torsion, déformations gênées par d'autres parties de la structure, etc.)

## Exemple 2 : Structures à poteaux

On reprend l'exemple 1, en supposant que le système de contreventement est constitué de portiques (éléments ductiles). Soit une structure composée de trois portiques en béton armé supportant une dalle en béton armé. On suppose qu'elle doit reprendre un effort sismique horizontal global de  $F_b=60$  kN. La résultante de l'effort vertical en situation sismique est prise égale à 270 kN. On néglige le poids propre des éléments par soucis de simplicité dans le calcul. Les éléments secondaires ne sont pas représentés.

### Données du problème :

Section des poteaux : En rive : 30x30 cm<sup>2</sup>, armatures : 4HA16, cadres HA6 tous les 15 cm. Au centre : 30x60 cm<sup>2</sup>, armatures : 6HA16, cadres HA6 tous les 15 cm.

### Matériaux :

Béton de résistance moyenne 25 MPa  
 $E_c=0,5 \cdot 32000=16000$  MPa pour le module d'Young du béton fissuré  
 Armature de limite élastique moyenne 400 MPa  
 Coefficient de confiance  $C_{FKL1}=1,35$ .

### Descente de charge :

Les poteaux de rive reprennent un effort vertical de 33,75 kN. Les poteaux centraux reprennent un effort vertical de 67,5 kN.

### Répartition de l'effort sismique :

Dans l'hypothèse d'un comportement élastique, on répartit les efforts au prorata des raideurs latérales. On applique les formules de résistance des matériaux, en supposant le fonctionnement en portique encastré en pied et en tête pour l'ensemble poteaux/poutres.

### Demande : Répartition élastique sur tous les éléments de contreventement

Tant que la capacité résistante des éléments n'est pas dépassée, on répartit l'effort au prorata des raideurs. Compte tenu de la configuration, la répartition au prorata des inerties est valide.

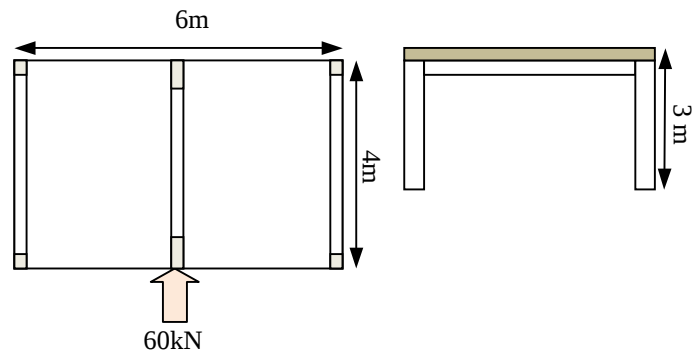
Inertie d'un poteau d'angle (30x30 cm<sup>2</sup>) :  $6,75E^{-4}m^4$   
 Inertie d'un poteau de rive (30x60 cm<sup>2</sup>) :  $54 E^{-4}m^4$   
 La raideur totale du système est

$$K = \left( \sum \frac{h_i^3}{12EI_i} \right)^{-1} = 847 \text{ kN/m en faisant l'hypothèse}$$

simplificatrice de poteaux bi-encastrés. Soit une répartition des efforts sismiques  $F_i$  qui aboutit aux efforts sismiques en tête des poteaux :

$F_1 = 0,05 F_b$  pour un poteau de rive  
 $F_2 = 0,4 F_b$  pour un poteau central

La demande  $D_i$  en termes de moments de flexion est proportionnelle à  $F_i$  :  $M_i = \left( \frac{6EI}{h^2} \right) f$



avec  $f$  le déplacement horizontal du plancher :

$$f = \frac{F}{K} = \frac{60}{947} = 0,071 \text{ m}$$

Application numérique:  $D_1=383$  kNm et  $D_2=3067$  kNm

### Capacité :

La capacité des poteaux se détermine à l'aide des formules de moments résistants en flexion composée. Soit de façon approchée :

$$M_{rés} = \left( A_s \frac{f_{ym}}{C_{KL1}} + N \right) \times 0,9d$$

Application numérique :  $A_s=4$  cm<sup>2</sup> section d'armatures tendues pour tous les poteaux. Les valeurs de  $d$  sont respectivement 0,27 m et 0,57 m.

$$C_1 = M_{rés,1} = 37 \text{ kN.m} \quad C_2 = M_{rés,2} = 95,4 \text{ kN.m}$$

### Interprétation des résultats:

On calcule les rapports :

$$\varrho_1 = \frac{D_1}{C_1} = \frac{383}{37} = 10,3 \quad \varrho_2 = \frac{D_2}{C_2} = \frac{3067}{95,4} = 32,1$$

$$\frac{\varrho_{max}}{\varrho_{min}} = \frac{32,1}{10,3} = 3,1 > 2,5$$

Il n'est donc pas acceptable de plastifier tous les poteaux.

Il faudra donc soit les renforcer, en particulier les poteaux de rive de manière à leur faire reprendre une plus grande part de l'effort sismique, soit utiliser une autre méthode de calcul, basée par exemple sur la rotation de corde.

Nota : pour un effort sismique de 4 kN, on aurait :

$$D_1=25,5 \text{ kNm} \quad D_2=204,5 \text{ kNm}$$

$$\varrho_1 = \frac{D_1}{C_1} = \frac{25,5}{37} = 0,7 \quad \varrho_2 = \frac{D_2}{C_2} = \frac{204,5}{95,4} = 2,1$$

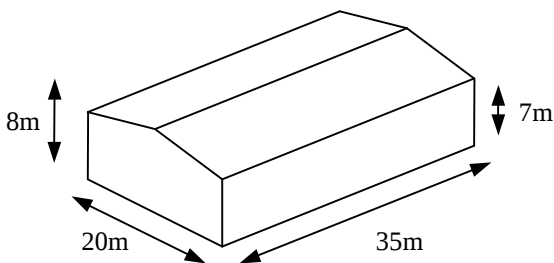
Il reste à vérifier que les poteaux centraux ont une ductilité suffisante pour justifier cette valeur de  $\rho=2,1$ . Il faudrait le vérifier avec un calcul plus poussé de ces poteaux. Il convient notamment d'étudier les zones critiques qui déterminent la formation des rotules plastiques.

### 3.1.4 Autre ressource pour l'analyse du bâtiment

On peut obtenir une estimation grossière de la capacité de la structure à résister aux efforts horizontaux en considérant qu'elle est capable de résister au moins à l'action du vent à l'état limite de service (vent normal selon les règles NV65). Si la structure a été dimensionnée en tenant compte du vent, on peut même considérer l'état limite ultime (vent extrême selon les règles NV65).

Cette méthode simple convient en particulier pour les structures légères (charpente métallique, ossature bois). Cependant, il convient de se souvenir que la répartition des efforts peut être très différente dans le cas de l'action sismique et dans le cas du vent. En effet, les sollicitations sismiques résultent des forces d'inerties et sont donc liées aux masses des niveaux alors que l'action du vent dépend de la surface exposée.

**Exemple :** Entrepôt en charpente métallique



On considère que la masse participante de la structure est de 80 tonnes.

Pour une situation en zone 3 de vent, sur un site exposé, on trouve une action d'ensemble du vent selon l'Eurocode 1 partie 4 valant 240 kN dans le transversal et 143 kN dans le sens longitudinal, avec un soulèvement valant 532 kN.

Si le contreventement dans le sens longitudinal a été dimensionné à l'ELU, on peut considérer qu'il est capable de reprendre un effort global de  $1,5 \times 143 = 215$  kN. En tenant compte de la masse participante du bâtiment, cet effort correspond à une action sismique dont l'accélération serait  $S_d(T) = 215/80 = 2,7$  m/s<sup>2</sup>. Si on se base sur le plateau du spectre élastique de dimensionnement, le contreventement serait capable de résister à une accélération dont la valeur serait  $a_g S = 2,1$  m/s<sup>2</sup>, en tenant compte d'un coefficient de comportement de 2.

Cette valeur de  $a_g S$  laisse donc présager d'un bon comportement sismique même à des niveaux de sollicitation importants. Elle est à mettre en regard du niveau sismique visé.

### 3.1.5 Conclusions de l'analyse préliminaire

#### 3.1.5.1 Mise en évidence des points faibles

Il convient de faire apparaître dans le rapport d'analyse la liste des points faibles détectés dans le bâtiment ainsi que,

dans la mesure du possible, une indication de la sévérité de cette faiblesse. Celle-ci peut résulter par exemple du comportement de la structure en supposant la ruine de l'élément en question : absence de poteau court, mur de contreventement négligé. Cette analyse permet de se faire une idée des possibilités d'adaptation de la structure, en imaginant des cheminements d'efforts alternatifs. Il faut alors estimer la majoration des efforts dans les éléments restants. Si ces possibilités de redistribution sont trop faibles, compte tenu de la résistance des éléments restants, il y a risque de ruine en chaîne.

En plus de la liste des points faibles de la structure, il convient d'indiquer clairement dans quelle mesure l'analyse préliminaire tient compte de ces faiblesses. Si une analyse simplifiée du bâtiment a été faite sans prendre en compte l'effet de ces points faibles, on indiquera qualitativement le degré de pertinence des résultats.

#### 3.1.5.2 Nécessité de poursuivre l'étude

L'analyse préliminaire permet de conclure sur la nécessité ou non de poursuivre l'étude par une analyse plus détaillée. On prendra notamment en compte les facteurs suivants :

- le nombre et la sévérité des points faibles,
- la résistance estimée : si elle est beaucoup trop faible, a priori, il n'est peut-être pas utile de poursuivre l'étude sans revoir le système de contreventement de l'ouvrage . Cela induit soit l'abandon du projet de renforcement, soit le choix de méthodes lourdes qui modifient complètement la structure et nécessitent donc de reprendre l'étude à zéro : isolateurs, structure annexe, etc.

#### 3.1.5.3 Faisabilité d'un renforcement

Sur la base des conclusions de l'analyse préliminaire, on peut estimer la faisabilité des renforcements éventuels en tenant compte notamment :

- des contraintes architecturales et des contraintes de site (accès, risque pour les bâtiments adjacents),
- des contraintes d'exploitation,
- des techniques disponibles,
- du budget affecté au renforcement.

L'objet de cette partie du diagnostic est d'estimer si le renforcement du bâtiment est envisageable du point de vue de sa faisabilité technique et financière. Il s'agit bien entendu d'une estimation plutôt qualitative à ce stade. Dans le cas où un renforcement est pertinent, on pourra passer à l'analyse détaillée décrite ci-après.

## 3.2 Analyse détaillée : calculs avancés

### 3.2.1 Objectifs

Cette partie présente brièvement les méthodes applicables dans le cas où une précision supplémentaire est requise, par exemple lorsque les analyses préliminaires montrent que le renforcement de la structure est envisageable ou dans le cadre d'une analyse détaillée ayant pour but, soit de justifier la résistance du bâtiment en l'état, soit de déterminer le besoin réel de renforcement, en s'appuyant sur une contribution non négligeable de la structure existante.

### 3.2.2 Références utiles

Le lecteur souhaitant des informations détaillées sur ce type d'analyse peut utilement se fonder sur les références suivantes :

- Eurocode 8 partie 3
- FEMA 356
- Norme suisse SIA 2018
- Le guide RGPU

### 3.2.3 Évaluation de la demande sismique

L'analyse détaillée fait appel à des méthodes de calculs plus précises que dans la phase préliminaire. Il peut s'agir selon les cas d'utiliser les méthodes suivantes :

1. La méthode des forces latérales (linéaire),
2. La méthode du coefficient de comportement à partir d'une analyse modale (linéaire),
3. Une méthode de calcul en déplacement de type analyse en poussée progressive (pushover).

Au stade de l'analyse détaillée, il convient de tenir compte des points faibles du bâtiment détectés à la phase précédente, en examinant leur impact sur le comportement attendu de la structure. Ceci a un effet direct sur la modélisation de la structure. Par ailleurs, la précision du calcul dépend de la pertinence des hypothèses faites sur la torsion, la rigidité des éléments et le mode de ruine probable.

L'Eurocode 8 partie 3 propose d'autres méthodes dont l'application est réservée dans la pratique à des utilisateurs très avertis.

Les méthodes linéaires ont l'avantage d'être proches des méthodes couramment utilisées pour le dimensionnement des ouvrages neufs. Cependant elles nécessitent, dans le cadre de l'évaluation des ouvrages existants, de disposer d'informations précises sur les matériaux et les modes de ruine des éléments sismiques primaires. Une difficulté majeure lors de leur utilisation réside dans le fait que les

structures existantes vérifient rarement les critères de régularité qui limitent leur domaine de validité et que les dispositions constructives parasismiques qui valident les résultats obtenus pour un dimensionnement à neuf sont souvent absentes dans le cas des bâtiments existants. On peut en particulier citer les longueurs de recouvrement des armatures, les faibles taux d'armatures de confinement, les chaînages verticaux des murs en maçonnerie ou les détails d'assemblages en construction métallique. De même la qualité des diaphragmes est souvent difficile à juger pour les planchers bois anciens.

L'analyse en poussée progressive (pushover) permet de mieux prendre en compte les modes de ruine de la structure et les caractéristiques des matériaux, en particulier les comportements non linéaires en phase post-élastique. Cette méthode est particulièrement bien adaptée aux structures de type portiques. Son application nécessite de fortes capacités de simulation numérique. Elle devient très complexe pour les structures à mur et les structures associant différents types de contreventement ayant des comportements significativement différents, ainsi que pour les structures dans lesquelles la torsion joue un rôle déterminant. Comme pour les autres méthodes d'évaluation de la demande sismique, l'analyse doit être complétée par des vérifications de la capacité des éléments à suivre les déformations imposées par l'analyse.

### 3.2.4 Évaluation de la capacité résistante des structures

L'évaluation de la capacité résistante de la structure fait appel à deux notions complémentaires :

- soit une capacité résistante en termes d'efforts (résistance au cisaillement, moment résistant, etc.),
- soit une capacité de déformation (rotation ultime de corde, déplacements relatifs entre étages).

La valeur adoptée pour la capacité résistante d'un élément dépend du niveau de dommages visé, du type de structure, des dispositions constructives et des propriétés mécaniques des matériaux. La détermination de la capacité des éléments est essentiellement fondée sur les résultats d'études expérimentales pour lesquelles des lois empiriques sont proposées dans la littérature. Les annexes informatives de l'Eurocode 8 partie 3 en contiennent un certain nombre pour les éléments courants.

Les tableaux suivants donnent les références des annexes de l'Eurocode 8 partie 3 concernant différents types d'éléments et les vérifications associées.

*Nota : Les annexes traitent aussi de l'évaluation des structures après renforcement.*

Élément	Type d'action /renforcement	Méthode	Référence
<b>Poutres et poteaux</b>	Flexion simple ou composée	Limitation de la rotation de corde	<b>EN 1998-3 §A3.2</b>
	Effort tranchant	Méthode générale de la partie 1 et spécificité des renforcements	<b>EN 1998-3 §A3.3</b> EN 1998-1 §5.5.3.1.2 EN 1998-1 §5.5.3.2.1
	Nœud poteau-poutre	Méthode générale de la partie 1	<b>EN 1998-3 §A3.4</b> EN 1998-1 §5.5.2.3 EN 1998-1 §5.5.3.3
	Chemisage béton armé	Méthode générale avec limitation de la capacité	<b>EN 1998-3 §A4.2</b>
	Chemisage métallique	Contribution du chemisage	<b>EN 1998-3 §A4.3</b>
	Collage de fibres	Contribution du chemisage	<b>EN 1998-3 §A4.4</b>
<b>Murs</b>	Flexion simple ou composée	Limitation de la rotation	<b>EN 1998-3 §A3.2</b>
	Effort tranchant	Méthode générale de la partie 1 et spécificité des renforcements	<b>EN 1998-3 §A3.3</b>
	Chemisage béton armé	Méthode générale avec limitation de la capacité	<b>EN 1998-3 §A4.2</b>
	Chemisage métallique	Contribution du chemisage	<b>EN 1998-3 §A4.3</b>
	Chemisage par fibres	Contribution du chemisage	<b>EN 1998-3 §A4.4</b>

**Tableau 3-2 : Renforcement des éléments en béton armé**

Élément	Type d'action	Méthode	Référence	
<b>Tous</b>	Toutes	Méthodes linéaires d'analyse de la structure	<b>EN 1998-3 §C3.1</b>	
<b>Murs</b>	Flexion composée ou action normale	Limitation du cisaillement	<b>EN 1998-3 §C4.2</b>	
	Effort tranchant	Limitation du cisaillement	<b>EN 1998-3 §C4.3</b>	
	Renforcement	Réparation des fissures		<b>EN 1998-3 §C5.1.1</b>
		Intersections de murs		<b>EN 1998-3 §C5.1.2</b>
		Diaphragmes horizontaux		<b>EN 1998-3 §C5.1.3</b>
		Chaînage et précontrainte		<b>EN 1998-3 §C5.1.4 et 5</b>
Chemisage acier ou béton		<b>EN 1998-3 §C5.1.6 à 8</b>		

**Tableau 3-3 : Renforcement des éléments en maçonnerie**



Élément	Type d'action	Méthode	Référence
<b>Tous</b>	Toutes	Critères généraux	<b>EN 1998-3 §B3 et B5.1</b>
<b>Poutres</b>	Toutes	Stabilité	<b>EN 1998-3 §B5.3.1</b>
	Flexion	Méthode générale de la partie 1	<b>EN 1998-3 §B5.3.2</b>
	Cisaillement	Méthode générale de la partie 1	<b>EN 1998-3 §B5.3.2</b>
	Action des dalles composites	Méthode générale de la partie 1	<b>EN 1998-3 §B5.3.5</b>
	Toutes	Affaiblissement des poutres	<b>EN 1998-3 §B5.3.4</b>
<b>Poteaux</b>	Toutes	Stabilité	<b>EN 1998-3 §B5.4.1</b>
	Flexion	Méthode générale de la partie 1	<b>EN 1998-3 §B5.4.2</b>
	Cisaillement	Méthode générale de la partie 1	<b>EN 1998-3 §B5.4.2</b>
	Contreventement		<b>EN 1998-3 §B5.5.5</b>
	Dispositions particulières		<b>EN 1998-3 §B5.5.4</b>
<b>Diagonales</b>	Compression	Stabilité	<b>EN 1998-3 §B4.4.1</b>
	Flexion	Méthode générale de la partie 1	<b>EN 1998-3 §B4.4.2</b>
	Cisaillement	Méthode générale de la partie 1	<b>EN 1998-3 §B4.4.2</b>
	Action des dalles composites	Méthode générale de la partie 1	<b>EN 1998-3 §B4.4.3</b>
	Contreventement		<b>EN 1998-3 §B4.4.4</b>
<b>Liaisons</b>	Toutes	Évaluation Affaiblissement Renforcement	<b>EN 1998-3 §B6</b>
<b>Contreventement</b>	Contreventement	Renforcement	<b>EN 1998-3 §B5.5</b>

**Tableau 3-4 : Renforcement des éléments en acier et des éléments mixtes acier-béton**

Une analyse attentive de la bibliographie sur le sujet de l'évaluation des capacités résistantes des éléments de structure a montré que d'autres documents de référence pouvaient être utiles à titre d'information. Le tableau suivant en donne les principales références. On note toutefois que la plupart des résultats proposés sont obtenus par l'expérimentation.

