

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

Groupe de travail AFPS-CSTB



MINISTÈRE
DE L'ÉGALITÉ
DES TERRITOIRES
ET DU LOGEMENT

MINISTÈRE
DE L'ÉCOLOGIE,
DU DÉVELOPPEMENT
DURABLE
ET DE L'ÉNERGIE



CSTB
le futur en construction

Sommaire

1	RAPPORT DE VISITE	5
1.1	EXEMPLE DE RAPPORT DE VISITE	5
1.2	DÉTAILS SUR LES DIFFÉRENTS ITEMS DU RAPPORT	8
2	APPROCHE ARCHITECTURALE ET URBAINE DU DIAGNOSTIC SISMIQUE	13
2.1	RUBRIQUES DE LA FICHE PATRIMOINE.....	13
2.2	EXEMPLE DE FICHE PATRIMOINE	14
2.3	EXPLOITATION DES DONNÉES DE LA FICHE PATRIMOINE.....	16
3	EXEMPLE D'ÉTUDE POUR UN BÂTIMENT EN MAÇONNERIE	17
3.1	DESCRIPTION DE L'OUVRAGE.....	17
3.2	RAPPORT DE VISITE.....	19
3.3	CARACTÉRISTIQUES DE L'OUVRAGE UTILISÉS DANS LES CALCULS	22
3.3.1	<i>Caractéristiques géométriques</i>	22
3.3.2	<i>Caractéristiques des matériaux</i>	22
3.4	CHARGEMENTS.....	23
3.4.1	<i>Descente de charges verticales</i>	23
3.4.2	<i>Données sismiques</i>	26
3.5	CRITÈRES DE RÉGULARITÉ (NF EN 1998-1-1 §4.2.3).....	27
3.5.1	<i>Régularité en plan</i>	27
3.5.2	<i>Régularité en élévation</i>	27
3.5.3	<i>Conclusion pour la méthode d'analyse</i>	27
3.6	ÉVALUATION PRÉLIMINAIRE.....	27
3.6.1	<i>Effort tranchant à la base et répartition de l'effort horizontal selon la hauteur</i>	27
3.6.2	<i>Vérification de la résistance des murs. Facteurs de conformité</i>	28
3.7	DÉCISION CONCERNANT L'INTERVENTION SUR LA STRUCTURE	31
3.8	CONCEPTION DE L'INTERVENTION SUR LA STRUCTURE AVEC LA MÉTHODE SIMPLE.....	32
3.8.1	<i>Rigidité équivalente. Contribution du béton au mur renforcé</i>	32
3.8.2	<i>Résistance d'un mur renforcé</i>	32
3.8.3	<i>Remplacement d'un mur faible par un mur en béton armé</i>	33
3.8.4	<i>Résultats de renforcement</i>	33
3.8.5	<i>Conclusions pour l'analyse préliminaire</i>	36
3.8.6	<i>Technique de renforcement</i>	36
3.9	CONCEPTION DE L'INTERVENTION SUR LA STRUCTURE AVEC LA MÉTHODE AVANCÉE.....	37
3.9.1	<i>Présentation de la modélisation numérique</i>	37
3.9.2	<i>Résultat de l'analyse préliminaire et décision de renforcement</i>	38
3.9.3	<i>Résultat de renforcement</i>	39
3.9.4	<i>Comparaison avec la méthode simplifiée</i>	40
3.10	CONCLUSION	41
4	EXEMPLE D'ÉTUDE POUR UN BÂTIMENT EN BÉTON	43
4.1	DESCRIPTION GÉNÉRALE DES TOURS.....	43
4.2	DESCRIPTION DE LA STRUCTURE DE LA TOUR	43
4.2.1	<i>Contreventement</i>	43