En conséquence leur validité est fortement conditionnée par les dispositions constructives et les caractéristiques mécaniques des éléments testés. Il s'agit là d'une limite importante à leur utilisation, car il est nécessaire de bien vérifier que les éléments étudiés entrent dans le domaine de validité de ces résultats.



N°	Titre	Public concerné	Commentaires
1	<b><i>FEMA 547- Techniques for the seismic rehabilitation of existing buildings</i></b>	Il s'adresse aux concepteurs et constructeurs dans l'acquisition des techniques de renforcement sismique.	Son application au bâti français implique une démarche analogue (concordance et transposition entre les modèles et le bâti étudié) ; nécessite au préalable un diagnostic et une connaissance du bâti.
2	<b><i>Assessment and Improvement of the structural performance of buildings in Earthquakes (NZSEE)</i></b>	Il s'adresse aux ingénieurs concepteurs et autorités publiques pour décider du renforcement de bâtiment existants.	Document de référence qui a un contenu analogue à ceux de l'EC8-3 et du RGCU. La démarche de diagnostic proposée en deux étapes est du niveau APS/APD.
3	<b><i>FEMA 356- Prestandard and commentary for seismic rehabilitation of buildings</i></b>	"Standard" destiné aux ingénieurs et autorités comme base de procédures pour des programmes de renforcement de bâtiments existants.	Document de référence pour ce qui concerne l'évaluation du renforcement de l'existant. Analogue à l'EC8-3, tout en étant plus complet. Peut être un guide utile en France, sous réserve de l'adapter aux spécificités nationales et européennes, et en cohérence avec l'EC8-3.
4	<b><i>Renforcement du bâti existant (RGCU)</i></b>	Il s'adresse aux concepteurs et aux décideurs (maître d'ouvrage) pour décider des méthodes de renforcement à mettre en œuvre.	Ce guide rédigé en s'appuyant sur les pratiques nationales est à prendre comme première référence pour l'établissement d'un guide pratique de diagnostic et de renforcement parasismique du bâti existant sur le territoire national.
5	<b><i>Standard, Guidelines &amp; Technical manual for seismic evaluation and seismic retrofit of existing RC buildings (BRI, Japan)</i></b>	Il s'adresse aux ingénieurs concepteurs.	Les procédures de diagnostic sont fondées sur des hypothèses relatives au comportement sismique d'ouvrages en béton armé. Elles mériteraient d'être analysées pour les confronter aux usages considérés sur le territoire national, en termes de conception et de construction.
6	<b><i>Seismic design of reinforced concrete and masonry buildings</i></b>	Il s'adresse aux ingénieurs concepteurs.	Ouvrage pédagogique, aide au diagnostic et au renforcement (APD ou EXE).
7	<b><i>ATC-40: Seismic Evaluation and retrofit of concrete buildings</i></b>	Des chapitres décrivant des procédures d'évaluation et de renforcement s'adressent aux concepteurs, ingénieurs et architectes.	Ce document s'appuie sur le FEMA 273 antérieur au FEMA 356. Intéressant pour la description des étapes et pour la méthode du spectre en capacité. Une version plus actuelle est l'ATC 55.
8	<b><i>Cahier technique SIA 2018 "vérification de la sécurité parasismique des bâtiments existants"</i></b>	Il s'adresse aux ingénieurs et autorités publiques pour décider du renforcement de bâtiments existants.	La philosophie affichée considère d'une part les caractéristiques du bâti, d'autre part le surcoût des mesures de renforcement. Il apporte des éléments de réflexion pour orienter des recommandations à proposer aux autorités dans la décision du renforcement parasismique de bâtiments existants, compte tenu d'un niveau de risque acceptable.

Les schémas ci-dessous présentent de façon synthétique les principales démarches de calcul.

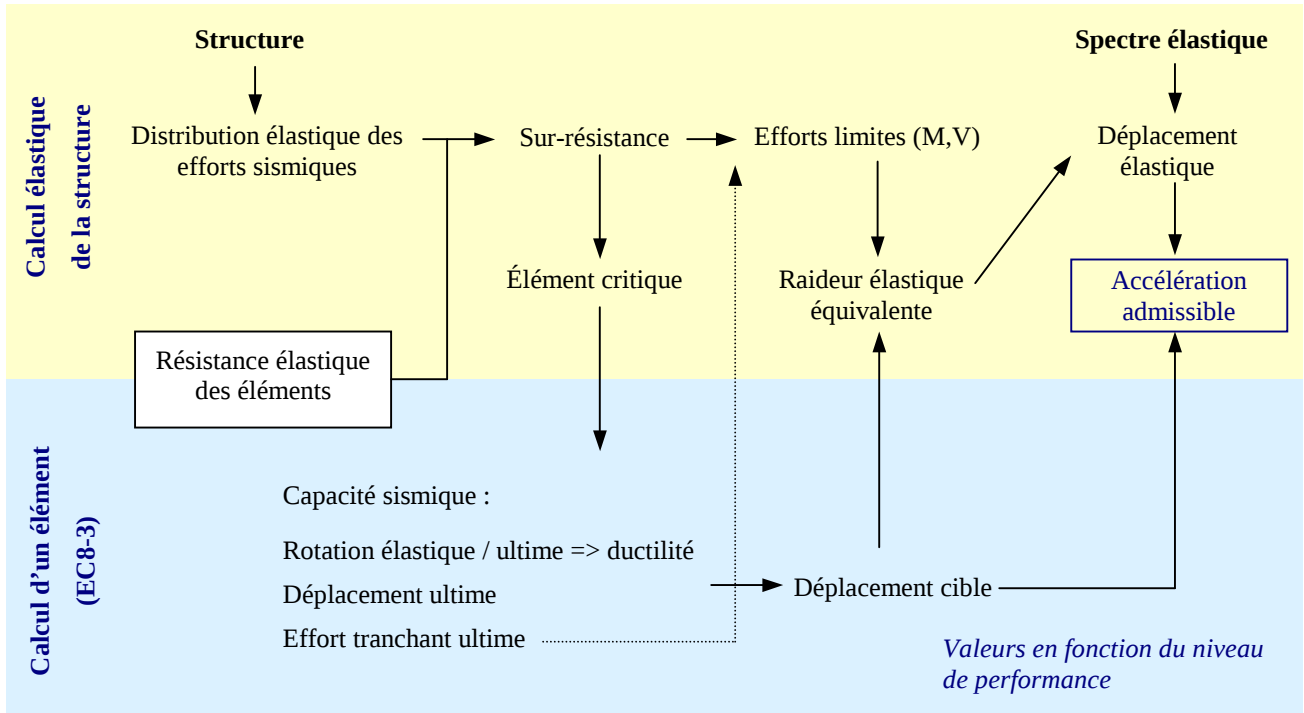


Figure 3-20 : Méthode du guide RGCU

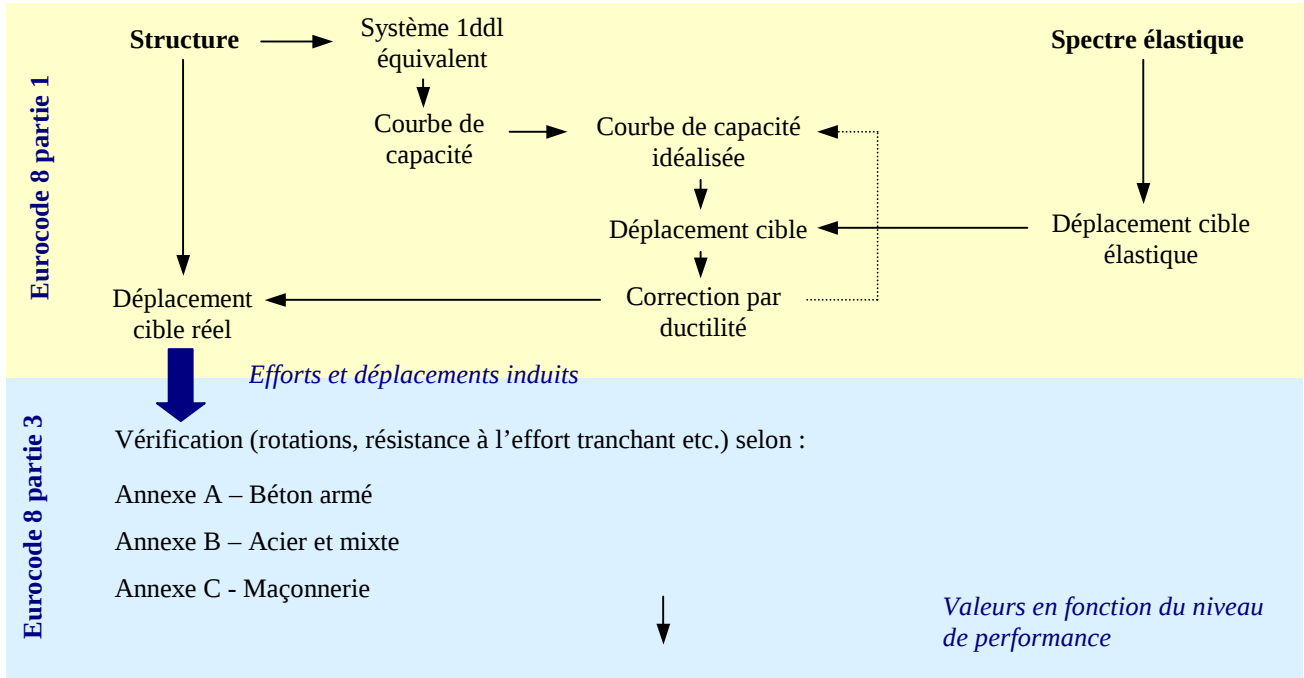


Figure 3-21 : Schéma méthodologique de l'Eurocode 8 partie 3

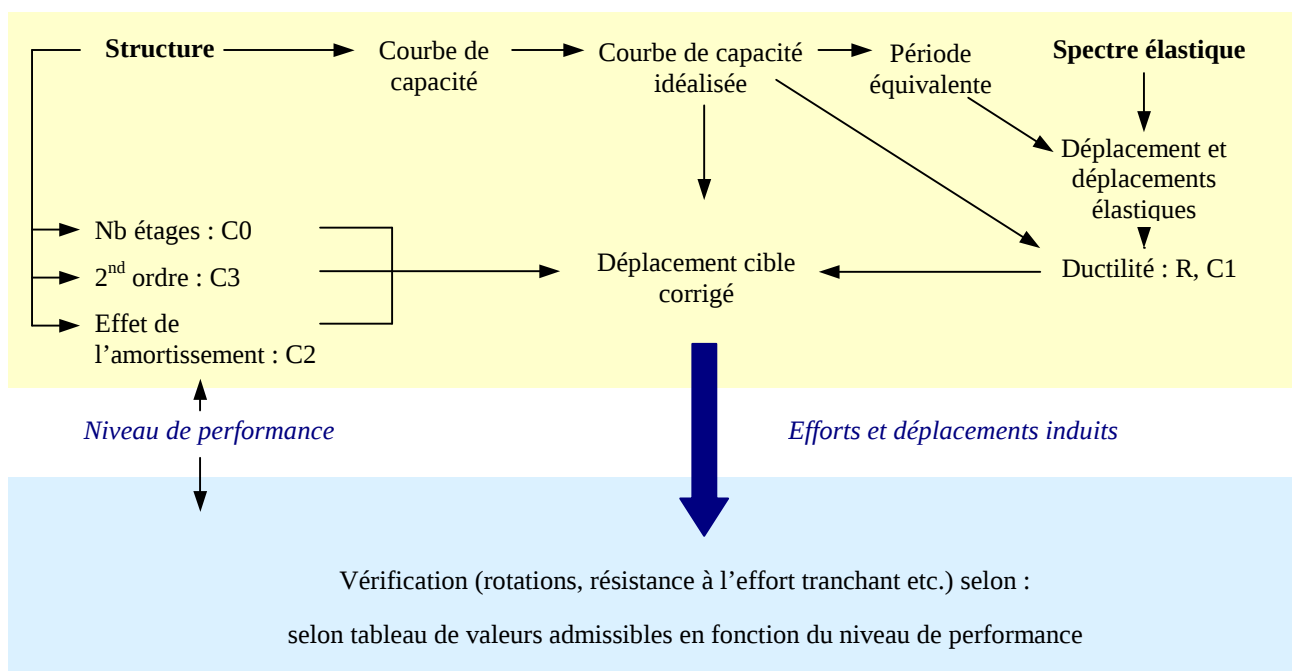


Figure 3-22 : Schéma méthodologique du FEMA 356

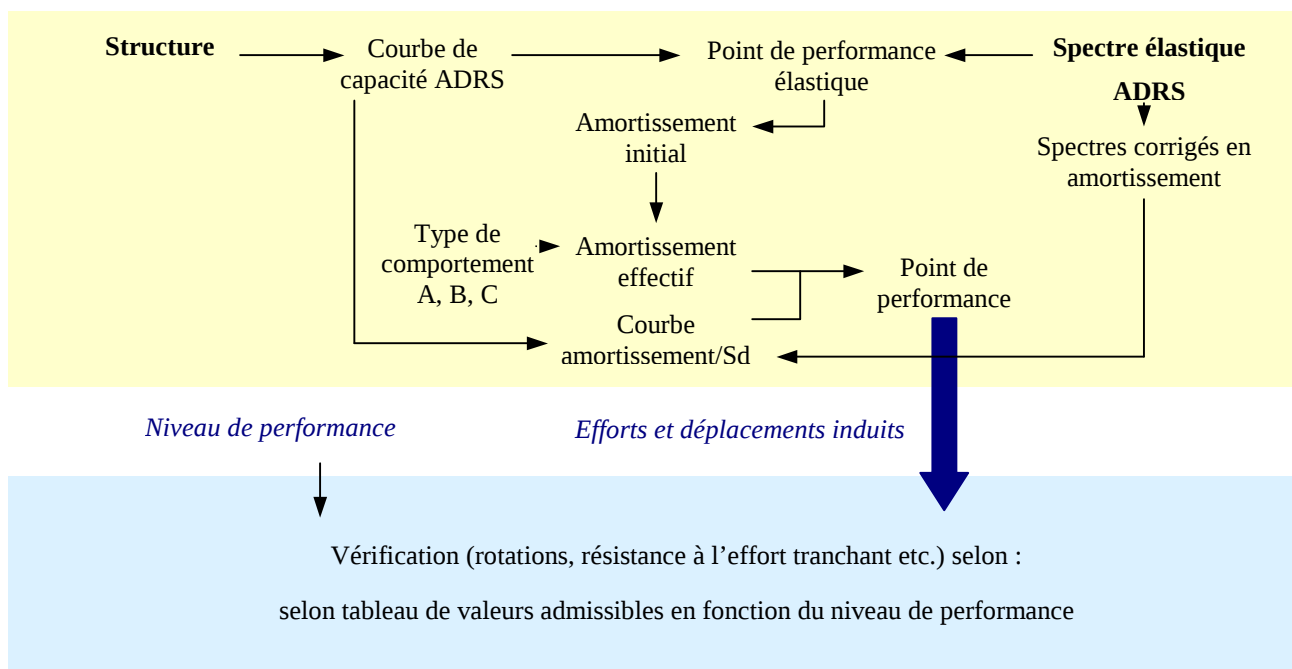


Figure 3-23 : Schéma méthodologique de l'ATC40



## 4 Solutions de renforcement, adaptation à l'ouvrage

### 4.1 Stratégie de renforcement

#### 4.1.1 Contexte et objectifs

Le renforcement d'un bâtiment peut être envisagé à trois niveaux : le renforcement isolé d'un bâtiment particulier, le renforcement d'un groupe de bâtiments (quartier, parc immobilier privé) et le renforcement à un niveau global. L'approche typologique est particulièrement adaptée aux deux derniers cas, mais elle peut être utilisée judicieusement au stade de l'étude de faisabilité et de l'avant-projet dans le premier cas.

Étant donné le coût des travaux de renforcement et les nuisances qu'ils peuvent occasionner, le type d'intervention est déterminant dans le choix d'une technique de renforcement. Ainsi le renforcement d'un parc de logements dans son ensemble ne peut souvent être envisagé qu'en site occupé, tant le coût et les problèmes logistiques d'une évacuation globale seraient élevés. On adopte donc préférentiellement des techniques légères ou pouvant être opérées ponctuellement et échelonnées dans le temps. D'un autre côté, les techniques modifiant profondément l'aspect extérieur d'un bâtiment ou son aménagement intérieur ne conviennent pas aux bâtiments relevant de mesures de protection architecturale. Enfin certaines techniques peuvent être plus avantageuses pour les grandes opérations, alors que d'autres le sont pour des interventions ponctuelles.

Deux données essentielles pour définir une stratégie de renforcement sont le budget et les délais dans lesquels les travaux doivent être effectués. Le budget que le maître d'ouvrage est prêt à accorder au projet dépend entre autres de l'importance qu'il attache à renforcer son parc (que cela lui soit imposé réglementairement ou non), de la valeur des bâtiments et du gain escomptable après travaux en terme de sécurité parasismique. Ainsi, si le délabrement des bâtiments est évident ou si leur résistance statique est trop faible, la solution consistant à détruire l'existant et à le reconstruire conformément aux normes sismiques peut s'imposer. Dans ce cas, il est inutile de chercher à renforcer.

A l'inverse, l'amélioration de la capacité à résister au séisme d'un bâtiment remarquable ou situé dans un site où la construction neuve est très strictement contrôlée peut ajouter considérablement à la valeur de l'immeuble. Le renforcement peut alors être vu comme un investissement rentable. Enfin, il est peu probable qu'un maître d'ouvrage accepte des travaux dont le prix ne serait pas en rapport avec la valeur immobilière de son bien ou dont le coût serait disproportionné par rapport au gain en termes de sécurité. La notion de proportionnalité entre le gain

sismique (amélioration de la sécurité) et le coût du renforcement est une notion centrale, d'autant plus importante si le niveau de sécurité à atteindre n'est pas fixé a priori.

Il a été mis en évidence que l'efficacité d'un renforcement n'est pas linéaire. Dans la plupart des cas, on constate que l'évolution du coût d'un renforcement en fonction de son efficacité à réduire le risque sismique présente des paliers où le coût augmente peu : sur un tel palier, une amélioration du niveau de sécurité de la structure peut être obtenue moyennant un surcoût limité jusqu'à un certain niveau au-delà duquel le surcoût à consentir est beaucoup plus élevé.

Soit, par exemple, un bâtiment manquant d'éléments de contreventement. Le renforcement des murs existants par un chemisage en béton armé peut permettre d'augmenter significativement le niveau de résistance sismique au prix de l'augmentation des armatures du chemisage, donc avec un coût évoluant peu. Cependant, ce mode de renforcement a une limite au-delà de laquelle il est par exemple nécessaire de construire de nouveaux murs, donc de renforcer les fondations. De mesures locales, on passe alors à des mesures plus globales dont le coût et les implications en termes d'exploitation sont très différentes. Ces paliers dépendent de la stratégie de renforcement adoptée et des contraintes du site (contraintes architecturales, contraintes d'exploitation, etc.).

Un dernier facteur à considérer tient au délai. On peut choisir par exemple des travaux lourds dans un temps relativement limité avec libération de tous les appartements ou de tous les bureaux ; le renforcement sismique peut alors probablement être effectué au sein d'une opération plus vaste de réhabilitation (passage des réseaux, rénovation, réaffectation des espaces). Dans ce cas, ce n'est pas tant les nuisances ni le coût des travaux que leur rapidité qui est déterminante (pour optimiser la perte d'exploitation par rapport à la plus value apportée par les travaux). Inversement, un autre maître d'ouvrage pourrait souhaiter minimiser les pertes d'exploitation en continuant d'occuper son bâtiment. Les travaux devraient donc se faire en site occupé et par conséquent moins rapidement ; en contrepartie, ces travaux pourraient être échelonnés dans le temps.

Dans le même ordre d'idée, il est possible de fixer un échéancier à plus ou moins long terme pour atteindre un niveau de sécurité donné. Des travaux progressifs seraient envisagés par ordre de priorité et d'efficacité afin d'atteindre des objectifs intermédiaires.



## 4.1.2 Approches pour la diminution de la vulnérabilité

Il existe deux approches complémentaires pour diminuer la vulnérabilité d'un bâtiment au séisme :

- améliorer le comportement d'ensemble de la structure, notamment en diminuant les actions sismiques,
- améliorer sa capacité à résister au séisme en augmentant sa résistance et/ou sa ductilité.

### 4.1.2.1 Amélioration du comportement d'ensemble

Les actions sismiques subies par la structure dépendent de ses caractéristiques dynamiques et donc de sa rigidité globale et de sa masse, mais également de leur répartition. En effet, si cette répartition n'est pas régulière, des modes de flexion/torsion peuvent être mis en mouvement et être à l'origine d'amplifications dangereuses. Pour améliorer le comportement d'ensemble, il peut donc être envisagé de modifier les masses portées par la structure et les rigidités des éléments structuraux, mais également la répartition des éléments de contreventement pour contrecarrer la sensibilité de l'ensemble à la torsion d'axe vertical.

#### a) Amélioration de la régularité du bâtiment

Dans certains cas, la forme des bâtiments ou la répartition des contreventements les rend particulièrement vulnérables. C'est le cas des bâtiments comportant des étages transparents ou présentant une excentricité des masses excessive. Avant d'envisager un renforcement plus local, il faut essayer de réduire cette vulnérabilité d'ensemble. Néanmoins de telles actions modifient considérablement l'aménagement intérieur et parfois même l'aspect extérieur, ce qui peut poser des difficultés. En revanche, une meilleure répartition du contreventement réduit la torsion ou répartit les efforts en diminuant ainsi le taux de sollicitation des éléments de la structure et, par suite, la nécessité de les renforcer. Il est donc très important d'examiner soigneusement les possibilités d'améliorer la régularité des bâtiments. Il faut néanmoins garder à l'esprit qu'il s'agit de travaux qui peuvent être lourds et qui entraînent un nouveau cheminement des efforts. En conséquence, il est nécessaire de recalculer la structure dans son ensemble afin de vérifier que ces modifications n'entraînent pas de nouveaux désordres. En particulier, il est indispensable de vérifier la capacité portante des fondations au droit des nouveaux contreventements.

#### b) Limitation des masses

Une solution pour réduire les sollicitations dynamiques sismiques est de diminuer la masse du bâtiment. Ces mesures sont d'abord applicables pour des projets de réhabilitation où l'on envisage une réaffectation des bâtiments. Par nature, ces mesures ne sont envisageables qu'au cas par cas, mais le principe mérite d'être examiné avant d'entreprendre toute autre action de renforcement. En effet si on parvient à réduire la masse du bâtiment, il se peut que le renforcement ne se justifie plus ou qu'il soit pour le moins allégé.

La plus grande contribution à la masse d'un bâtiment vient généralement des planchers. On peut parfois la réduire en diminuant la charge d'exploitation (fin du stockage, condamnation des combles) et en allégeant la structure : suppression des cloisons lourdes ou allègement des planchers non structuraux (n'ayant pas un rôle de diaphragme prépondérant) par exemple. Il est parfois également envisageable de diminuer la masse des toitures ou terrasses. Néanmoins, dans bien des cas, les opérations de réhabilitation et de renforcement ont tendance à alourdir la structure, ne serait-ce qu'à cause de l'ajout d'éléments pour améliorer la résistance du bâtiment. On doit donc veiller à privilégier les solutions légères (bétons légers, structures métalliques, composites) qui limitent l'ampleur du renforcement en limitant les surcharges. Dans le cas contraire, on risque d'entrer dans un cercle vicieux et de conclure à l'impossibilité de renforcer.

#### c) Isolation parasismique

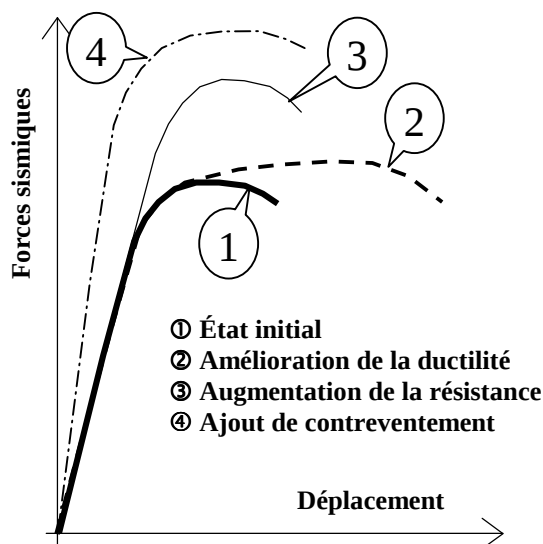
S'il n'est pas possible de contrôler l'accélération du sol, il n'en est pas de même de l'accélération transmise par le sol au bâtiment. D'où l'intérêt de l'isolation parasismique. Cette technique consiste à isoler le bâtiment du sol sur lequel il repose par des appuis agissant comme des filtres d'accélération. Vu son coût et les performances techniques pointues qu'elle requiert, cette technique est réservée à des cas très exceptionnels, par exemple des bâtiments remarquables situés dans des zones de forte sismicité.

### 4.1.2.2 Amélioration de la capacité de la structure à résister au séisme

Une fois les actions sismiques d'ensemble corrigées comme indiqué ci-dessus, la répartition des sollicitations dans les différents éléments de contreventement peut être déterminée. Elle se traduit par des contraintes imposées tant que l'élément structural reste dans le domaine quasi-élastique ou des déformations imposées dès qu'il entre dans le domaine post-élastique. On peut donc chercher soit à augmenter la résistance (sans chercher à entrer trop loin dans le domaine plastique), soit à améliorer la ductilité en permettant de plus larges déformations, soit les deux. Ces types d'améliorations sont schématisés sur la Figure 4-1.

#### a) Augmenter la résistance globale du bâtiment

Le but est d'atteindre un niveau sismique plus important. On y parvient en renforçant ou en ajoutant des éléments de contreventement. La raideur globale du bâtiment s'en trouve alors augmentée. Cette modification est généralement combinée avec une amélioration de la régularité. En conséquence, pour un même niveau de déformation, la structure est capable de reprendre un effort plus important. Il faut alors vérifier que les diaphragmes horizontaux et les fondations sont capables de reprendre les efforts majorés. La modification du système de contreventement entraîne une redistribution des efforts et nécessite par conséquent un nouveau calcul de la structure, dans son état modifié.



**Figure 4-1 : Amélioration du comportement par amélioration de la ductilité et de la résistance**

b) Rendre le bâtiment non fragile

La fragilité mesure l'état d'un élément ou d'une structure dont la rupture est soudaine avec une faible dissipation d'énergie. La fragilité d'un élément particulier tient soit à son matériau constitutif, soit à sa conception. Certains matériaux ont un domaine plastique important (ils sont ductiles), comme l'acier, alors que d'autres ont un domaine plastique limité (ils sont fragiles), comme la maçonnerie non chaînée et non armée ou le béton non armé. En outre, si la conception d'un élément est telle qu'il est sollicité à un taux proche de sa limite à la rupture, sa capacité à reprendre une surcharge (ou à se déformer) est faible. Enfin, certaines techniques d'assemblage des éléments entre eux peuvent rendre l'ensemble fragile (déplacement des zones de plastification vers des sections faibles par exemple).

La fragilité est cause de ruine prématurée et elle empêche toute évacuation du bâtiment dans de bonnes conditions. Rendre le bâtiment non fragile est donc une priorité.

c) Améliorer la ductilité des zones critiques

La ductilité d'un élément caractérise sa capacité à supporter de grandes déformations. On peut améliorer la ductilité en flexion de certains éléments sans pour autant augmenter leur résistance. Par exemple, en confinant un élément en béton armé avec un matériau à haute limite élastique (même fragile), on lui permet de résister à des déplacements très supérieurs à ce qu'il pourrait supporter seul.

Ce type de renforcement local est surtout employé pour renforcer des poutres, des poteaux ou des murs. On cherche par là à renforcer les zones où se forment les rotules plastiques. Il faut être particulièrement prudent avec les dispositifs qui ont pour effet secondaire d'augmenter la résistance et/ou la raideur de l'élément renforcé : il y a un risque de déplacer la rotule plastique vers un endroit qui fragiliserait la structure, dans un poteau par exemple. Il est là encore nécessaire de vérifier le cheminement des efforts dans la structure toute entière après renforcement.

L'amélioration de la ductilité peut permettre de justifier la tenue du bâtiment au séisme, même si la résistance de la structure aux efforts n'a pas été augmentée.

d) Augmenter la résistance des zones non critiques

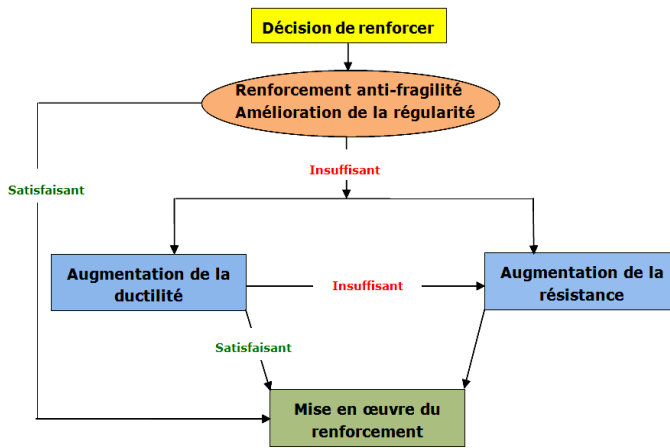
Lorsqu'on envisage un comportement ductile de la structure, il est indispensable de garantir la position des rotules plastiques. Moyennant cette garantie permettant de ne pas mettre en péril la stabilité du bâtiment, il est possible d'envisager de grands déplacements. En renforçant les zones où on ne souhaite pas voir se développer de rotules plastiques, on force ces dernières à se former à des endroits où elles ne seront pas préjudiciables à la stabilité du bâtiment. Cette démarche est analogue à un affaiblissement local (comme les joints antifissuration dans les dalles en béton), mais avec pour objectif de conserver ou d'améliorer le niveau de résistance globale.

### 4.1.3 Stratégies de renforcement

#### 4.1.3.1 Considérations générales

Compte tenu des différentes possibilités évoquées ci-dessus, l'élaboration d'une stratégie de renforcement permet de définir l'action à entreprendre. Le choix d'une stratégie par le maître d'ouvrage est lié au contexte dans lequel il entreprend un tel renforcement, comme évoqué au chapitre 1. La Figure 4-2 illustre les différentes stratégies envisageables, s'appuyant sur les principes donnés au § 4.1.2. Une stratégie est représentée par un chemin. Il faut cumuler toutes les actions le long du chemin pour définir la stratégie complète. La « suffisance » est déterminée par le niveau de renforcement à atteindre. Il serait réducteur de comprendre le terme « satisfaisant » comme simplement : « donnant un niveau de sécurité satisfaisant », car il faut préciser par rapport à quels critères ce niveau est satisfaisant : séisme « réglementaire », budget, délai, objectifs, etc.

On note l'importance de la stratégie « de premier niveau » (renforcement anti-fragilité et amélioration de la régularité), qui est mise en œuvre dans tous les cas, et complétée le cas échéant par des dispositions de second niveau (amélioration de la résistance et/ou de la ductilité). En outre, il ne faudrait pas voir l'élaboration d'une stratégie comme un processus linéaire. Les actions proposées ne sont pas des étapes successives, mais un recensement des types de renforcement à envisager. Ainsi par exemple, si la stratégie de premier niveau est insuffisante, on peut essayer d'augmenter la ductilité, mais dans de nombreux cas, il faut prendre des mesures visant tous les objectifs à la fois.



**Figure 4-2 : Choix d'une stratégie de renforcement**

Les stratégies de renforcement ne peuvent pas être classées par ordre de coût ni de difficulté. En effet, une mesure supplémentaire peut réduire le coût des mesures précédentes, ce qui est avantageux dans l'optique d'une obligation de résultat. Il semble donc pertinent d'essayer plusieurs stratégies plutôt que de se cantonner à la première qui donne des résultats satisfaisants. Les paragraphes suivants détaillent les actions résumées sur la Figure 4-2.

#### 4.1.3.2 Renforcement « de premier niveau »

Quels que soient le contexte et les raisons qui ont mené à la décision de renforcer, deux objectifs sont à atteindre prioritairement : rendre le bâtiment non fragile et améliorer la régularité du bâtiment. Il s'agit de préliminaires à toute autre stratégie et on peut se limiter à ces objectifs, s'ils sont suffisants. La difficulté tient au fait que le coût des interventions nécessaires pour cette première étape peut être élevé. Par exemple, le coût du renforcement des liaisons planchers/poutres (renforcement anti-fragilité) est sans comparaison avec la simple application de composites sur les poteaux (augmentation de la ductilité). Pourtant, il serait inutile de renforcer localement un poteau si les planchers supérieurs s'effondraient à cause d'un défaut de liaison.

En plus des deux mesures ci-dessus, on peut envisager un renforcement plus avancé pour augmenter la capacité globale du bâtiment à supporter les sollicitations sismiques.

#### 4.1.3.3 Amélioration de la ductilité

Il s'agit de procurer au bâtiment une plus grande déformabilité avant rupture, sans forcément augmenter le niveau des efforts qu'il peut supporter. A l'aide d'un calcul de type pushover, on peut s'affranchir des coefficients de comportement forfaitaires des règles parasismiques. Cette méthode a l'avantage de donner une estimation plus réaliste du niveau d'accélération sismique que le bâtiment est capable de reprendre et de définir plus facilement un objectif quantitatif et contrôlable pour le renforcement. Cette méthode d'analyse est indiquée pour la vérification

des bâtiments existants. Elle est d'ailleurs préconisée par la partie 3 de l'Eurocode 8 et par les codes étrangers traitant du renforcement parasismique.

Afin de garantir la stabilité du bâtiment sous de grandes déformations, il est indispensable de garantir la position des rotules plastiques dans les structures à portiques. A cette fin, les renforcements du type « augmentation de la résistance locale » hors des zones plastiques sont nécessaires.

#### 4.1.3.4 Amélioration de la résistance des structures non ductiles

Dans le cas de bâtiments peu ductiles, on peut envisager de renforcer la structure pour leur permettre de résister à des efforts plus importants, plutôt que de chercher à améliorer leur ductilité. Dans ce but, il faut renforcer ou compléter les contreventements existants, ce qui va entraîner une augmentation de raideur et, en conséquence, une augmentation des efforts élastiques induits dans la structure. Comme il a déjà été dit, il faut s'assurer que les fondations et les diaphragmes sont capables de transmettre de tels efforts. Dans le cas contraire, il faut les renforcer, ce qui entraîne une augmentation très importante du coût global du renforcement. Dans le cas de l'ajout d'un contreventement, il faut prévoir sa continuité jusqu'au sol et une fondation adéquate. Cette solution peut être adoptée pour des structures peu élancées contreventées par des voiles. La justification de ce type de structure dont le comportement se développe peu dans le domaine post-élastique peut être effectuée avec un calcul linéaire équivalent avec un coefficient de comportement limité à 1,5.