4.2.2	<i>Fondations</i>	44
4.2.3	<i>Régularité</i>	44
4.3	EXAMEN IN SITU DE LA STRUCTURE D'UNE DES TOURS GABARRE ET DE SON ÉTAT	44
4.4	ÉTUDE DE LA TENUE D'UNE TOUR GABARRE VIS-À-VIS DU SÉISME	45
4.4.1	<i>Données de calcul disponibles</i>	45
4.4.2	<i>Analyse du comportement de la structure</i>	45
4.4.3	<i>Évaluation du niveau de résistance de la tour supposée encastrée à la base</i>	45
4.4.4	<i>Évaluation du niveau de résistance de la tour compte tenu de ses fondations</i>	46
4.5	CONCLUSION	47
4.6	ANNEXE : FICHE DE VISITE	48
5	EXEMPLE D'ÉTUDE POUR UN BÂTIMENT EN ACIER	53
5.1	APPROCHE GÉNÉRALE DE L'EUROCODE 8-3.....	53
5.2	PRÉSENTATION DU BÂTIMENT EN CONSTRUCTION ACIER	55
5.2.1	<i>Description générale du bâtiment</i>	55
5.2.2	<i>Collecte d'informations, diagnostic et hypothèses</i>	57
5.2.3	<i>Évaluation avant renforcement : caractérisation / modélisation du bâtiment</i>	57
5.3	COMPORTEMENT SISMIQUE DU BÂTIMENT DANS SON ÉTAT ACTUEL.....	59
5.3.1	<i>Réponses modales en 3D</i>	59
5.3.2	<i>Vérification sismique de la structure sans renforcement</i>	60
5.4	RENFORCEMENT DES DIAPHRAGMES HORIZONTAUX	61
5.5	BILAN	62
5.6	RÉFÉRENCES POUR L'EXEMPLE TRAITÉ	63
6	EXEMPLE D'ÉTUDE POUR UN BÂTIMENT EN BOIS	65
6.1	PRÉSENTATION DU BÂTIMENT ET HYPOTHÈSE GÉNÉRALE D'ÉTUDE	65
6.1.1	<i>Présentation de l'ouvrage</i>	65
6.1.2	<i>Chargement appliqué à la structure en situation normale</i>	68
6.2	ÉTUDE DE L'OUVRAGE SOUS SOLlicitATIONS SISMIQUES [NF EN 1998-1-1 ET 1998-3]	69
6.2.1	<i>Collecte d'informations, diagnostic, et hypothèses</i>	69
6.2.2	<i>Action sismique et masses mises en mouvement</i>	69
6.2.3	<i>Critères de régularité de l'ouvrage</i>	70
6.2.4	<i>Calcul sismique par la méthode de la force latérale</i>	70
6.2.5	<i>Calcul sismique par la méthode de Rayleigh</i>	71
6.2.6	<i>Calcul sismique par la méthode modale spectrale</i>	71
6.2.7	<i>Torsion forfaitaire</i>	73
6.2.8	<i>Répartition des forces dans les voiles de contreventement du RdC</i>	73
6.2.9	<i>Vérification de la résistance des murs (Méthode A), 1er Etage</i>	73
6.3	BILAN	74
7	FICHES TECHNIQUES DE RENFORCEMENT	75

1 Rapport de visite

Cette annexe, en lien avec le chapitre 2 du guide, propose des fiches illustrant une présentation possible du rapport de diagnostic. Elles ont pour but de fournir une aide à la collecte et au traitement des informations qui peuvent être obtenues dans cette phase de travail. Suivent ensuite des commentaires sur les différents items des fiches de manière à clarifier le contenu attendu et présenter les définitions nécessaires à leur bonne compréhension.

1.1 Exemple de rapport de visite

Rapport de visite en vue de l'évaluation sismique d'un bâtiment		
Visite préliminaire <input type="checkbox"/>	Visite détaillée <input type="checkbox"/>	Inspecteur 1 :
Date de la visite :		Inspecteur 2 :
Informations générales		
Adresse :		
Propriétaire :		
Nombre d'occupants :		
Utilisation :		
Catégorie d'importance du bâtiment :		
Type de contreventement (murs, portiques ...) :		
Matériaux (acier, béton armé, bois, maçonnerie ...) :		
Normes applicables :		
Normes appliquées :		

	Type	Commentaire, référence document, annexe photo/schéma/plan	Fiab	Fav
1	Implantation dans l'environnement			
1.1	Conditions de sol			
<i>Caractérisation du sol</i>				
	Rochers			
	Alluvions			
	Sable			
	Sol rapporté			
	Ancien marais, décharge			
	Autres			
<i>Étude de sol</i>				
	Classe Eurocode 8	A, C, D, E, S1, S2		
1.2	Implantation du bâtiment			
	Risque effet de site			
	Proximité rupture de pente D>2H			
	Pente > 40%			
	Présence de failles			
1.3	Interaction avec les constructions			
	Bâtiments proches			
	Jointes entre bâtiments			

2	Description du bâtiment		
2.1	Généralités		
Historique	Permis de construire, début de construction, mise en service		
Usage par niveau			
Évolution dans le temps			
État de conservation			
Nombre de niveau hors sol			
Nombre de sous-sols			
Hauteur hors sol			
Profondeur des sous-sols			
2.2	Formes en plan et en élévation		
Régularité en plan			
Symétrie suivant 2 axes			
Symétrie suivant 1 axe			
Élancement en plan $L/l > 5$			
Partie saillante $a > L/4$			
Partie rentrante $a > L/4$			
Régularité en élévation			
Présence transparences			
2.3	Façades		
Type de façade			
Accessoires de façade			
2.4	Équipements		
Balcon / console			
Cheminée			
2.5	Plans de masse ou recollement		
Référence plans existants			
Réf. plans reconstitués			
2.6	Plans de coffrage		
Référence plans existants			
Réf. plans reconstitués			
2.7	Plans d'armatures		
Référence plans existants			
Réf. plans reconstitués			
2.8	Plans de charge		
Référence plans existants			
Réf. plans reconstitués			
2.9	Fondations		
Plans de fondations	Référence plans existants, réf. plans reconstitués		
Type de fondations	Superficielles (radier, semelles isolées, semelles filantes, présence de longrine), semi-profondes (puits), profondes (pieux)		