#### 4.1.3.5 Amélioration de la résistance des structures ductiles

Tout comme dans la stratégie précédente, on cherche à renforcer ou compléter les contreventements existants, ce qui va entraîner une augmentation de raideur et, en conséquence, une augmentation des efforts élastiques induits dans la structure. En revanche, on vise également à améliorer la ductilité de la structure et la résistance locale des zones non critiques. Il est ainsi possible de tenir compte de la ductilité de la structure dans le calcul de la résistance après renforcement. Ces modifications affectent l'ensemble du bâtiment. Cette solution est néanmoins nécessaire dans les cas les plus difficiles, notamment lorsque l'augmentation de la ductilité est insuffisante à elle seule. Elle peut être envisagée comme une étape supplémentaire en cas d'insuffisance de la stratégie consistant à n'améliorer que la ductilité du bâtiment.

Pour ce mode de renforcement, les zones plastiques sont justifiées pour leur ductilité et les zones non critiques pour leur résistance.

## 4.2 Méthodes de renforcement

### 4.2.1 Objectifs

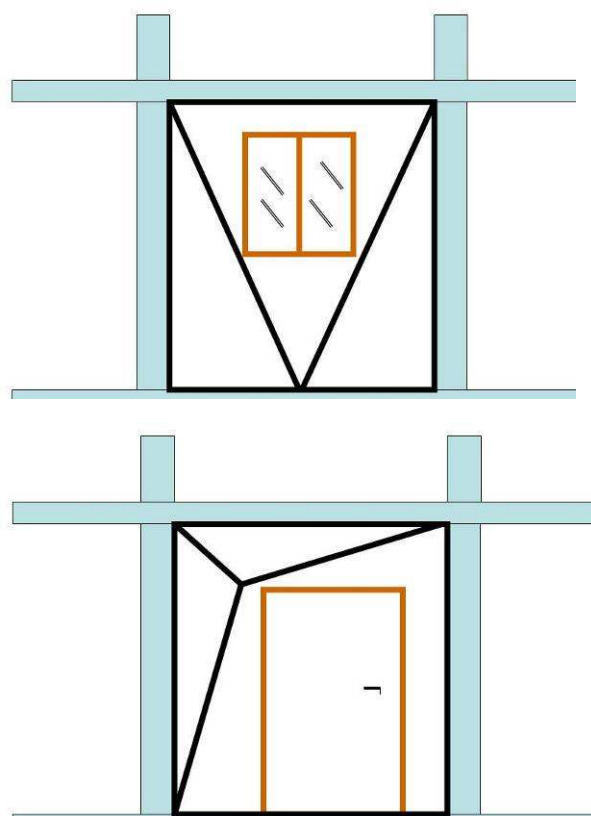
Une description détaillée de différentes techniques de renforcement est donnée sous forme de fiches en annexe du présent document. On y trouve des indications sur la mise en œuvre, les précautions, la difficulté de réalisation et l'impact de ces interventions sur le bâtiment. La présente partie présente ces techniques sous forme synthétique afin de mettre en évidence certains objectifs et évaluer leurs performances respectives. Ces évaluations restent néanmoins qualitatives car des données précises sur le coût et la performance des différentes techniques nécessitent une connaissance détaillée d'un projet donné.

### 4.2.2 Adaptation au bâtiment

Il est difficile de traiter cette question dans le cas général. L'idée est de guider le décideur dans le choix de techniques particulières en fonction de contraintes architecturales, de contraintes d'exploitation et de la nécessité de favoriser un comportement homogène de la structure afin de réduire le risque de désordres locaux. Dans ce paragraphe des principes de base sont exposés.

Tout d'abord la contrainte architecturale. Certains renforcements sont visibles de l'extérieur, comme les structures métalliques extérieures ou l'ajout de panneau de contreventement. Dans ce cas un traitement architectural astucieux peut les rendre acceptables, par exemple en les dissimulant derrière des éléments de façade rapportés ou en envisageant leur intégration dans la réhabilitation du bâtiment. Les renforcements réalisés à l'intérieur (remplissage de portique, croix de contreventement) sont souvent plus discrets mais entraînent une mise en œuvre qui peut être délicate (reprise en sous œuvre, chantier en intérieur). Le renforcement d'éléments existants par chemisage semble limiter ces difficultés mais impose des contraintes d'exploitation particulières. De plus, il a souvent une efficacité limitée par les caractéristiques des éléments existants (section des murs ou nombre de poteaux).

Les contraintes d'exploitation sont également incontournables. Elles dépendent de l'utilisation du bâtiment renforcé. Certaines mesures ont un impact direct sur la façon dont un bâtiment peut être utilisé. Par exemple si la masse participante en cas de séisme a été réduite, un cahier des charges strict doit être respecté pour éviter le risque de surcharge (stockage non prévu, réaffectation des locaux). Lorsque des éléments de contreventement supplémentaires sont prévus, il peut être également nécessaire de condamner des ouvertures réduisant ainsi l'éclairage naturel ou modifiant les circulations. Certaines variantes permettent de limiter ce genre d'impact (par exemple triangulation en V).

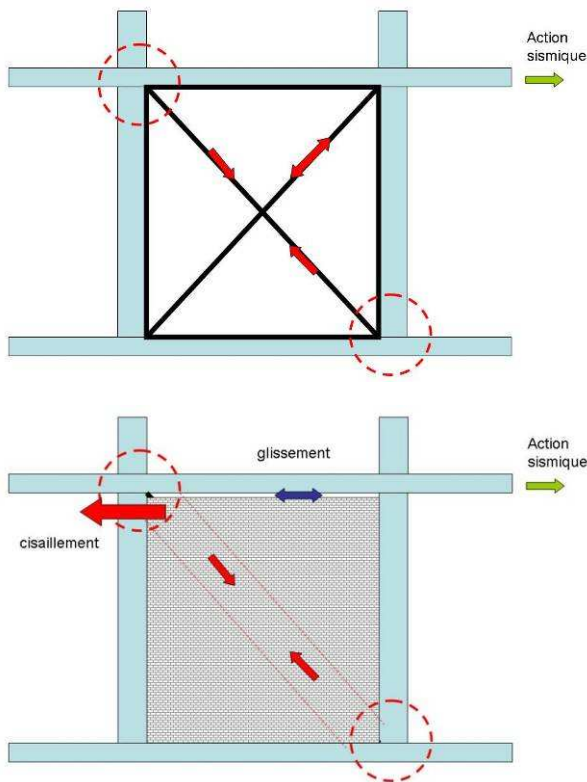


**Figure 4-3 : Exemples de renforcements compatibles avec des contraintes d'exploitation**

Le dernier point consiste à favoriser un comportement harmonieux de la structure. L'expérience de l'ingénieur est nécessaire pour atteindre cet objectif dans chaque cas pratique. Les principes de bases consistent :

- à éviter un renforcement dont les conséquences nuiraient au comportement d'ensemble de la structure (concentration de contraintes, report de charges, déformations gênées ou incompatibles),
- à favoriser dans la mesure du possible un système constructif homogène permettant une bonne redistribution des efforts (robustesse, hyperstaticité)

Le choix des matériaux et la nature du renforcement sont importants. L'ajout de structures métalliques dans des structures en béton et en maçonnerie doit être fait avec précaution afin de bien gérer les concentrations de contraintes aux interfaces et les liaisons. Les remplissages en maçonnerie à l'intérieur des portiques existants doivent aussi être réalisés en prêtant une attention particulière aux interfaces pour éviter le glissement relatif en tête par exemple. Enfin on rappelle que l'ajout d'un élément de renforcement très rigide dans une structure souple modifie la répartition des charges et concentre les efforts sismiques dans cet élément.



**Figure 4-4 : Points singuliers concentrant les contraintes dans la structure existante**

### 4.3 Fiches techniques pour les solutions de renforcement

La liste des fiches techniques des solutions de renforcement est donnée ci dessous. Les fiches se trouvent en annexe du présent document. La description des techniques est faite dans l'optique de donner au lecteur des indications générales sur la faisabilité et les implications du choix des techniques. Cependant, la mise en œuvre de solutions de renforcement fait appel à des techniques constructives généralement complexes, dans des environnements soumis à des contraintes spécifiques. La conception et la réalisation des renforcements doit donc être confiées à des entreprises dont la maîtrise technique est avérée, et capables de conseiller le maître d'ouvrage en considérant les spécificités du bâtiment concerné.

#### Liste des fiches de renforcement contenues dans l'annexe

- Renforcement des poteaux par fibres de carbone ou plats métalliques collés
- Renforcement par fibres des poutres
- Renforcement par fibres des murs
- Ajout de murs de contreventement voiles béton
- Remplissage d'un portique en maçonnerie ou en béton armé
- Chemisage en béton armé des poteaux

- Chemisage en béton armé des poutres
- Chemisage en béton armé des voiles et des murs
- Ajout de croix de contreventement - contreventement métallique
- Amortissement des portiques - contreventement métallique amorti
- Renforcement des fondations - élargissement des semelles - chaînage - micropieux
- Renforcement des planchers - coulage d'une dalle
- Renforcement des planchers - solidarisation des solives - augmentation de la surface d'appui des planchers
- Chaînage horizontal - création ou réparation d'un chaînage en tête de bâtiment
- Chaînage vertical - création ou réparation d'un chaînage
- Encadrement des ouvertures - création ou réparation de linteaux et de montants
- Renforcement de la structure secondaire : cheminées, balcons, auvents, éléments de façade
- Solidarisation des éléments de structure par ajout de précontrainte extérieure
- Isolateurs



## 5 Justifications des ouvrages renforcés

### 5.1 Étapes de conception du renforcement

L'Eurocode 8 partie 3 est en grande partie consacré au diagnostic des bâtiments existants (conception initiale non conforme aux normes actuelles, ou bâtiments conformes ayant été endommagés par un séisme). Il s'attache notamment à l'évaluation de la capacité parasismique disponible sur ces structures, et à la définition d'objectifs de performance atteints ou visés.

L'Eurocode est beaucoup plus concis en matière de conception des renforcements. Il détaille essentiellement le cheminement permettant d'aboutir à la décision de renforcement de la structure. Le projet de renforcement est considéré comme une itération entre choix de renforcement et mise à jour du diagnostic de la structure jusqu'à satisfaction de l'objectif de performance fixé par le maître d'ouvrage ou l'administration.

Une organisation efficace, du diagnostic de l'existant jusqu'aux travaux de renforcement, implique une définition claire des décisions à prendre par le maître d'ouvrage et des éléments à produire à chacune des étapes de la conception du renforcement. L'évaluation prévisionnelle des coûts est affinée au fur et à mesure des étapes de la conception du renforcement.

#### 5.1.1 Étape 0 : la fin de la phase de diagnostic

La phase de diagnostic s'achève en principe sur un point d'arrêt de la mission d'ingénierie. Le bureau d'études doit avoir fourni au maître d'ouvrage un rapport de diagnostic lui permettant de prendre des décisions raisonnées et précisant :

- les exigences de comportement qu'il doit réglementairement respecter, et éventuellement une formalisation explicite des objectifs de comportement plus contraignants qui seraient choisis pour des actions sismiques spécifiquement définies,
- une appréciation de la conformité ou de la non-conformité de la structure, en l'état, à ces objectifs de comportement,
- éventuellement la formalisation d'une analyse d'optimisation de la décision de renforcement,
- en cas de non-conformité, une description des pistes de renforcement à explorer et un ordre de grandeur des coûts correspondants (précision de niveau esquisse),
- lorsque la non-conformité de la structure aura été mise en évidence en début de diagnostic, l'appréciation du comportement pourra concerner,

après accord de la maîtrise d'ouvrage, non pas la structure en l'état mais une structure comportant quelques modifications manifestement nécessaires, retenues sur la base du comportement qualitatif global (création de chaînages, de diaphragmes rigides, suppression de porte-à-faux ou de points durs ou fragiles etc.),

- l'identification d'éventuelles interférences avec l'environnement en situation sismique (pérennité du raccordement aux réseaux et de l'accessibilité, risque d'entrechoquement avec des bâtiments voisins, risque de glissements de terrain ou d'éboulement etc.),
- le niveau de connaissance atteint après inspection et essais sur le bâtiment. Ce niveau de connaissance s'exprime sous la forme indiquée par l'article EN1998-3 §3.3 (1) : soit connaissance limitée, normale ou intégrale. La valeur du coefficient de confiance CF prise pour l'évaluation de la capacité est indiquée. Cette même valeur sera prise pour les éléments originaux de la structure renforcée. Ce niveau de connaissance pourra bien entendu être amélioré en effectuant de nouveaux essais, suite au choix du maître d'ouvrage de s'engager dans le renforcement de son bâtiment.

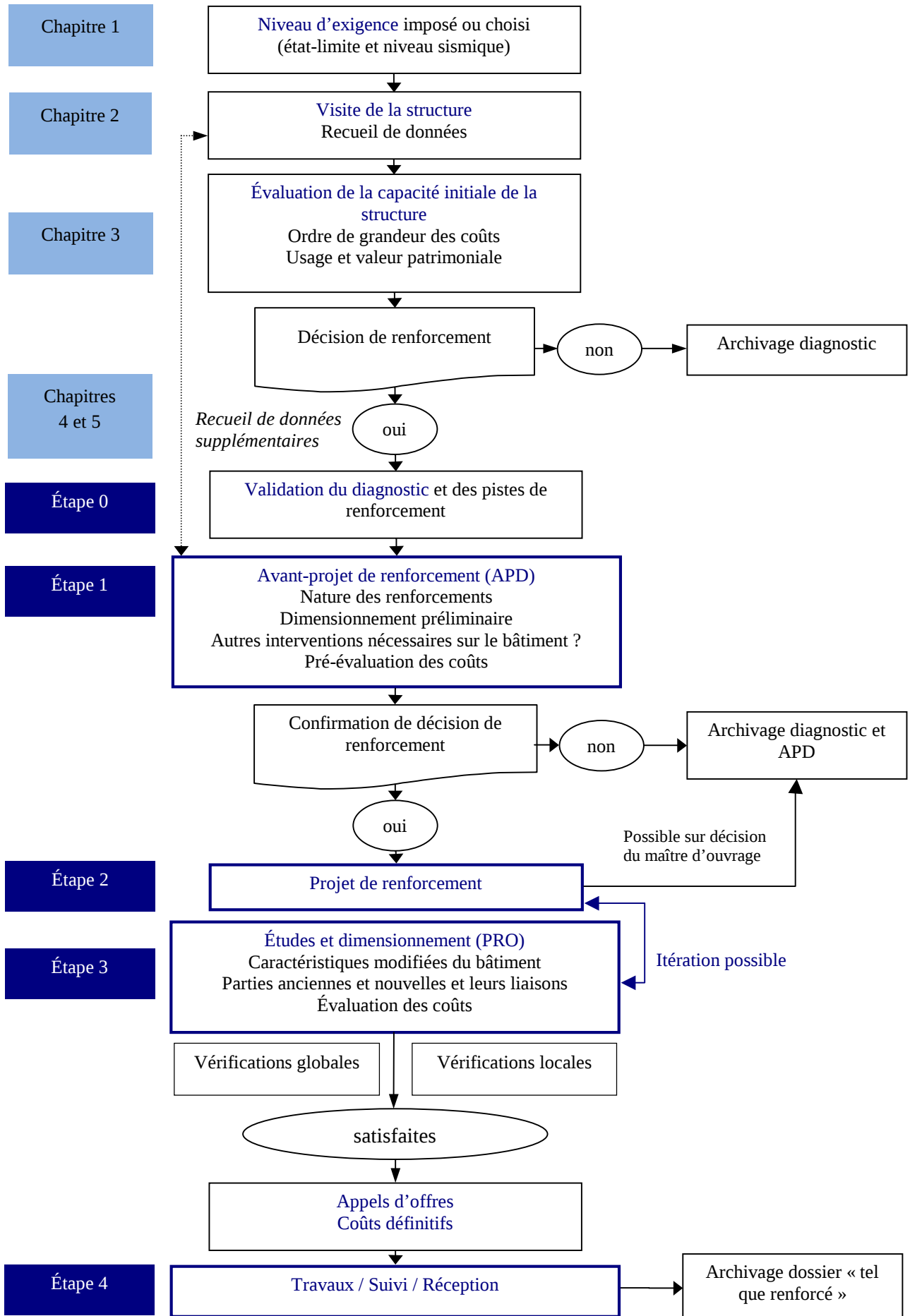
Le rapport de diagnostic (et ses éventuelles annexes, notamment les relevés de la structure et les sondages effectués) est joint à la décision explicite du maître d'ouvrage de développer telle ou telle suggestion d'orientation ou d'en arrêter une nouvelle, qui serait décrite avec une précision comparable (intégration architecturale et fonctionnelle, choix technique et évaluation des coûts).

L'enchaînement du choix du renforcement et de la justification du comportement de la structure modifiée est représenté sur le schéma fonctionnel ci-après, puis développé dans la suite de ce chapitre.

#### 5.1.2 Étape 1 : Avant-projet de renforcement

La phase d'avant projet de conception des renforcements peut correspondre à un changement de prestataire et/ou à une reprise d'étude après un laps de temps par rapport à la remise du rapport de diagnostic. Cette phase commence par une réévaluation du rapport de diagnostic et des esquisses du renforcement envisagé.

Elle doit comporter, comme suggéré au paragraphe EN1998-3 § 1.1 (3), une réévaluation et validation des autres conditions de chargement de la structure, notamment de l'incidence des modifications de structure et d'usage de toutes origines (parasismique ou non),



auxquelles il n'aura généralement pas été procédé dans la mission de diagnostic parasismique proprement dite. La précision et l'étendue de cette validation doivent être explicitement énoncées.

L'avant projet de conception des renforcements, qui vise à permettre au bâtiment renforcé de supporter, pour les états limites retenus, une excitation sismique d'amplitude supérieure à ce qui était compatible avec ses capacités initiales, comporte des analyses de coûts, spécifiques à l'ouvrage concerné et à l'orientation des renforcements retenus, (alors que l'esquisse de l'étape 0 pouvait se fonder sur des coûts issus de bases statistiques portant sur des ouvrages plus ou moins similaires).

Les bâtiments visés par ce guide (de construction souvent antérieure aux normes prévoyant la mobilisation des capacités ductiles : P06-013 communément appelées PS92, en France) correspondent au mieux, en l'état, à une conception de classe "ductilité limitée" (selon EN1998-1 §5.2.2 (2) P). En effet les éléments de la structure initiale n'ont pas été conçus et dimensionnés conformément aux règles parasismiques permettant l'obtention d'un comportement ductile au sens de ces règles.

Quand l'objectif est une classe de ductilité supérieure, il conviendra, soit d'apporter des modifications notables du fonctionnement d'ensemble (par ajout d'éléments primaires ductiles notablement plus rigides que la structure initiale), soit d'appliquer des mesures d'amélioration de la ductilité des éléments de la structure initiale.

Les situations de diagnostic post-sismique peuvent poser des problèmes similaires si la capacité ductile disponible a été amoindrie suite à l'action sismique subie.

L'avant-projet de conception des renforcements a pour objectifs :

- d'établir les principes des solutions techniques à retenir et de valider les pistes de renforcement définies à l'enclenchement de la mission de renforcement,
- d'identifier les sources de difficultés techniques et d'aléas sur les coûts,
- d'établir pour le maître d'ouvrage une fourchette réaliste des coûts totaux (y compris l'incidence sur le fonctionnement de l'ouvrage en cours de travaux),
- de signaler les besoins de vérification/renforcement nécessaires au bon fonctionnement de la structure renforcée, même s'ils ne sont pas liés aux besoins parasismiques.

Il convient dès cette étape de déterminer quels types d'entreprises devront être sollicités ainsi que leur niveau de technicité.

Les éléments technico-économiques permettent de valider ou éventuellement d'invalider le résultat de la démarche d'optimisation qui a permis de choisir l'objectif de renforcement le plus approprié aux intérêts du maître d'ouvrage. On entend ici par « objectif de renforcement » un niveau d'agression sismique et l'état limite de comportement des structures qui lui est associé, tel qu'il a été défini à l'enclenchement de la mission de renforcement.

Cette étape aboutit à une estimation du coût des mesures à prendre. Elle doit pouvoir déboucher sur un point d'arrêt, si cette première estimation de coût spécifique à l'ouvrage s'écarte trop des ordres de grandeur évoqués (en général sur base statistique, non spécifique à l'ouvrage concerné) au terme de l'étude de diagnostic proprement dite. Au vu des éléments apportés, le maître d'ouvrage peut choisir d'arrêter la mission. Il faudra veiller à conserver alors le rapport de diagnostic et l'avant-projet de conception des renforcements pour références futures.

Dans le cas où il est décidé de poursuivre la mission de renforcement, les étapes suivantes sont à développer.

### 5.1.3 Étape 2 : Conception du projet de renforcement

L'EN1998-3 insiste, dans son avant propos, sur l'importance des considérations qualitatives dans la conception des renforcements et met en garde contre le découragement qui pourrait résulter des procédures de calcul qu'il s'attache à définir. Il ouvre ainsi la voie à des justifications plus qualitatives, même s'il ne les développe, ni dans son texte, ni dans ses annexes.

#### 5.1.3.1 Choix du type de renforcements

La conception du projet passe par le choix de la nature du renforcement et des types de matériaux employés. Comme présenté dans le chapitre 4, le choix du renforcement dépend de multiples facteurs dont :

- Le niveau d'exigence choisi par le maître d'ouvrage ou requis par la réglementation. Cet objectif de renforcement se caractérise par un ou plusieurs critères de dimensionnement, choisis parmi les trois états limites définis par l'article EN 1998-3 2.1(1)P (quasi-effondrement NC, dommage significatif SD et limitation de dommages DL) associés à leur niveau d'action sismique (spectre et accélération au sol).
- Le coût du renforcement : le coût propre du renforcement est le paramètre le plus souvent prépondérant pour le choix de la technique et du niveau de renforcement. Toutefois, d'autres considérations économiques peuvent entrer en jeu comme les coûts induits par l'interruption de l'utilisation ou de l'occupation des locaux lors des travaux de renforcement ou le coût des installations à protéger à l'intérieur du bâtiment.

- Les considérations architecturales et d'usage. L'intégration du renforcement dans le système existant est un enjeu fort, tant en termes de capacité de supporter des modifications (changement du cheminement des efforts, liaisons entre anciens et nouveaux éléments) qu'en termes de fonctionnalité et d'esthétique du bâtiment renforcé. Le caractère patrimonial de certains bâtiments peut rendre délicat le choix d'un renforcement permettant une amélioration de leur comportement sismique.
- La faisabilité des travaux et de ses phases provisoires. L'accès au bâtiment existant, les conditions de chantier (continuité de l'exploitation du bâtiment lors des travaux par exemple), l'espace disponible pour envisager l'ajout de structures rapportées, la nécessité de reprendre les fondations en sous-œuvre etc. peuvent amener le bureau d'études à privilégier certaines stratégies de renforcement.

Cette étape aboutit à valider les analyses qualitatives de l'avant-projet, notamment en levant quantitativement les incertitudes identifiées lors de l'étape 1 (faisabilité délicate, dispositions à coût fortement variables...), et à réunir tous les éléments nécessaires aux justifications d'exécution (reconnaisances complémentaires de la structure s'il y a lieu...).

### 5.1.3.2 Justification qualitative du principe de renforcement choisi

La stratégie retenue pour l'amélioration du comportement sous séisme est explicitée : augmentation de la capacité de déformation, augmentation de la résistance, modification de la rigidité, augmentation de l'amortissement, réduction de la masse de la structure etc.

Les justifications qualitatives relatives aux dispositions constructives adoptées pour le renforcement sont primordiales pour expliciter le comportement attendu de la nouvelle structure renforcée et pour vérifier la bonne intégration architecturale du renforcement dans la structure existante. Elles comportent des schémas, des plans et éventuellement des annotations sur plan.

Ces justifications qualitatives concernent non le seul renforcement, mais bien l'ensemble de l'ouvrage renforcé. Elles visent :

- à mettre en évidence le nouveau système d'éléments structuraux primaires au sens de EN 1998-1 4.2.2 (1)P, c'est-à-dire des éléments faisant partie du système résistant aux actions sismiques,
- à distinguer les éléments « ductiles », pour lesquels les vérifications, à capacité résistante donnée, sont réalisées en termes d'acceptabilité de la déformation prévisible, et les éléments « fragiles » où la vérification est exprimée en termes de marge d'efforts entre la sollicitation prévue et la résistance à rupture de l'élément,

- à illustrer et à valider tous les cheminements des efforts induits par l'action sismique depuis les masses du système (masses propres et charges d'exploitation plus ou moins rigidement fixées) jusqu'aux fondations, puis à une masse de sol suffisamment importante pour constituer un système global stable,
- à illustrer et valider la capacité des éléments, structuraux ou non structuraux, à supporter les déformations différentielles qu'ils sont susceptibles de subir sans rupture fragile ou perte d'appui dont les conséquences seraient inacceptables.

On se préoccupera également :

- de la résolution des insuffisances éventuellement détectées lors de l'avant-projet (étape 1 à l'enclenchement de la mission de renforcement après diagnostic), qui proviendraient de besoins relatifs aux charges non sismiques,
- de l'incidence des modifications envisagées pour améliorer la situation parasismique, sur le cheminement des autres charges auxquelles la structure est soumise,
- de faire préciser la conduite à tenir à l'égard de l'éventuelle présence d'équipements dangereux pour les personnes (ou les structures) du fait de leur masse ou de leur nature.

Les schémas qualitatifs sont éventuellement accompagnés d'ordres de grandeur des besoins de capacité résistante ou des déformations acceptables. Ils doivent aussi identifier le comportement des éléments non structuraux liés à la structure et considérer l'ensemble des autres risques prévisibles : entrechoquement avec les ouvrages voisins, glissement de terrain ...

Ils permettront au concepteur de savoir quelles sont les modifications susceptibles d'améliorer le comportement de la structure, ou le rapport coût/performance lors de l'éventuelle itération suivante de la conception.

### 5.1.4 Étape 3 : Justification - Dimensionnement

Tandis que l'étape 2 débouche sur un rapport qui doit être compréhensible par le maître d'ouvrage et par les exploitants ultérieurs (gestionnaires, architectes...), l'étape 3 établit l'ensemble des documents, parfois très techniques, nécessaires à l'exécution et au contrôle du bâtiment renforcé, et justifie leur adéquation aux objectifs recherchés.

L'analyse de dimensionnement vise à déterminer le fonctionnement combiné des éléments conservés de la structure principale initiale et des éléments de renforcement qui lui sont adjoints, et à s'assurer que les sollicitations et déformations qui leur sont imposées les laissent dans un état compatible avec l'objectif de renforcement choisi. Les éléments sismiques secondaires

doivent également être vérifiés pour s'assurer de leur capacité à remplir leur fonction structurelle.

Le comportement des éléments non structuraux susceptibles de compromettre la sécurité des personnes (et éventuellement des éléments ou équipements à protéger) doit aussi être vérifié avant validation de la solution retenue.

Les méthodes d'analyse, spécifiées dans l'EN1998-3 4.4.1(1)P, sont identiques à celles employées pour l'estimation de la capacité initiale de la structure mais prennent en compte les nouveaux cheminements d'efforts. L'analyse est le plus souvent itérative (conception / vérifications).

Le dimensionnement du renforcement et les vérifications sont effectués à deux échelles :

- à l'échelle globale du bâtiment : les vérifications doivent permettre de s'assurer du bon comportement d'ensemble de la structure renforcée, et de quantifier les nouveaux cheminements d'efforts.
- à une échelle plus locale : les éléments ajoutés et ceux de la structure ancienne ainsi que les liaisons entre eux (notamment interface nouveau/ancien) sont individuellement validés pour ces nouveaux cheminements d'efforts.

#### 5.1.4.1 Analyse globale du renforcement

L'analyse globale du renforcement vise donc essentiellement :

- à quantifier les efforts et donc les sollicitations susceptibles de transiter dans chacun des éléments structuraux existants ou à créer,
- à évaluer les déformations générales pour :
  - repérer les éléments susceptibles de présenter un comportement fragile (brusque diminution de capacité résistante) pour les niveaux de déformation envisagés,
  - fournir les informations nécessaires aux vérifications de cohérence (vérifications complémentaires dues à la sortie du domaine élastique), tant des déformations entre éléments distincts que des déformations, sollicitations et capacité ductile propres à chaque élément.

*Note : La méthode par coefficient de comportement, comme dans le cas de l'évaluation de la capacité de la structure initiale, n'est pas adaptée à la vérification de l'état limite de quasi-effondrement NC (EN1998-3 § 2.2.2(3)), car elle décrit un mode fonctionnement potentiellement trop éloigné du comportement des structures au voisinage de cet état limite. Il peut en être de même pour l'état SD de structures dont la capacité ductile*

*n'est pas suffisamment fiable, d'où la limitation  $q \leq 1,5$  de l'EN1998-3.*

#### 5.1.4.2 Vérifications locales des éléments

A l'échelle locale, les vérifications concernent chaque élément ou partie d'élément de la structure (zones critiques de dissipation d'énergie, ancrages dans la structure ancienne par exemple). Tout ajustement de conception est susceptible d'entraîner une redistribution des efforts dans la structure, nécessitant alors de nouvelles vérifications locales de cet élément et des éléments existants, et éventuellement un nouvel ajustement du projet de renforcement. Le caractère itératif de la justification du renforcement apparaît ici clairement.

Il ne faut pas perdre de vue l'imbrication entre échelles globale et locale tout au long de la procédure de conception du renforcement.

#### 5.1.4.3 Caractéristiques des matériaux

Pour les vérifications globales et locales de la structure renforcées, les caractéristiques des matériaux à prendre en compte sont généralement les suivantes (EN1998-3 § 6.1(4)P) :

- pour les matériaux existants, les valeurs moyennes obtenues à partir des vérifications in situ ou d'autres sources d'information supplémentaires doivent être utilisées, modifiées par le coefficient de confiance CF. Toutefois, lorsque la dispersion des caractéristiques est manifestement beaucoup plus élevée que dans les constructions récentes, le concepteur doit, malgré le caractère fiable de la dispersion mise en évidence, retenir une valeur caractéristique inférieure à la moyenne ou plus spécifique à la zone concernée, lui permettant de garantir la validité de ses évaluations de résistance.
- pour les matériaux nouveaux apportés, les valeurs caractéristiques nominales sont utilisées sans modification.

#### 5.1.4.4 Vérifications relatives aux éléments structuraux secondaires

Les éléments structuraux secondaires, dont la contribution à la résistance aux actions sismiques est négligée, sont néanmoins susceptibles de présenter des risques pour les personnes et doivent à ce titre faire l'objet de vérifications.

Les éléments structuraux secondaires doivent être en mesure d'assurer la descente des charges non sismiques, malgré les déformations et endommagements éventuels générés par l'action sismique. L'article EN1998-3 § 2.2.1 (6)P stipule que les éléments sismiques secondaires doivent être vérifiés avec les mêmes critères que les éléments sismiques primaires mais sur la base d'estimations de leur capacité moins sévères (et renvoie pour ce faire à EN1998-1).



Il convient généralement d'évaluer les déformations imposées, les distorsions locales qui en résultent, ainsi que le degré d'endommagement local qu'elles entraînent. A partir de ces informations, la capacité à assurer la descente des charges, la connexion de ces éléments avec le reste de la structure et, le cas échéant, la capacité à maintenir en place les équipements et autres éléments secondaires qui y seraient éventuellement connectés doivent être vérifiées.

#### 5.1.4.5 Vérifications relatives aux éléments non structuraux

La vérification des éléments non structuraux et de leurs fixations aux éléments structuraux suit une démarche qui diffère peu de celle qui concerne les éléments structuraux secondaires.

La validation de la descente de charges est remplacée par la vérification de la capacité à résister sans désordres inacceptables aux forces inertielles localement appliquées, et aux déformations imposées à l'élément et/ou à ses

fixations par les éléments structuraux servant de supports. Les vérifications inertielles sont généralement faites sur la base d'accélération forfaitaires et de méthodes avec coefficient de comportement local (voir EN1998-1 §4.3.5). Il ne faudra pas omettre de valider la tenue des fixations aux niveaux d'effort et de déformation envisagés.

On prendra soin, de signaler les équipements ou éléments non structuraux dont la masse (ou la raideur entre points de fixation) serait non négligeable par rapport à leurs éléments structuraux d'accrochage (cloisons, planchers, poteaux, autres éléments de génie civil) et nécessiterait une vérification de cohérence complémentaire.

Les caractéristiques des cloisons par exemple ne comportent généralement ni indications précises sur leur capacité à résister aux efforts inertiels apportés par d'éventuels équipements relativement lourds, ni indications sur l'amplitude des déformations de structure porteuse tolérables en situation sismique. Une analyse spécifique de situations particulières peut donc s'avérer nécessaire pour respecter EN1998-1 §4.3.5.1(P) et suivants.

#### 5.1.4.6 Établissement du dossier de consultation d'entreprise.

Une fois les itérations de conception et validation nécessaires effectuées, si la conception semble devoir aboutir dans la fourchette de coût prévisionnel acceptable par la maîtrise d'ouvrage, on établit le cahier des charges technique de l'opération de renforcement.

En cas d'évolution inacceptable des coûts prévisibles, un point d'arrêt de la mission doit avoir été envisagé, pour :

- soit, mise en forme et archivage des étapes développées, en attente de reprise éventuelle,
- soit, extraction d'éléments permettant une réévaluation des objectifs de renforcement retenus au cours de l'étape de diagnostic (Étape 0) pour

déboucher éventuellement sur une nouvelle mission de renforcement avec des objectifs de renforcement jugés plus appropriés par le maître d'ouvrage.

### 5.1.5 Étape 4 : Les travaux, leur suivi et leur réception

#### 5.1.5.1 Choix des entreprises à consulter

Le choix des entreprises à consulter peut être un point essentiel de la conception même du renforcement. L'éventuel besoin d'entreprises à forte technicité ou de spécialité rare peut avoir une incidence lourde et difficilement prévisible tant en matière de coût qu'en matière de délai, ceci au moins tant que le volume des marchés de renforcement n'aura pas appelé un nombre suffisant d'entreprises sur cette activité.

Le confortement parasismique nécessite en effet, non seulement une capacité de constructeur, mais aussi celle d'intervenants expérimentés en sous-œuvre, ainsi que la maîtrise de certains procédés de renforcement très particuliers et la capacité de coordonner des intervenants de spécialités multiples.

#### 5.1.5.2 Gestion des imprévus et assurances

Comme toute activité exécutée en sous-œuvre, les travaux de renforcement parasismique nécessitent des dispositions contractuelles permettant d'encadrer les négociations commerciales relatives à d'éventuels imprévus découverts en cours de travaux.

De même, le montant des désordres susceptibles de se produire au cours du chantier, ou du fait des modifications apportées est plus de l'ordre du coût de l'ouvrage lui-même, que de celui des seuls travaux de renforcement. Les modalités d'assurance, tant de chantier que de garantie ultérieure, doivent être soigneusement traitées.

#### 5.1.5.3 Contrôle qualité et coordination

Le contrôle de la qualité de la réalisation est un élément primordial pour assurer un bon comportement parasismique.

En matière de sollicitations sismiques, aucun essai en vraie grandeur ne permet de pallier un défaut de suivi de chantier (on admet généralement un endommagement notable sous séisme). En conséquence, le projet de renforcement doit préciser non seulement le dimensionnement des nouveaux éléments mais aussi les éventuelles dispositions constructives spécifiques (obligations de moyens), ainsi que les modalités de contrôle et de réception.

La réalisation de travaux de renforcement nécessite comme tout travail en sous-œuvre une coordination précise des différents intervenants. Il conviendra de savoir si une entreprise générale est en mesure d'assurer seule cette

coordination ou s'il faut prévoir en parallèle une extension de mission de maîtrise d'œuvre concepteur. Ce choix peut permettre un contrôle plus continu, avec des conséquences favorables en matière de qualité du comportement parasismique ultérieur, mais aussi avoir des incidences notables en matière de tenue des délais et de coût de la garantie décennale.

Il peut en résulter que la responsabilité de la bonne réalisation reste largement au maître d'œuvre, et donc que des assurances globales communes (chantier /responsabilité) doivent être envisagées.

#### 5.1.5.4 Dossier « Tel que renforcé »

Les travaux de renforcement ne seront envisagés que pour des bâtiments dont la durée de vie restante est supposée notable. Il sera donc généralement judicieux de reconstituer un dossier technique « Tel Que Construit » (TQC), ou plus exactement « tel que renforcé ». La constitution de ce dossier implique notamment la collecte des schémas de chantier pour mise à jour des plans de projet en « tels que renforcé ». Cette mission, d'un poids relatif notable, doit être explicitement intégrée aux marchés.