2.10	Techniques de construction		
<i>Structure porteuse verticale</i>			
Voile béton banché	Préciser si coffrage tunnel		
Ossature BA + remplissage	Préciser dimensions des poteaux		
Système mixte portique-voile			
Système poteau-dalle			
Maçonnerie porteuse chaînée			
Maçonnerie armée			
Ossature charpente métallique			
Ossature charpente bois			
Autres			
Dispositions constructives favorables	Dispositions constructives apportant une réserve de ductilité importante, ou toute autre disposition jugée favorable pour le comportement de l'ouvrage		
Dispositions constructives défavorables	Défauts génériques rencontrés (ex : enrobage insuffisant, absence de chaînage)		
<i>Planchers</i>			
Prédalle			
Dalle pleine	Préciser si coffrage tunnel		
Poutrelles + entrevous			
Nervuré + dalle de compression			
Préfabriqué			
Ossature métallique			
Ossature bois			
Mixte			
Autres			
<i>Toiture</i>			
Traditionnelle			
Industrielle			
Lamellé collé			
Toiture terrasse			
Nombre de pentes			
2.11	Matériaux de construction		
<i>Liste des matériaux et de leurs propriétés (E, v, ρ)</i>			
2.12	Fonctionnalités du bâtiment		
<i>Liste des fonctionnalités indispensables (pièces, circulations...)</i>			
2.13	Architecture du bâtiment		
<i>Détails des éléments architecturaux à préserver</i>			

3	Détails de conception et de construction / Zones critiques		
<i>Cette partie est destinée à souligner les éléments faibles, parfois de l'ordre du détail, qui doivent être indiqués sur les croquis ou plans par une convention adéquate. Cette liste est destinée à être complétée autant que de besoin.</i>			
Poteaux courts ($l_{\text{libre}} < 4$ largeur)			
Poteaux élancés ($h > 20$ largeur min)			
Inserts dans les éléments de structure			
Ouvertures dans les voiles ($> 1/10 S_{\text{voile}}$)			
Axes poteaux/poutres non concourants			
Présence de joints pleins			
Niveaux transparents			
Porte-à-faux > 2 m			
Croisement poutres hors poteau			
Plancher avec trémie $s/S > 0,1$ ou $s/S > 0,25$			

1.2 Détails sur les différents items du rapport

Les items sont détaillés en suivant la numérotation de la grille proposée.

1	Implantation dans l'environnement
---	-----------------------------------

Il s'agit d'examiner les conditions de sol et les interactions possibles entre le bâtiment et son environnement.

1.1	Conditions de sol
-----	-------------------

Le sol doit être défini en fonction des classes A à E, S1 et S2 de l'Eurocode 8. A défaut de documents existants, les cartes géologiques du site et l'observations des affleurements et de la topologie peuvent permettre de qualifier la nature du sol : sol dur/mou, alluvions, remblais, remblais tassé... En phase détaillée, une reconnaissance géotechnique du sol peut être justifiée.

1.2	Implantation du bâtiment
-----	--------------------------

Sur un piton rocheux, sur une pente (évaluer le %), à proximité d'un changement de pente.

1.3	Interaction avec les constructions
-----	------------------------------------

Proximité de bâtiments : mitoyens ou proches, présence de joints (plein ou vide) entre bâtiments.

2	Description du bâtiment
---	-------------------------

L'objet de cette partie est d'obtenir une description du bâtiment pour l'ingénieur chargé du calcul préliminaire ou de l'évaluation détaillée. Le contenu de chaque partie est donc dépendant de la finalité recherchée. On ne traitera pas dans cette partie des détails de la conception ou de la réalisation, qui seront abordés dans une troisième partie.

Les cinq étapes suivantes sont à traiter :

2.5	Plans de masse ou recollement
-----	-------------------------------

A défaut de plans existants, l'objectif de cette phase est d'évaluer le fonctionnement du bâtiment c'est-à-dire identifier les éléments permettant les descentes de charges gravitaires ainsi que les éléments assurant la stabilité horizontale

(contreventement) de la structure. Qu'il s'agisse d'établir un plan sommaire de la construction dans la phase préliminaire ou un relevé précis de la construction dans la phase détaillée, on cherchera à mettre en relief la régularité de forme et de contreventement du bâtiment, caractéristiques primordiales pour la résistance aux séismes.