## 5.2 Les vérifications locales

L'Eurocode 8 partie 3 propose dans ses annexes des formulations permettant d'évaluer quantitativement les capacités résistantes et les capacités de déformation pour divers états limites de différents éléments de structures, et donc de dimensionner localement leur renforcement. On renverra dans ce cas aux annexes correspondantes.

### 5.2.1 Planchers diaphragmes, réseau de chaînages horizontaux

Pour que le bâtiment constitue un ensemble, il est indispensable que les éléments de contreventement aient un déplacement homogène, donc soient régulièrement fixés les uns aux autres par des éléments de rigidité et de résistance appropriés. Ces éléments de solidarisation doivent être convenablement ancrés dans la structure, de préférence sans que leurs zones de fixation ne constituent des points d'affaiblissement des éléments de contreventement.

Les ancrages des planchers, qui jouent le rôle de diaphragmes horizontaux, dans les éléments verticaux du système de contreventement doivent généralement transmettre, en sus des efforts de cisaillement horizontaux locaux et de l'effet d'éventuels écarts de répartition des masses et des raideurs entre niveaux, les cisaillements verticaux nécessaires pour assurer leur support, et la descente des charges propres de leur niveau. En conception non-parasismique, seule la dernière fonction a été prise en compte. Elle induit une capacité non nulle, mais pas forcément suffisante de transmission des

cisaillements horizontaux de membrane, et peut donc nécessiter un renforcement affectant des zones étendues.

La tenue en partie courante des diaphragmes peut éventuellement nécessiter une vérification (par exemple dans le cas de planchers béton portant dans un seul sens avec ferrailage secondaire transversal minimal, et/ou comportant une interruption du ferrailage principal de chaque nappe avec recouvrement insuffisant entre nappes...). De telles insuffisances peuvent correspondre à des irrégularités du bâtiment de diverses natures : lacunes locales (grandes trémies...), interruptions brusques de contreventement (création de devantures sous façade porteuse...), ou concentrations de raideurs de contreventement (cage d'escalier excentrée ou non).

Lorsque l'on a affaire à des planchers bois, la fonction de solidarisation par diaphragme n'est généralement pas assurée, et la fonction d'attelage entre façades ne l'est que par frottement d'appui entre extrémité de poutres.

Si la mise en place de tirants entre poutres peut être aisément envisagée, celle de tirants perpendiculaires, tout aussi nécessaire à la solidarisation du bâtiment, comme celle de diagonales destinées à assurer l'indéformabilité aux cisaillements horizontaux (si elles ne sont pas directement intégrées dans l'orientation et la fixation des planches), sera rarement possible. Dans ce cas, il pourra être nécessaire de réaliser et d'ancrer un nouveau plancher diaphragme (béton sur bac acier perpendiculaire aux poutres).

On notera qu'il peut être préférable en cas de maçonnerie non appareillée de jouer simultanément sur un plancher rigide et sur un « corset » plaquant les façades contre lui (par des tirants indépendants du plancher), plutôt que de tenter d'ancrer directement les planchers dans l'épaisseur de maçonneries de faible cohésion.

### 5.2.2 Joints de séparation et appuis mobiles

La neutralisation des effets pénalisants de points durs susceptibles d'attirer de façon dangereuse les réactions aux efforts inertiels peut nécessiter l'isolement de certains éléments raides par des joints périphériques s'ils sont auto-stables ou la réalisation de dispositions d'appui mobiles ou de glissements organisés (par exemple volée d'escalier trop raide relativement au contreventement, à désolidariser horizontalement d'un plancher).

L'attention du projeteur doit être attirée sur le fait que les modèles de calcul des capacités résistantes ne donnent généralement pas directement des valeurs enveloppes des déformations susceptibles de se produire, dès qu'on s'écarte du fonctionnement linéaire élastique. La multiplication de la déformation élastique par le coefficient de comportement ne couvre pas toujours les autres sources d'assouplissement (fissuration des bétons, assouplissement des sols en situation sismique...). Lorsque les dispositions résultantes ne sont pas trop coûteuses (ce qui est fréquent), la nocivité d'éventuels entrechoquements ou perte d'appui est telle que prendre un coefficient de sécurité

complémentaire supérieur à 2 sur les déplacements prévisibles est une précaution souhaitable.

Des dispositions constructives, à imposer explicitement, doivent permettre d'éviter les risques d'obstruction du joint ou de blocage des glissements (par exemple, préférer des appareils d'appui en élastomères à des surfaces de glissement mal protégées).

### 5.2.3 Les structures en béton armé

L'Annexe A de l'Eurocode 8-3 donne des indications pour les chemisages en béton armé, les chemisages en acier et les chemisages par fibres. Le **Erreur ! Source du renvoi introuvable.** résume les modèles proposés pour le calcul des principales grandeurs mécaniques sur lesquelles se portent les justifications locales.

#### 5.2.3.1 Chemisage en béton armé

Le calcul de justification locale des éléments renforcés par un chemisage en béton armé se fonde sur les hypothèses suivantes :

- le comportement de la structure est monolithique,
- l'effort normal est supposé agir sur l'ensemble de l'élément chemisé,
- ce sont les propriétés du béton ajouté qui s'appliquent à toute la section de l'élément.

*Les valeurs des propriétés des matériaux à employer diffèrent selon la grandeur calculée. Rotation de corde à la plastification, rotation ultime et moment de plastification :*

ACIER : valeur moyenne pour l'acier existant divisée par le coefficient de confiance, valeur nominale pour les armatures ajoutées,

BETON : valeur nominale.

*Résistance à l'effort tranchant :*

ACIER : valeur moyenne pour l'acier existant divisée par le coefficient de confiance, valeur nominale pour les armatures ajoutées,

BETON : valeur nominale pour le béton ajouté et valeur moyenne divisée par le coefficient de confiance pour le béton existant (contrairement à l'hypothèse de départ spécifiant que les propriétés du béton ajouté s'appliquent à toute la section de l'élément).

#### 5.2.3.2 Chemisage en acier

La principale hypothèse de calcul est que la résistance du chemisage en acier à l'effort tranchant s'ajoute à la résistance existante à condition de rester dans le domaine élastique. L'évaluation de la résistance supplémentaire apportée par le chemisage est valable seulement dans le cas où moins de 50% de la limite élastique du chemisage est utilisée.

ACIER : la limite d'élasticité de calcul de l'acier apporté est prise égale à sa limite nominale divisée par le coefficient partiel applicable à l'acier (EN1998-1).

#### 5.2.3.3 Plaquage et enrobage par polymères renforcés de fibres

La capacité de résistance à l'effort tranchant après renforcement est égale à la somme de la capacité résistante de l'élément initial à laquelle s'ajoute la résistance du polymère. La capacité résistante qui en résulte ne peut être prise supérieure à la résistance maximale en cisaillement de l'élément en béton.

Technique de confortement	Grandeurs mécaniques évaluées (vérifications en capacité)	Eurocode 8-3
Chemisage en béton armé	Rotation de corde à la plastification $\theta_y^*$ Rotation ultime de corde $\theta_u^*$ Moment à la plastification $M_y^*$ Résistance à l'effort tranchant $V_R^*$	Référence A.4.2
Chemisage en acier	Résistance (supplémentaire) à l'effort tranchant $V_j$	Référence A.4.3
Plaquage et enrobage par polymères de fibres	Effet sur la rotation de corde et la résistance en flexion négligeable Résistance à l'effort tranchant $V_{Rd,f}$ (section rectangulaire) ou $V_f$ (section circulaire) Niveau de pression de confinement $f_l'$	Référence A.4.4

Tableau 5-1 : Modèles de calcul développés dans l'Eurocode 8-3 – béton armé

### 5.2.4 Les structures métalliques et structures mixtes

L'Annexe B de l'Eurocode 8-3 fournit les formules à retenir pour les justifications locales du renforcement. Le Tableau 5-2 expose, suivant les techniques de renforcement, les principales grandeurs mécaniques sur lesquelles reposent les vérifications locales.

Les techniques de confortement sont parfois multiples pour un même objectif (raidissement des poteaux par exemple). Certaines justifications locales sont donc communes à plusieurs techniques.

L'Eurocode 8-3 propose également plusieurs procédures détaillées de dimensionnement spécifiques à certains types de confortement :

- dimensionnement pour les sections réduites de poutres, dimensionnement d'un affaiblissement de poutres,

- dimensionnement de jarrets pour les assemblages poteaux-poutres,
- dimensionnement des couvre-joints au niveau de l'assemblage poteau-poutre.

Le Tableau 5-3 résume, pour les trois états-limites de dommages, les principales exigences générales permettant de garantir un bon comportement de la structure sous séisme. L'accent est mis sur les capacités de déformations des éléments structuraux à envisager pour les vérifications du confortement.

L'Eurocode 8-3 impose également de nombreuses dispositions constructives pour chaque type de confortement. Assurer le respect de ces dispositions est essentiel pour garantir le bon comportement de la structure renforcée. De plus, il convient de noter l'importance de la qualité de mise en œuvre sur le chantier des dispositions constructives prescrites.

Technique de confortement	Grandeurs mécaniques	Eurocode 8-3
Affaiblissement des poutres	Capacité de rotation minimale à respecter suivant les différents états-limites	B.5.3.4
Raidisseur au niveau des poteaux (pour pallier à l'insuffisance de stabilité)	Résistance minimale des raidisseurs	B.5.4.1
Renforcement de poteaux pour pallier à un manque de résistance	Valeurs limites de compression axiale, différentes suivant les états limites	B.5.4.2
Assemblage de poteaux soudés (rabotage de poteaux)	Valeur minimale de résistance au cisaillement. Valeur minimale de résistance en flexion.	B.5.4.4
Toutes techniques de renforcement des poteaux	Condition sur l'épaisseur de la zone de panneau à l'intersection du poteau et de la poutre.	B.5.4.5
Éléments mixtes : enrobage en béton armé des poteaux	Condition sur le rapport entre la largeur des semelles et la largeur du poteau renforcé.	B.5.4.6
Contreventements diagonaux	Contrainte sur la valeur de la compression axiale	B.5.5.2
Toutes techniques visant à éloigner la zone de formation des rotules plastiques de la zone de panneau	Condition sur le rapport du moment poteau / poutre Exigences relatives aux poutres et aux poteaux en termes d'emplacement des rotules, de grandeurs géométriques et de limites de rotation aux différents états limites.	B.6.2.1

Tableau 5-2 : Modèles de calcul développés dans l'Eurocode 8-3 – structures métalliques

Etat limite de dommages	Vérifications	Eurocode 8-3
Limitation de dommages DL	<b>Exigences générales</b> - Pas de plastification dans les poteaux - Pas de flambement en flexion ou sous effort normal des poteaux - Pas de flambement des contreventements diagonaux  <b>Capacité de déformation des éléments</b> - Valeurs limites de la capacité post-élastique des éléments structuraux : valeurs de rotation pour l'extrémité des poutres et des poteaux, valeurs de déformation axiale pour les contreventements comprimés, les contreventements en traction et les poutres et poteaux en traction  <b>Zone de panneau au niveau de l'assemblage poteau-poutre</b> - La zone reste élastique.	B.5.1
		B.5.2
Dommages significatifs SD	<b>Exigences générales</b> - Assurer le développement du moment plastique dans les poutres avant l'apparition d'un voilement - Pas de plastification dans les poteaux - Pas de flambement en flexion ou sous effort normal des poteaux  <b>Capacité de déformation des éléments</b> - Valeurs limites de la capacité post-élastique des éléments structuraux	B.5.1
		B.5.2
Quasi-effondrement NC	<b>Exigences générales</b> - Limiter le voilement local dans les poutres  <b>Capacité de déformation des éléments</b> - Valeurs limites de la capacité post-élastique des éléments structuraux	B.5.1
		B.5.2

**Tableau 5-3 : Exigences pour les trois états-limites de dommage**

Éléments	Capacité	Eurocode 8-3
Éléments soumis à effort normal + flexion	Mur contrôlé par la flexion	C.4.2
	Mur non contrôlé par la flexion	
Éléments soumis à un effort tranchant	Mur contrôlé par l'effort tranchant	C.4.3
	Mur non contrôlé par l'effort tranchant	

**Tableau 5-4 : Modèles EC8-3 pour estimer la capacité des éléments maçonnés**

### 5.2.5 Les structures en maçonnerie

L'Eurocode 8-3 envisage sept types de renforcement pour les structures en maçonnerie :

- le renforcement à l'intersection des murs,
- le raidissement de planchers afin de mieux assurer un effet diaphragme et une bonne répartition des efforts sur les murs,
- le renforcement par ajout de tirants métalliques pour améliorer le comportement d'ensemble du bâtiment,
- le renforcement des murs par jointoiement au mortier de ciment,
- le renforcement des murs par chemisage en béton armé,
- le renforcement des murs par ajout de profilés métalliques,
- le renforcement par chemisage en polymère.

Le principe des justifications locales est peu abordé, l'annexe informative se concentrant sur les dispositions constructives à respecter. Les capacités fournies dans la partie C.4 peuvent néanmoins être utilisées pour le calcul

du confortement. Le Tableau 5-4 rappelle les modèles proposés pour les capacités des éléments.

### 5.3 Dossier de justification de la structure renforcée

A la fin des travaux de renforcement un dossier de justification de la structure renforcée doit être fourni au maître d'ouvrage qui récapitule les différentes étapes de renforcement de la structure, du diagnostic initial au dossier « tel que renforcé ».

Ce dossier de justification de la structure peut s'envisager en six grandes parties :

**Partie 1.** Présentation de l'état initial du bâtiment et rappel du diagnostic de capacité parasismique. Cette partie correspond à une référence validée et éventuellement réactualisée à l'étape de diagnostic, avec identification des pistes de renforcement à développer et éventuellement une analyse d'optimisation socio-économique (Étape 0).

**Partie 2.** Description qualitative du principe de renforcement choisi, et identification des points durs de la conception, avec pré-évaluations budgétaires (précision "esquisse") et la présentation plus ou moins développée des autres besoins de capacité résistante. Cette partie correspond à l'achèvement de l'étape 1 et peut constituer un point d'arrêt de la mission. Son intérêt ne relève plus que de l'historique contractuel avec l'achèvement de l'étape 2.

**Partie 3.** Justification qualitative et quantitative de la structure primaire de l'ouvrage renforcé et comportement des éléments structuraux secondaires et des éléments non structuraux. Il s'agit des études globale et locales du projet de confortement. Cette justification peut nécessiter des ajustements itératifs. Les itérations présentées dans les rapports à l'avancement peuvent n'être qu'annexées au dossier de justification final. Ce document reprend les résultats des étapes 2 et 3. Les conclusions de l'étape 2, notamment les réajustements d'estimation économique, peuvent avoir conduit à un point d'arrêt avant ou lors de la finalisation de l'étape 3.

**Partie 4.** Dossier de consultation des entreprises sur le projet de renforcement, y compris éventuelles spécifications particulières de méthode, modalité de contrôle et de réception des travaux... Ce document peut ne comporter que les conséquences opérationnelles des analyses des étapes 2 et 3. On y ajoutera généralement les spécifications du suivi de chantier par le maître d'ouvrage (contrôle qualité, modalité de réception ...), y compris des éventuelles assurances communes, installations de chantiers, et éventuelles interférences entre le chantier et les installations conservées en service.

**Partie 5.** Dépouillement des offres, recommandation, et mise à jour des coûts. Mise en place des structures de coordination et de contrôle du chantier. Rapports de conduite de l'étape 4.

**Partie 6.** Production du dossier « tel que renforcé » de l'ensemble du bâtiment (sauf zones explicitement exclues pour absence de modification du cheminement des efforts sismiques éventuels).

Il y a généralement intérêt à produire dans ce document une mise à jour de l'étape 2 (présentation qualitative du fonctionnement parasismique de l'ouvrage renforcé), à l'attention du maître d'ouvrage et des exploitants ultérieurs, pour leur permettre de respecter ce fonctionnement lors d'éventuels réaménagements ultérieurs.

Il peut également être utile d'extraire des documents de l'étape 3 (après remise à jour) les éléments nécessaires aux justifications d'éventuels équipements sensibles et/ou de modification des éléments non-structuraux.





## 6 Types de dommages – Images et commentaires

Ce chapitre a pour objet d'illustrer les dommages affectant des bâtiments et d'en commenter les causes. Ces constats sont issus de différentes missions post-sismiques effectuées dans des régions touchées par un séisme.

L'importance des dommages dépend notamment :

- du niveau de l'intensité sismique, des caractéristiques du sol d'assise, de phénomènes de liquéfaction de ce sol, du mouvement d'une faille ;
- des irrégularités de conception ;
- du manque de dispositions constructives ;
- d'une qualité de construction médiocre.

Les bâtiments considérés sont les suivants :

- Bâtiments en béton dont le système de contreventement est assuré par :
  - Une ossature poteaux-poutres avec des remplissages ou non en maçonnerie ;

- Des murs en béton (murs ductiles ou murs de grande dimension en béton peu armé)

- Bâtiments en maçonnerie
- Bâtiments en acier
- Bâtiments en bois

Un paragraphe traite de l'entrechoquement entre des bâtiments mitoyens. Des exemples de réhabilitation de bâtiments existants et d'ouvrages sont ensuite présentés.

### 6.1 Séismes considérés

Ils sont récapitulés dans le tableau suivant.

Désignation	Date	Pays	Magnitude	Profondeur foyer (km)	Nombre de morts
L'Aquila	06/04/2009	Italie	6,3	8,8	≈ 300
Chuetsu-Oki (Kashiwasaki-Kariwa)	16/07/2007	Japon	6,6	10	≈ 10
Al Hoceïma	24/02/2004	Maroc	6,4	2	≈ 600
Bhuj	26/01/2001	Inde	7,7	16	20 085
Chi-Chi	21/09/1999	Taiïwan	7,6	33	2 416
Epagny	15/07/1996	Haute Savoie, France	5,0	3	0
Kocaeli (Izmit)	17/08/1999	Turquie	7,6	17	17 118
Northridge	17/01/1994	Californie, USA	6,7	19	57
Loma Prieta	17/10/1989	Californie, USA	6,9	15 à 18	≈ 60
Hyogo-Ken Nambu (Kobé)	17/01/1995	Japon	6,9	22	5 502
Mexico, Michoacan	19/09/1985	Mexique	8,0		9 500
Lambesc	11/06/1909	France	6,2		46

Tableau 6-1 : Tremblements de terre considérés dans le chapitre 6

### 6.2 Rappel des principes de conception réglementaires

L'EN 1998-1 stipule en particulier que :

« Les principes qui guident la conception vis-à-vis de l'aléa sismique sont :

- La simplicité de la structure ;
- L'uniformité, la symétrie et l'hyperstaticité ;
- La résistance et la rigidité dans les deux directions ;
- La résistance et la rigidité vis à vis de la torsion ;
- L'action de diaphragmes au niveau des planchers ;

- Des fondations appropriées ».

Pour ce qui concerne des bâtiments voisins ou mitoyens, les termes de l'EN 1998-1 (cf. § 4.4.2.7 de l'Eurocode 8-1) sont les suivants : « Les bâtiments doivent être protégés contre l'entrechoquement avec des structures adjacentes ou entre des unités structurellement indépendantes du même bâtiment. »

## 6.3 Bâtiments en béton

### 6.3.1 Bâtiments à ossature en béton armé, avec remplissages en maçonnerie ou sans

#### 6.3.1.1 Irrégularités en plan et en élévation

L'irrégularité en plan conduit à des phénomènes de torsion sollicitant inégalement les éléments verticaux de contreventement. Les irrégularités en élévation entraînent une faiblesse de résistance d'un niveau qui peut conduire à la rupture de ce niveau dans le cas où les éléments verticaux de contreventement n'ont pas été correctement dimensionnés et où les dispositions constructives sont insuffisantes (comportement non ductile). Par ailleurs, une conception poteaux faibles-poutres fortes en capacité de résistance peut être à l'origine d'un mécanisme de rupture des poteaux et d'un effacement du niveau le plus faible ou d'un effondrement généralisé du bâtiment, les planchers se superposant les uns sur les autres.

#### 6.3.1.2 Cas d'effondrement généralisé



Figure 6-1 : Kocaeli 1999 – Effondrement généralisé du bâtiment de droite et interaction avec le bâtiment mitoyen.



Figure 6-2 : Al-Hoceima 2004 – Effondrement généralisé du bâtiment.

#### 6.3.1.3 Effondrement d'un niveau intermédiaire dû à une faiblesse des éléments verticaux de ce niveau.



Figure 6-3 : Kobé 1999 – Mairie, rupture du 6<sup>ème</sup> niveau



Figure 6-4 : Kobé 1999 – Rupture du 5<sup>ème</sup> niveau

#### 6.3.1.4 Cas de l'effondrement du 1<sup>er</sup> niveau

Dans de nombreux bâtiments le 1<sup>er</sup> niveau d'entrée ou de commerces comporte des volumes plus importants que les niveaux supérieurs avec moins d'éléments verticaux (suppression de murs et de poteaux associée à une difficulté du report des efforts inertiels). Il y a, à ce niveau, une discontinuité du contreventement vertical ; cette transparence du 1<sup>er</sup> niveau s'accompagne souvent d'une irrégularité en plan qui conduit à un phénomène de torsion en augmentant les sollicitations au droit des poteaux d'angle. Ces singularités entraînent un effondrement du 1<sup>er</sup> niveau dû à la rupture des éléments verticaux.

Les exemples suivants proviennent d'observations à la suite du séisme de Kocaeli (Turquie) en 1999.





Le même type de dommage, à la suite des séismes de Bhuj 2001 (Inde) et de l'Aquila 2009 (Abruzzes, Italie)



### 6.3.1.5 Cas de la présence de poteaux courts

La présence de poteaux courts constitue une discontinuité de rigidité et de déformation qui conduit à une concentration des efforts vers les poteaux courts plus rigides. Cette concentration des efforts conduit à un endommagement des poteaux courts qui peut être à l'origine d'un effondrement plus ou moins localisé. Lorsque des cloisons en maçonnerie ne règnent que sur une partie de la hauteur des poteaux, ceux-ci fonctionnent en poteau court. Par ailleurs, des effondrements localisés des cloisons durant le séisme, peuvent créer des poteaux courts. L'endommagement de ces poteaux est généré par des efforts de cisaillement alterné.

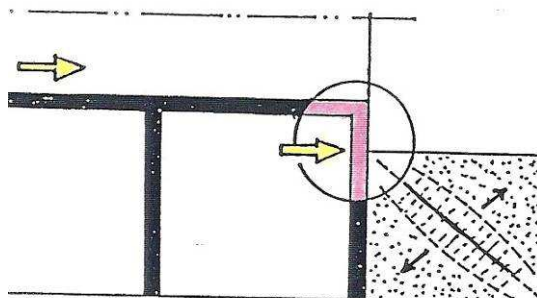


Figure 6-5 : Epagny 1996 – Bâtiment d'habitation R+7. La présence d'un local en maçonnerie au rez-de-chaussée crée un fonctionnement en poteau court d'un poteau de rive endommagé par éclatement du parement et flambement des armatures.

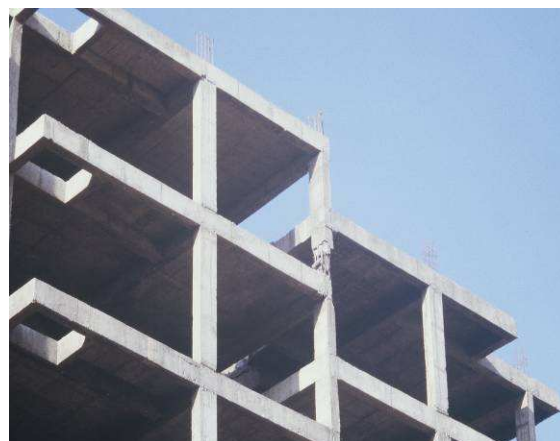


Figure 6-6 : Bhuj 2001 - Poteaux courts dus à des niveaux de plancher décalés.





**Figure 6-7 : L'Aquila 2009 – Poteau court dû à la liaison avec le limon d'un escalier.**



**Figure 6-8 : L'Aquila 2009 - Pettino, bâtiment irrégulier en plan et en élévation avec des poteaux courts.**



**Figure 6-9 : L'Aquila 2009 - Pettino, endommagement de poteaux courts par cisaillement et un manque de confinement transversal.**

### 6.3.1.6 Insuffisance des dispositions constructives et qualité médiocre de la réalisation

Aux irrégularités de conception précédemment illustrées, viennent s'ajouter des dispositions constructives de ferrailage « pauvres », en particulier au droit des liaisons poteaux-poutres, associées souvent à une mauvaise qualité de la réalisation, à savoir :

- armatures transversales très insuffisantes pour assurer un confinement des zones critiques à la connexion poteaux-poutres et dans les zones de recouvrement des armatures principales,
- ancrage insuffisant des armatures transversales,

- mauvaise conception de la disposition des armatures principales de poteaux et de poutres dans les nœuds de liaison, en particulier pour ce qui concerne les poteaux de rive (manque de confinement du nœud, ancrage des armatures principales des poutres insuffisant avec risque de poussées au vide...),
- reprises de bétonnage non traitées pour assurer une bonne adhérence,
- béton de caractéristiques mécaniques faibles et mise en œuvre médiocre (hétérogénéité, nids de cailloux...)

Tous ces défauts de dispositions constructives et de qualité de réalisation conduisent à une capacité de résistance faible des éléments structuraux qui constituent le système de contreventement et à un mécanisme de rupture fragile des connexions poteaux-poutres.



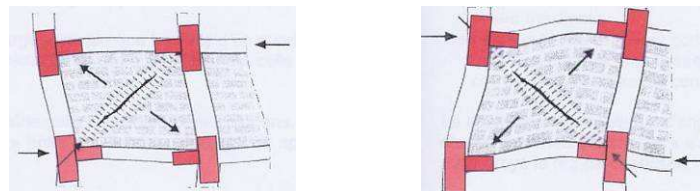
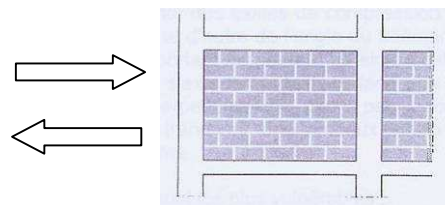
**Figure 6-10 : Chi-Chi 1999 - Manque de confinement du nœud de liaison poteau de rive et poutre.**



**Figure 6-11 : Chili 2010 - Armatures transversales trop espacées et insuffisamment ancrées, pourcentage élevé des armatures longitudinales de diamètre important eu égard aux dimensions du poteau.**



Figure 6-12: Chi-Chi 1999 - Manque de confinement transversal d'un poteau de rive fragilisé par la présence d'une évacuation d'eau pluviale.



Fissuration due à des efforts de cisaillement alternés

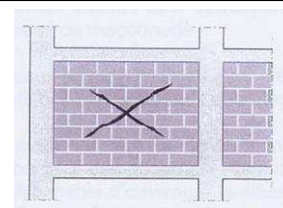


Figure 6-13: Chi-Chi 1999 – Manque de confinement transversal dans une zone de recouvrement à la base d'un poteau.

### 6.3.1.7 Comportement des panneaux de maçonnerie de remplissage à l'intérieur de l'ossature en béton

- Mode de fonctionnement dans leur plan

Lorsque les panneaux sont bloqués contre l'ossature, ils participent au contreventement compte tenu de l'apport de leur rigidité et sont soumis principalement à des efforts de cisaillement.

- Mode de fonctionnement hors plan

Lors de sollicitations sismiques perpendiculaires à leur plan, des panneaux de maçonnerie non conçus pour ces efforts s'effondrent. Il convient de noter que ces fissurations et ruptures de panneaux de maçonnerie qui se manifestent pendant la durée du séisme modifient d'une façon aléatoire le comportement dynamique du bâtiment par modifications localisées de la rigidité des éléments verticaux de contreventement.

Les exemples ci-après illustrent ces modes de fonctionnement et les dommages associés.







Figure 6-14 : L'Aquila 2009 - Bâtiments d'habitation R+3, fissures de cisaillement.



Figure 6-15 : L'Aquila 2009 - Bâtiments d'habitation, fissures de cisaillement.



Figure 6-17 : Kocaeli 1999 - Panneaux sollicités perpendiculairement à leur plan.



Figure 6-16 : Kocaeli 1999 - Ville d'Adaparazi, fissures de cisaillement au droit des trumeaux.

### 6.3.2 Bâtiments contreventés par des voiles en béton

Ce type de bâtiments, à condition qu'il n'y ait de fortes irrégularités de conception, a un comportement sismique « robuste » qui pardonne des défauts de dispositions constructives et de qualité de réalisation. Généralement, les dommages restent localisés en affectant les éléments les plus sollicités, sans conduire à un effondrement.



Figure 6-18 : Chi-Chi 1999 - Bâtiment contreventé par des voiles et parement extérieur en maçonnerie.



Figure 6-19 : Dommage localisé à l'extrémité d'un voile, malgré la pauvreté du confinement



Figure 6-20 : Chi-Chi 1999 – Fissure de cisaillement et rupture de l'enrobage au droit d'une reprise de bétonnage et d'une zone de recouvrement.

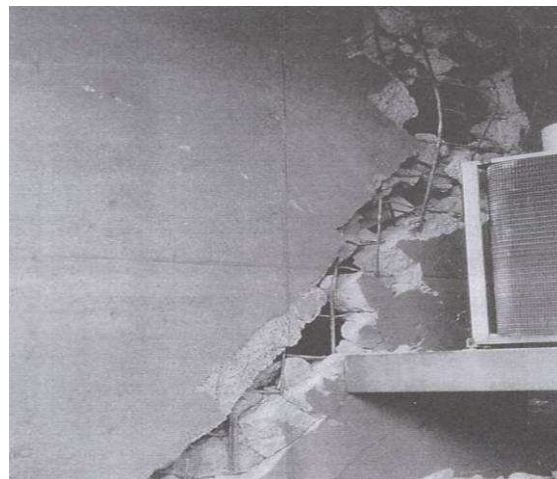


Figure 6-21 : Kobé 1995 – Fissure de cisaillement (type brèche) d'un voile de contreventement d'un bâtiment de 12 niveaux non effondré.

## 6.4 Bâtiments en maçonnerie

Les bâtiments en maçonnerie sont soit des maisons individuelles (RdC, R+1), soit des petits collectifs (au maximum R+4).

Il est possible de distinguer :

- des bâtiments traditionnels anciens (maisons de pays) comportant des murs épais en pierres taillées ou non, mal appareillées, non chaînées avec la charpente de toiture posée sur les murs ;
- des bâtiments plus récents en maçonnerie de blocs de béton ou de terre cuite.

Le premier type de bâtiments, non conçus pour résister à un séisme, a un comportement fragile dû à un manque de chaînage et à un défaut de monolithisme. Les murs s'écartent les uns par rapport aux autres entraînant la chute des planchers et des éléments non structuraux (séismicité faible à modérée, cf. le séisme d'Epagny) et il se produit un effondrement partiel à général pour des séismicités moyenne à forte (cf. séismes de Lambesc, de L'Aquila.....).

Le second type de bâtiments a un comportement analogue au premier type lorsqu'il n'a pas de conception parasismique et de chaînages, conduisant à un effondrement partiel ou global pour une séismicité moyenne à forte. Pour une séismicité modérée à moyenne, lors du séisme d'Epagny, un immeuble d'habitation (R+3) a subi des dommages importants, en particulier au droit de trumeaux entre baies vitrées qui n'avaient pas de chaînages armés verticaux. Par ailleurs, dans le cas d'un immeuble R+7, un local situé au rez-de-chaussée contigu à un poteau de rive, sans joint de séparation, a conduit à un fonctionnement en poteau court et à un transfert d'efforts de cisaillement, non prévu, vers les murs du local. En conséquence, les murs de ce local ont été fortement fissurés par un mode de cisaillement.



Maisons et bâtiments traditionnels

Exemples de bâtiments à la suite des séismes de Lambesc et d'Epagny



Figure 6-22 : Lambesc 1909 – Effondrement de maisons traditionnelles.



Figure 6-23 : Epagny 1996 – Mairie à murs en pierres non appareillées, fortement endommagée ; le bâtiment a été démoli.

Pour ce qui concerne le séisme d'Epagny, de nombreux éléments de façade non structuraux (encorbellements en maçonnerie et pierre) et cheminées se sont effondrés en chutant dans les rues. Le séisme a eu lieu en pleine nuit à 2h13 du matin et personne n'a été blessé. Il en aurait été autrement si le séisme avait eu lieu dans la journée. La conséquence à en tirer est que pour des séismes modérés, il faut porter attention à l'amélioration de la stabilité de ces éléments non structuraux.



Figure 6-24 : L'Aquila 2009 – Murs en pierres de remplissage : effondrement et destruction d'une partie de l'épaisseur des murs.





Figure 6-26 : Loma Prieta 1989 – Petit collectif comportant un rez-de-chaussée transparent peu contreventé (San Francisco, zone de la Marina).



Figure 6-25 : Epagny 1996 – La façade avec baies vitrées est en maçonnerie d'agglomérés de béton ; elle participe au contreventement dans la direction transversale. Les trumeaux entre les baies n'ont pas de chaînage vertical et sont très fissurés (cisaillement). Le bâtiment a été évacué et renforcé provisoirement par des étais.



Figure 6-27 : Loma Prieta 1989 – Gros plan sur le rez-de-chaussée du bâtiment de la figure 6-26, illustration de l'absence de contreventement.

## 6.5 Bâtiments en bois

Les bâtiments en bois ont généralement un bon comportement sismique. Toutefois, plusieurs facteurs peuvent être à l'origine d'instabilité et d'effondrements :

- insuffisance de contreventement associé quelquefois à des toitures lourdes (cas de temples avec des toitures recouvertes de tuiles vernissées),
- niveau du rez-de-chaussée ouvert et transparent peu contreventé qui devient instable et présente un risque d'effacement,
- vieillissement et non entretien qui diminuent les capacités de résistance de l'ossature.

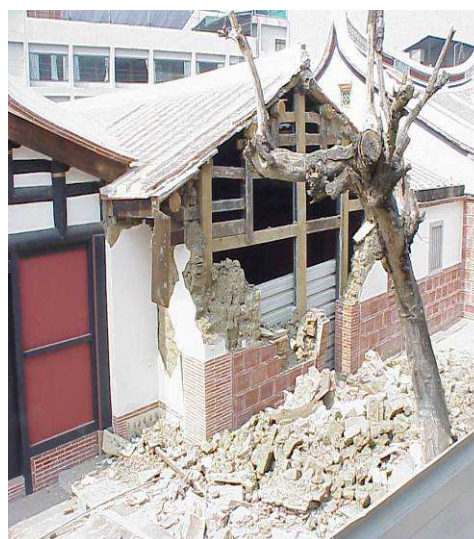


Figure 6-28 : Chi-Chi 1999 – Petit temple : le parement en briques en surépaisseur a été éjecté, l'ossature en bois est restée stable.





Figure 6-29 : Kocaeli 1999 – Maison individuelle à ossature bois et remplissage en briques dans l'épaisseur de l'ossature. La conception est régulière, le remplissage participe au contreventement.



Figure 6-30 : Chetsu-Oki 2007 – Maison individuelle : insuffisance de contreventement.



Figure 6-31 : Chetsu-Oki 2007 – Maison individuelle : insuffisance de contreventement.

## 6.6 Bâtiments en acier

Les bâtiments à ossature métallique (contreventement par palées de stabilité et par portiques) ont généralement un bon comportement sismique, compte tenu en particulier d'une masse plus faible que les bâtiments en béton et d'un comportement ductile (capacité de déformation plastique

au delà de la déformation élastique). En conséquence, les dommages restent souvent localisés (instabilité par flambement d'éléments structuraux de stabilité, désordre au droit d'assemblages, formation de rotules plastiques à la connexion poutres-poteaux). En conséquence, l'effondrement d'un bâtiment en acier est dû à un défaut de conception ou à un défaut grave de réalisation. Lors du séisme de Mexico en 1985, un bâtiment en acier de grande hauteur s'est effondré : une des causes avait été de remplacer sur un niveau, un poteau métallique par un poteau en béton d'environ même profil.



Figure 6-32 : Kobé 1995 – Instabilité des diagonales de contreventement.