Il est suggéré de procéder de la façon suivante pour décrire la structure en l'absence de plans.

Vues en plan :

- Les schémas (un par niveau, que le niveau soit entier ou non) doivent indiquer :
 - o les surfaces des planchers avec les ouvertures éventuelles ;
 - o les éléments porteurs verticaux (numérotés en rouge) avec :
 - o leur nature (béton armé, maçonneries, charpente métallique, charpente bois...)
 - o leur longueur ;
 - o leur épaisseur ;
 - o leur position repérée dans un système d'axes cartésien.
- Les éléments situés sous le niveau de plancher sont représentés avec des hachures inclinées à -45°. Les éléments situés au-dessus du niveau de plancher sont représentés avec des hachures inclinées à +45°.
- Les éléments non porteurs verticaux (numérotés en noir) avec :
 - o leur nature (maçonneries, briques pleines, briques creuses...)
 - o leur longueur ;
 - o leur épaisseur ;
 - o leur position repérée dans le même système d'axes cartésien que les éléments porteurs.

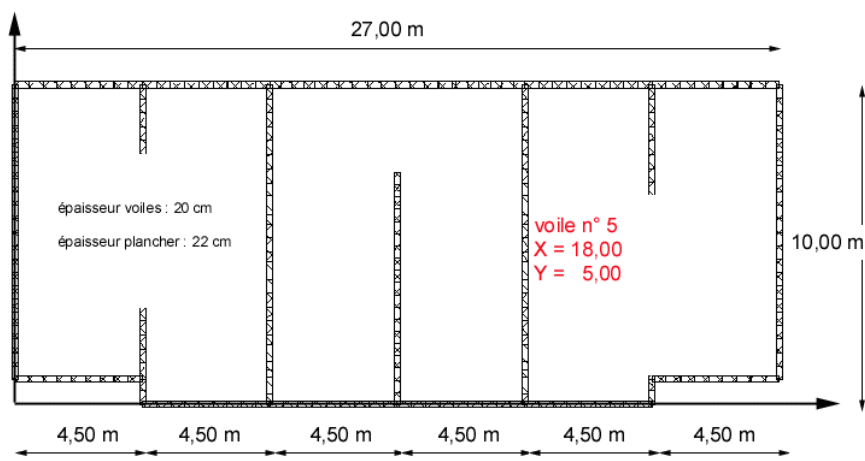


Figure 1-1 : Vue en plan d'un bâtiment diagnostiqué

Les données nécessaires à l'élaboration des schémas sont collectées dans des tableaux dont un modèle est donné ci-dessous.

numéro	directions		dimensions		hauteur	inertie section non fissurée		Inertie section fissurée	
	X	Y	b _w	l _w	h _w	I _x	I _y	I _x	I _y
	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m ⁴)	(m ⁴)	(m ⁴)	(m ⁴)
5	18,00	5,00	0,20	10,00	2,90	0	16,67	0	8,33

Élévations :

Pour les murs comportant des ouvertures, il est nécessaire de compléter les vues en plan par des coupes transversales et longitudinales.

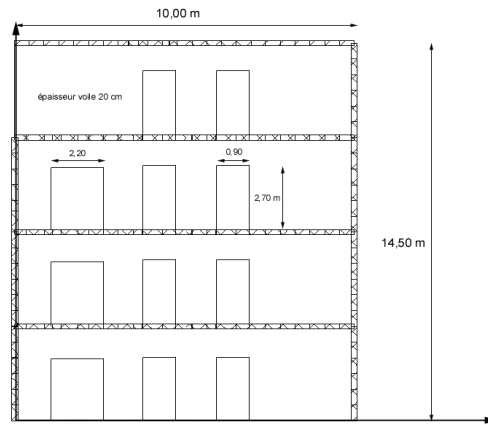


Figure 1-2 : Vue en élévation d'un bâtiment diagnostiqué

2.7 Plans d'armatures

Dans le cas où les plans d'armatures sont disponibles, on s'assurera de leur conformité avec le bâtiment réel par quelques sondages bien choisis, en plus des vérifications de bon sens, valables dans le cas des plans de coffrage. Dans la plupart des cas, l'absence de plans d'armatures nécessite une reconstitution plus poussée. On procèdera alors à quelques sondages dans les poutres à mi-travée et sur appuis ainsi que dans les poteaux.

2.8 Plans de charge

Ces plans donnent la répartition des chargements sur l'ouvrage. Sauf quelquefois dans le cas de bâtiments industriels, ces plans sont le plus souvent inexistant. L'objet de cette partie de l'examen du bâtiment est donc de les reconstituer, en indiquant par plancher les masses supportées.

La convention utilisée est la suivante :

- Pour les charges linéiques (voiles) : un segment le long de la ligne chargée, avec indication de la masse au milieu du segment.
- Pour les charges surfaciques (plancher) : un segment dans la diagonale de la surface, avec indication de la masse au milieu du segment.
- Pour les charges ponctuelles, un point avec indication de la masse à côté.

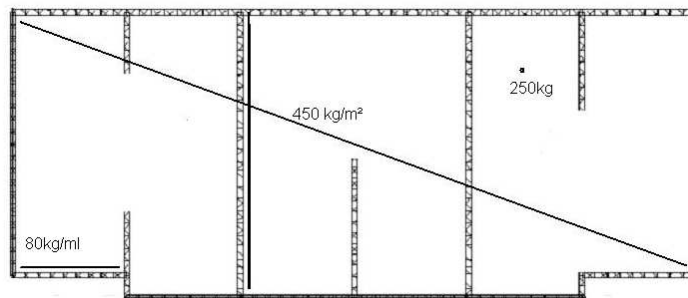


Figure 1-3 : Plan de charge reconstitué

Pour la toiture on évaluera sa charge à l'aide du tableau suivant.

		Masse au m ²	Masse au ml
Toiture	Couverture		
	Isolation		
	Poutraison		
	Neige		

2.9	Fondations
-----	------------

A défaut d'informations sur les fondations, celles-ci doivent être identifiées, dans la mesure du possible en phase préliminaire. Pour la phase détaillée, on pourra avoir recours à des fouilles localisées.

2.10	Techniques de construction
------	----------------------------

Il s'agit de déterminer les techniques de construction utilisées (ossature poteaux/poutres, murs en béton, ossature en béton armé,...) et d'identifier les éléments pouvant constituer une réserve de ductilité, c'est-à-dire une capacité à résister à de grands déplacements sans remettre en cause la tenue structurelle de l'ouvrage. L'année de construction du bâtiment est souvent un indicateur précieux dans les techniques de construction utilisées.

2.11	Matériaux de construction
------	---------------------------

Il est parfois extrêmement délicat d'obtenir ces données pour le bâti existant.

- Pour le béton armé, il est nécessaire d'indiquer sa contrainte caractéristique en compression (fck) ;
- Pour les aciers de béton armé, il est nécessaire d'indiquer sa contrainte caractéristique en traction (fyk).
- Pour les aciers, l'année de construction du bâtiment permet, très souvent, de déterminer sa limite élastique.
- Pour le bois, on se reportera aux critères de classement visuel (NF B 52 001) et aux contraintes admissibles (cf. NF P21-400).
- Pour la charpente métallique, on utilisera la norme NF EN 10025, nuances (S 235 ou S 355), éventuellement qualité (K2 , G3, J0...).

2.12	Fonctionnalités du bâtiment
------	-----------------------------

Le plan de fonctionnement du bâtiment sera relevé de façon à intégrer de la meilleure manière les diaphragmes, les contreventements transversaux ou les joints parasismiques rendus nécessaires et de choisir les techniques de renforcement qui permettent de conserver au mieux la fonctionnalité du bâtiment. Il s'agit donc d'indiquer tous les ensembles qui ne peuvent être modifiés du fait de leurs fonctions : couloir de circulation, issues de secours, unités indivisibles ...Par exemple, si une salle d'archive peut être divisée par un contreventement ajouté, il n'en va pas de même pour une salle de conférence.

2.13	Architecture du bâtiment
------	--------------------------

Les façades seront relevées de façon à corréliser les emplacements possibles des travées de contreventement avec l'architecture de la construction, afin de respecter l'esthétique du bâtiment (propriété artistique de l'architecte qui l'a conçu). Il s'agit donc ici de recenser les éléments architecturaux qui doivent être préservés, c'est à dire tout à la fois conservés le plus près de leur état d'origine et non masqués à la vue.

3	Détails de conception et de construction / Zones critiques
---	--

Détails de conception

Il arrive que deux bâtiments, apparemment identiques, subissent des dommages très différents lors d'un séisme. On se rend compte alors que les différences qui existent entre eux sont de l'ordre du détail de la conception ou de la réalisation. Cette troisième partie a donc pour objectif de dresser une liste non exhaustive de tous ces détails dont le rôle peut être déterminant dans la capacité sismique du bâtiment.

On citera à titre d'exemple :

- la présence de poteaux courts ou élancés,
- la localisation d'inserts ou d'ouvertures dans les éléments de structure, les axes poteaux/poutres non concourants (effet de baïonnette),
- la présence ou non de joints parasismiques et le fait qu'ils soient vides ou non,
- la différence de raideur entre niveaux (niveaux transparents en rez-de-chaussée ou intermédiaires),
- la présence de vides sanitaires,
- l'existence d'un dernier étage en retrait (phénomène de coup de fouet),
- la présence de porte-à-faux importants,
- la présence d'escaliers en console,
- les dissymétries pouvant conduire à des torsions.