**Figure 6-33 : Mexico 1995 – Flambement localisé d’un poteau caisson par défaut de soudure. Sur un ensemble de cinq IGH, deux se sont effondrés.**

#### *Cas du séisme de Northridge*

Lors du séisme de Northridge, des bâtiments à ossature métallique (portiques) subirent des dommages, en particulier au droit des liaisons poteaux-poutres (apparition de fissures, notamment au niveau d’assemblages par soudure).

### **6.7 Bâtiments mitoyens, joints et interactions entre ces ouvrages**

L’EN 1998-1 stipule dans son article 4.4.2.7 que :

« Les bâtiments doivent être protégés contre l’entrechoquement avec des structures adjacentes ou entre des unités structurellement indépendantes du même bâtiment. »

Pour des bâtiments mitoyens séparés par un joint, il y a risque d’entrechoquement si l’ouverture du joint est inférieure aux déplacements sous séisme de ces bâtiments. Dans le cas de deux bâtiments de hauteurs différentes et de niveaux de planchers décalés, la toiture du bâtiment dont la hauteur est plus faible peut conduire par choc à la rupture des éléments verticaux du bâtiment le plus haut.

Dans le cas d’un joint de séparation entre deux blocs d’un même bâtiment ayant la même conception structurale, le choc se produit entre les planchers de même niveau ; il s’ensuit généralement des dommages localisés de part et d’autre du joint.

Par ailleurs, des passerelles de liaison entre deux bâtiments sont susceptibles d’un effet « coup de bélier ».



**Figure 6-34 : Kobé 1995 – Interaction par des passerelles de liaison.**



**Figure 6-35 : Kobé 1995 – Les passerelles de liaison conduisent à la rupture des éléments verticaux impactés.**





Figure 6-36 : Chi-Chi 1999 – Joint de faible ouverture au droit de deux blocs de la même structure.



Figure 6-39 : Mexico 1985 – Joint de faible ouverture et entrechoquement entre deux bâtiments contigus.



Figure 6-37 : Chi-Chi 1999 – Joint de faible ouverture rempli d'un matériau d'interposition.

## 6.8 Exemples de solutions de renforcement

### 6.8.1 Mise à niveau sismique de bâtiments à Berkeley (USA)

A la fin des années 1990, un projet de mise à niveau sismique de plusieurs bâtiments de l'université de Berkeley et de certains bâtiments de la ville de Berkeley a été effectué. Il a conduit à la mise en œuvre de différentes solutions de renforcement adaptées à la typologie des bâtiments concernés.

Quelques-unes sont présentées ci-après et illustrées par des photographies.

- Bibliothèque de l'université

Ce bâtiment en pierres taillées date du XIX<sup>ème</sup> siècle. L'objectif est de conserver l'architecture de cet ouvrage. En conséquence, la solution retenue a été de mettre en place sous le bâtiment des appuis parasismiques associés à des amortisseurs. Ce choix a nécessité de réaliser de gros travaux en sous œuvre. Par ailleurs des tirants ont permis d'assurer un monolithisme à la structure.



Figure 6-38 : Kocaeli 1999 – Joint de faible ouverture et entrechoquement entre deux bâtiments contigus.





Figure 6-40 : Vues extérieure et intérieure de la bibliothèque



Figure 6-41 : Appui parasismique en place



Figure 6-42 : Vue d'un amortisseur

- Bâtiment de l'université (rez de chaussée ouvert et deux niveaux supérieurs avec encorbellement)



Figure 6-43 : Mise en place d'éléments de stabilité associés à des amortisseurs pour contreventer le niveau rez-de-chaussée de ce bâtiment R+2

- Bâtiment (garages) dans la ville de Berkeley







Figure 6-44 : Bâtiment de garages (R+4+Terr) renforcé par l'extérieur par ajout d'une ossature métallique de contreventement

- Exemple de la conception du contreventement d'un bâtiment métallique en construction



Figure 6-45 : Contreventement réalisé par des diagonales associées à des amortisseurs

### 6.8.2 Renforcement d'un bâtiment à Kashiwasaki-Kariwa (Japon)

Lors de la mission post-sismique à la suite du séisme de Chuetsu-Oki, il a été observé un bâtiment (R+2) qui avait été renforcé par des diagonales en V au droit des grandes baies vitrées. Cet ouvrage ainsi renforcé a subi le séisme de Chuetsu-Oki : la stabilité de l'ouvrage reste assurée et seules quelques fissures apparaissent au droit de linteaux au-dessus d'ouvertures. Ce constat démontre l'efficacité de la solution de renforcement adoptée

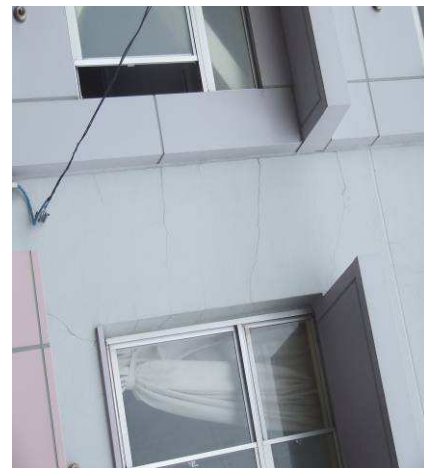
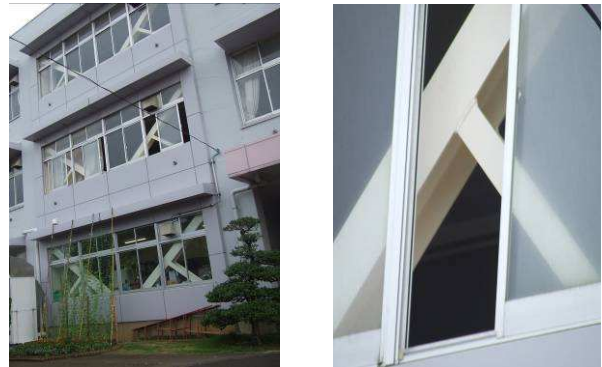


Figure 6-46 : Bâtiment à ossature en béton armé renforcé par un contreventement métallique

### 6.8.3 Renforcement d'un bâtiment à Mendoza (Argentine)

Ce bâtiment (R+3) est une école située place de l'Indépendance à Mendoza. La construction comporte une ossature en béton armé ; les trois niveaux supérieurs sont en encorbellement par rapport au niveau du rez-de-chaussée. Il comporte des façades longitudinales vitrées et des murs en pignon. Le renforcement parasismique consiste à réaliser un contreventement extérieur d'une part vertical par la mise en place de profilés en croix de St André qui sont fondés le long des façades longitudinales, d'autre part horizontal au niveau du premier niveau en encorbellement par la mise en place de profilés métalliques (type poutre au vent) qui transfèrent les efforts aux éléments de l'ossature en béton armé.



Figure 6-47 : Mise en place d'un treillis métallique sur toute la périphérie avec renforcement des diaphragmes horizontaux

#### 6.8.4 Renforcements à la suite du séisme d'Epagny (France)

A la suite du séisme d'Epagny, plusieurs réhabilitations de bâtiments ayant subi des dommages ont été entreprises. Quelques exemples sont présentés ci-après.

- Bâtiment crèche de Metz-Tessy

Extérieurement, ce bâtiment en maçonnerie avait quelques dommages dont la chute d'un fronton en pierre situé à la hauteur du comble en toiture. Par ailleurs, plusieurs désordres intérieurs (chute d'enduits et fissuration de cloisons) ont été constatés.

La réhabilitation a consisté en la réalisation de chaînages horizontaux (au niveau du plancher et de la toiture) et verticaux, la mise en place de tirants suivant deux directions horizontales et un renforcement des planchers (1<sup>er</sup> étage et comble).

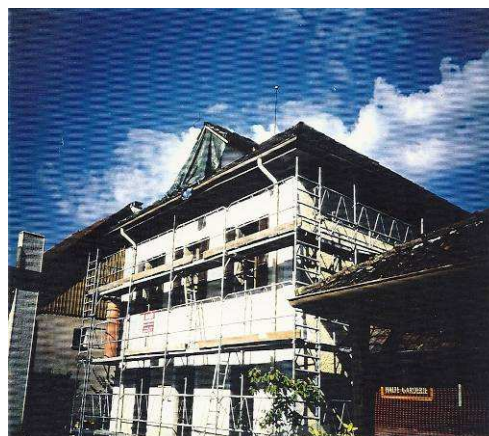


Figure 6-48 : Échafaudage pour la réalisation des travaux de réhabilitation



Figure 6-49 : Vue d'un croisement de tirants sous plancher

- Lycée Berthollet (R+2)

Ce bâtiment comporte des murs en maçonnerie (pierres), des planchers à ossature bois et une charpente de toiture en bois. Il n'est pas chaîné et sous l'action du séisme les murs se sont déplacés (écartement des murs de façade par rapport aux murs de refends) conduisant à une fissuration des cloisons et à des chutes de zones de plafond de plâtre sur un lattes en bois. Une première réhabilitation conservatoire a été réalisée par la mise en place de tirants en tête des murs sous planchers et une injection des fissures.

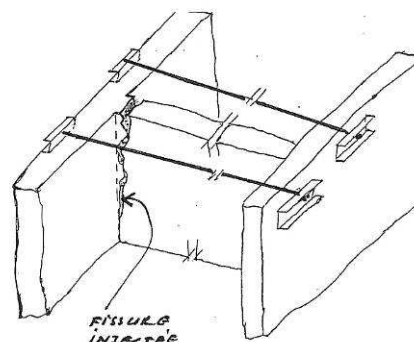


Figure 6-50 : Schéma de mise en place des tirants





Figure 6-51 : Ancrage des tirants sous le plancher

- Bâtiment « les Gentianes » à Meythet

Les désordres affectant ce bâtiment d'habitation ont été présentés succinctement au § 6.4 précédent.

Il a subi une profonde réhabilitation pour le sécuriser et lui rendre son usage. En particulier, des contre-voiles en béton armé ont été mis en place sur tous les murs extérieurs avec renforcement des fondations.

### 6.8.5 Renforcement de la chapelle « S.Maria Dei Centurelli » (Abruzzes, Italie)

Cette chapelle du XVI<sup>ème</sup> siècle a fait l'objet d'une première restauration à base d'éléments en béton armé jugés par la suite trop massifs et peu efficaces. En conséquence une deuxième restauration a été entreprise. Les éléments en béton armé ont été déposés. Deux lits de tirants ont été disposés dans la direction transversale ; ils sont associés à des tirants longitudinaux. Ces tirants retiennent les murs et assurent un comportement monolithique de l'édifice.

Les observations effectuées après le séisme de l'Aquila, démontrent l'efficacité de ce renforcement. Les seuls dommages apparents affectent le couronnement de la baie circulaire (quelques pierres ont été éjectées) et l'édicule supportant la cloche en toiture. Ce type de structure, analogue aux souches de cheminée, subit des impacts (coups de fouet) sous séisme qui le rendent instable.



Figure 6-52 : On distingue les ancrages des lits de tirants transversaux et longitudinaux

## 6.9 Principales références du chapitre 6

### 6.9.1 Rapports de missions post-sismiques de l'AFPS

Les illustrations présentées précédemment sont issues des rapports de missions suivants :

- Séisme de L'Aquila (Abruzzes, Italie) du 6 avril 2009 ;
- Séisme de Chuetsu-Oki (Japon) du 16 juillet 2007 ;
- Séisme d'Al Hoceima (Maroc) du 24 février 2004 ;
- Séisme de Bhuj (Gujurat, Inde) du 26 janvier 2001 ;
- Séisme d'Epagny (Haute Savoie) du 15 juillet 1996 ;
- Séisme de Kocaeli (Izmit, Turquie) du 17 août 1999 ;
- Séisme de Chi-Chi (Taïwan) du 21 septembre 1999 ;
- Séisme de Northridge (Californie) du 17 janvier 1994 ;
- Séisme de Loma Prieta (Californie) du 17 octobre 1898 ;
- Séisme de Hyogo-Ken Nambu (Kobé, Japon) du 17 janvier 1995 ;
- Séisme de Mexico, Michoacan (Mexique) du 17 septembre 1995.

### 6.9.2 Sites « Internet »

- [http://earthquake.usgs.gov/earthquakes/world/world\\_deaths.php](http://earthquake.usgs.gov/earthquakes/world/world_deaths.php) Ce site renseigne sur le nombre de victimes supérieures à 1000 des séismes survenus depuis 1900.
- <http://www.seisme-1909-provence.fr/Diaporama-Seisme-de-Lambesc.html> Site relatif au séisme de Lambesc.
- <http://www.afps-seisme.org/> Site officiel de l'Association Française de Génie Parasismique (AFPS).

### 6.9.3 Autres

- Photographies relatives aux renforcements de bâtiments de Berkeley : Marc BOUCHON, mission en mai 2002 ;
- Photographies relatives au renforcement du bâtiment à Mendoza : Eric FOURNELY, mission en 2001.

## 6.10 Principaux séismes destructeurs, au XX<sup>ème</sup> siècle et début XXI<sup>ème</sup>, classés par nombre de victimes

3 à 4 millions de victimes au cours du XX<sup>ème</sup> siècle.

Date	Épicentre		Nombre de victimes	Magnitude
27/07/1976	Tangshan, Chine	39,6N 118,0E	>> 255 000	7,5
26/12/2004	Sumatra	3,30N 95,87E	227 898	9,1
12/01/2010	Haïti	18,445N 72,571O	222 570	7,0
16/12/1920	Haiyuan, Ningxia (Ning-hsia), Chine	36,5N 105,7E	200 000	7,8
01/09/1923	Kanto (Kwanto), Japon	35,3N 139,5E	142 800	7,9
05/10/1948	Ashgabat (Ashkhabad) Turkménistan	37,95N 58,32E	110 000	7,3
12/05/2008	Est du Sichuan Chine	31,002N 103,322E	87 587	7,9
08/10/2005	Pakistan	34,53N 73,58E	86 000	7,6
28/12/1908	Messine, Italie	38,15N 15,68E	72 000	7,2
31/05/1970	Chimbote, Pérou	9,36S 78,87O	70 000	7,9
20/06/1990	Ouest de l'Iran	37,0N 49,4E	40 000 à 50 000	7,4
22/05/1927	Gulang Gansu (Kansu), Chine	37,5N 102,7E	40 900	7,6
26/12/1939	Erzincan Turquie	39,8N 39,38E	32 700	7,8
13/01/1915	Avezzano Italie	41,98N 13,65E	32 610	7,0
26/12/2003	Sud-est de l'Iran	28,99N 58,31E	31 000	6,6
30/05/1935	Quetta Pakistan (Baluchistan Inde)	29,6N 66,5E	30 000	7,6
25/01/1939	Chillan, Chili	36,25S 72,25O	28 000	7,8
07/12/1988	Spitak, Arménie	41,0N 44,2E	25 000	6,8
04/02/1976	Guatemala	15,3N 89,1O	23 000	7,5
26/01/2001	Gujarat, Inde	23,3N 70,3E	20 085	7,6
10/05/1974	Chine	28,2N 104,0E	20 000	6,8
04/04/1905	Kangra, Inde	33,0N 76,0E	19 000	7,5
17/08/1999	Turquie	40,7N 30,0E	17 118	7,6
16/09/1978	Iran	33,2N 57,4E	15 000	7,8
29/02/1960	Agadir, Maroc	30,45N 9,62O	12 000 à 15 000	5,7
01/09/1962	Bu'in Zahra Qazvin Iran	35,6N 49,9E	12 225	7,1
31/08/1968	Dasht-e Bayaz Iran	33,9N 59,02E	7 000 à 12 000	7,3
10/07/1949	Khait Tadjikistan ( URSS)	39,2N 70,8E	12 000	7,5
21/10/1907	Qaratog (Karatag) Tadjikistan ( Russie)	38,5N 67,9E	12 000	8,0
15/01/1934	Bihar India-Népal	26,5N 86,5E	10 700	8,1
04/01/1970	Tonghai, Yunnan, Chine	24,12N 102,49E	10 000	7,5
10/08/1931	Près de Fuyun (Koktokay) Xinjiang Chine	46,8N 89,9E	10 000	8,0





## 7 Bibliographie

- Techniques for the seismic rehabilitation of existing buildings- FEMA 547. Rutherford & Chekene Consulting Engineers (contract with INST, National Institute of standards and technology). US Department of Homeland Security, FEMA, NEHRP 2006.
- Assessment and Improvement of the structural performance of Buildings in Earthquakes. New Zealand Society for Earthquake Engineering. NZSEE Juin 2006.
- Renforcement parasismique du bâti existant. Groupe de travail RGCU (*PX-DAM, Dynamique Concept, Vinci, Séchaud et Metz, CSTB*). 2004.
- *Cahier Technique SIA 2018 «Vérification de la sécurité parasismique des bâtiments existants »*. SIA Société Suisse des Ingénieurs et Architectes.
- FEMA 154. Rapid visual screening of buildings for potential seismic hazards. Guideline. C.Rojahn, C. Scawthorn et collaborateurs. Federal Emergency Management Agency.2002. 2<sup>ème</sup> édition.
- FEMA 155. Rapid visual screening of buildings for potential seismic hazards. Supporting documentation. C.Rojahn, C. Scawthorn et collaborateurs. Federal Emergency Management Agency.1988.
- Seismic design of reinforced concrete and masonry buildings. T. Paulay, MJN. Priestley. John Wiley & Sons. 1992.
- Seismic design and retrofit of bridges. MJN. Priestley, F. Seible, GM. Calvi. John Wiley & Sons. 1996.
- Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings. FEMA. 2000.
- ATC 40 - Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings. ATC 1996.
- Vulnérabilité sismique du bâti existant : approche d'ensemble. D. Combescure, P. Gueguen, B. Lebrun. AFPS 2005.
- NF EN 1998:2005. Calcul des structures pour leur résistance aux séismes.
  - Partie 1 : règles générales, actions sismiques et règles pour les bâtiments.
  - Partie 3 : évaluation et renforcement des bâtiments.
  - Partie 5 : fondations, ouvrages de soutènement et aspects géotechniques
- Avis Technique 3/04-424 de fibres de carbone TFC « Éléments de structure renforcés par un procédé de fibres de carbone »
- prEN 15129 Dispositifs d'appuis parasismiques (Anti-seismic devices)