Détails de construction

Par détail de construction, on entend ici élément ajouté à la structure sans rôle dans la transmission des efforts. Il peut s'agir de consoles, balcons, cheminées, panneau scellés ... Ces éléments n'ont aucun rôle sur la tenue structurale de l'ouvrage mais leur tenue doit être vérifiée, leur chute pouvant provoquer des dommages (blessures, impacts sur d'autres bâtiments, ...).

2 Approche architecturale et urbaine du diagnostic sismique

2.1 Rubriques de la fiche patrimoine

La fiche patrimoine, réalisé par l'architecte, permet d'analyser le bâtiment vis-à-vis de sa fréquentation, de la sécurité vis-à-vis du séisme de son évacuation, de ses caractéristiques en fonction des autres risques majeurs, de son architecture, de la fonctionnalité de l'ensemble de la construction et de son site, et d'avoir ainsi une approche d'ensemble de toutes les données apportées par cette analyse. Cette analyse intervient en amont du diagnostic sismique technique réalisé par l'ingénieur.

Préliminaire : Entretien avec le (la) gestionnaire du bâtiment : lors de cet entretien, l'architecte recueille la documentation disponible, les circuits de l'évacuation, les éléments d'entretien et les travaux effectués, l'avenir prévu pour le bâtiment, ses qualités et défauts fonctionnels (l'adéquation à la fonction). Tous ces éléments sont dans la vision globale qu'ont les responsables de leur bâtiment, et leurs observations sont riches d'enseignements.

a) Enjeu fréquentation importante

Le personnel et le public présents dans le bâtiment, les heures et les jours où ils le sont et l'occupation des niveaux, sont les données recueillies de façon à savoir quand et où se trouvent le public et le personnel dans le bâtiment et quel est donc l'enjeu fréquentation humain qui le concerne.

b) Sécurité de l'évacuation du bâtiment

Les lieux de regroupements internes et externes, leurs emplacements et leurs tailles sont relevés, ainsi que le mode d'ouverture et de fonctionnement des portails de sorties d'évacuation du site, les circulations empruntées par les personnes pour accéder à ces sorties. Le plan d'évacuation du rez-de-chaussée du bâtiment est intégré à la fiche. Ces données peuvent servir notamment à prévoir des mesures d'urgence à prendre pour sécuriser cette évacuation si nécessaire.

On relève s'il est possible d'évacuer le bâtiment ou de regrouper les personnes sans danger pour elles : parfois l'accès au lieu de regroupement passe sous un bâtiment qui peut s'effondrer, longe un bâtiment vulnérable ou emprunte un escalier vulnérable par exemple. De même les zones de regroupement internes peuvent être de taille insuffisante, mettre en danger les personnes regroupées en cas de réplique. Parfois, l'accès à la zone de regroupement externe peut être empêché par des voitures garées ou un autre obstacle.

c) Autres caractéristiques risque majeurs

Si le bâtiment sert d'abri en cas de cyclone il peut être indispensable de le renforcer au séisme étant donné le peu de bâtiments aptes à recevoir les populations lors de ce type d'évènement.

Si le bâtiment est situé à toute proximité d'une installation classée il peut être non recommandé de le maintenir dans sa fonction.

Si le bâtiment est situé en zone d'aléa cyclonique fort, de mouvement de terrain fort ou autre risque majeur fort il peut de même être recommandé de ne pas en maintenir la fonction.

d) Le bâtiment

- La date de construction, le nom des concepteurs, le type d'architecture sont relevés quand ils sont disponibles, ou évalués. Cela permet de situer le bâtiment par rapport aux dates des règlements parasismiques parus : AS 55, PS 69, Addenda 82, PS 92. Sont notées ici aussi les dates des réfections, réhabilitations, extensions des bâtiments. Le nom des concepteurs permettra de récupérer des plans ou des informations pour la suite éventuelle donnée au diagnostic. Le type d'architecture permet en l'absence d'autres informations de dater les bâtiments et leur type de structure.
- Plans et documents possédés : sont relevés ici avec leurs dates et leurs descriptions tous les documents possédés sur le bâtiment en objet : rapport de sol, rapport du bureau de contrôle, plans cadastraux, plans d'architecte et /ou de BET (plans de structure et de coffrage), coupes, façades. Ces documents seront très utiles pour une phase ultérieure éventuelle de réhabilitation parasismique.

- Valeur architecturale matérielle : il s'agit là de voir si les bâtiments sont en bon état, assez récents ou bien entretenus et/ou réhabilités.
- Valeur architecturale immatérielle : un bâtiment peut être onéreux et difficile à renforcer, peu aisé d'accès, mais cela peut valoir la peine de le faire s'il a une valeur dans l'inconscient collectif des habitants en fonction de l'histoire du site, de la beauté de son emplacement ou de la valeur patrimoniale du bâtiment. Parfois, les utilisateurs peuvent être attachés au site pour ces raisons de centralité ou de facilité d'accès.
- Modifications et/ou aménagements en cours ou projetés: si le bâtiment est en cours de réhabilitation, si des travaux lourds sont engagés, il devient intéressant économiquement de le renforcer.
- Projet d'abandon des lieux à court terme : s'il est prévu de délocaliser le site, il devient inutile de renforcer le bâtiment.
- Qualités fonctionnelles du bâtiment : il faut voir si le bâtiment bénéficie de toutes les installations nécessaires à sa fonction pour le public et le personnel. En effet, un site qui ne dispose que de peu d'équipement pourra ne pas mériter une réhabilitation sismique. On regarde comment sont situés les locaux par rapport au soleil couchant et au soleil levant, il est parfois difficile et/ou onéreux en climatisation d'utiliser des bâtiments mal orientés. Cela peut entrer en compte pour un choix de renforcement. De même on regarde la qualité des liaisons entre les bâtiments, couvertes ou non, la protection des bâtiments par rapport à la pluie, leur ventilation, tout ce qui fait la vie des personnels et du public autour et dans les bâtiments par rapport à l'environnement.
- État du bâtiment : l'état général apparent du bâtiment est relevé.

e) Insertion des confortements

- Existence de types de confortements adaptés à la typologie architecturale :

Les façades seront relevées de façon à corréliser les emplacements possibles des travées de contreventement avec l'architecture de la construction, afin de respecter l'esthétique du bâtiment (propriété artistique de l'architecte qui l'a conçu). Il s'agit donc ici de recenser les éléments architecturaux qui doivent être préservés, c'est à dire tout à la fois conservés le plus près de leur état d'origine et non masqués à la vue. S'il ne semble pas possible de trouver des types de confortements à la fois économiquement envisageables et qui ne dénaturent pas outrageusement ce style, ces confortements peuvent devenir difficiles à envisager.

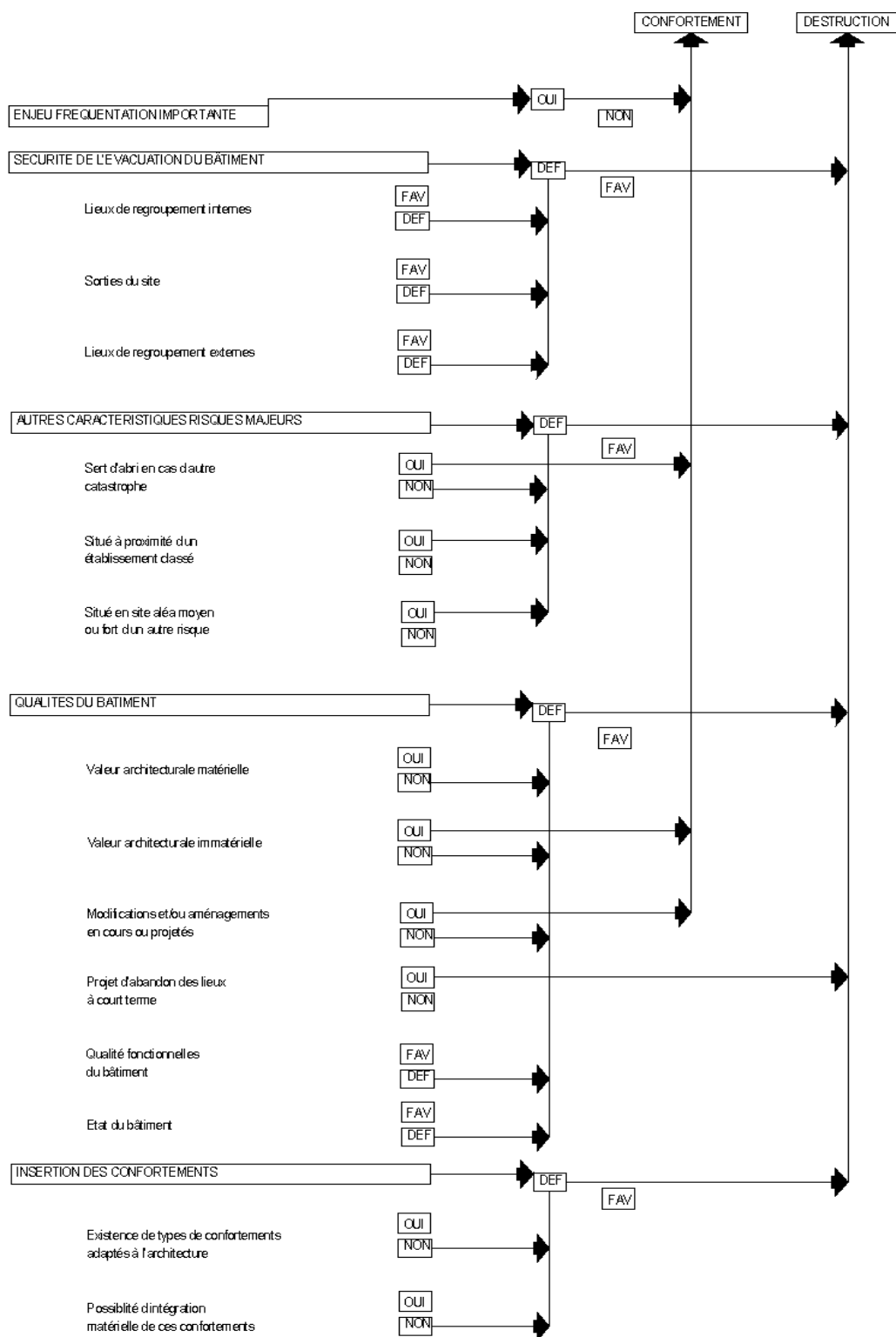
- Possibilité d'intégration matérielle de ces confortements à l'architecture du bâtiment :

Le plan de fonctionnement du bâtiment sera relevé de façon à intégrer de la meilleure manière les diaphragmes, les contreventements transversaux ou les joints parasismiques rendus nécessaires et de choisir les techniques de renforcement qui permettent de conserver au mieux la fonctionnalité du bâtiment. Il s'agit donc d'indiquer tous les ensembles qui ne peuvent être modifiés du fait de leurs fonctions : couloir de circulation, issues de secours, unités indivisibles ...Par exemple, si une salle d'archive peut être divisée par un contreventement ajouté, il n'en va pas de même pour une salle de conférence. Si des confortements économiquement envisageables et nécessaires ne trouvent pas de place matérielle dans le bâtiment, et/ou perturbent de façon importante ou empêchent le fonctionnement de ce bâtiment ils peuvent devenir difficiles à mettre en place.

2.2 Exemple de fiche patrimoine

Fiche patrimoine				
Nom du bâtiment		Références cadastrales		
Code bâtiment		Adresse ou emplacement		
Plan de situation		Photo du bâtiment		
				Fiab. F/D O/N
Fréquentation				
Nombre de personnes Sous-Sol		Public :	Personnel :	
Nombre de personnes RDC		Public :	Personnel :	
Nombre de personnes 1 ^{er} étage		Public :	Personnel :	
Nombre de personnes 2 ^{ème} étage (...)		Public :	Personnel :	
Horaires d'ouverture au public		L M J V :	m : S : D :	
Nombre de personnes-public / jour		L M J V :	m : S : D :	
Nombre de personnel/ jour		L M J V :	m : S : D :	
Nombre de personnel/ nuit		L M J V :	m : S : D :	
		Enjeu fréquentation important		O/N
Sécurité vis-à-vis du séisme de l'évacuation du bâtiment				
Lieux de regroupement internes				
Sorties du site				
Lieux de regroupement externes				
		Qualité de la sécurité de l'évacuation		F / D
Autres caractéristiques risques majeurs				
Sert d'abri en cas d'autre catastrophe				
Situé à proximité d'un établissement classé				
Situé en site d'aléa moyen ou fort d'un autre risque				
		Autres caractéristiques risques majeurs		F / D
Le bâtiment				
Date de construction, noms concepteurs, type d'architecture				
Plans et documents possédés				
Valeur architecturale matérielle				
Valeur architecturale immatérielle				
Modifications et/ou aménagements en cours ou projetés				
Projet d'abandon des lieux à court terme				
Qualités fonctionnelles du bâtiment				
État du bâtiment				
		Qualités du bâtiment		F / D
Confortements				
Types de confortements adaptés à la typologie architecturale				
Possibilité d'intégration matérielle de ces confortements à l'architecture du bâtiment				
		Insertion des confortements		F / D

2.3 Exploitation des données de la fiche patrimoine



3 Exemple d'étude pour un bâtiment en maçonnerie

3.1 Description de l'ouvrage

La structure considérée est un bâtiment d'habitation collective en maçonnerie de trois étages représentatif des centres villes anciens du sud-est de la France.



Figure 3-1 : Vue de la façade principale du bâtiment

La structure semble se composer de deux bâtiments indépendants (deux portes palières). Cependant, en l'absence de joint de fractionnement, il s'agit bien d'une seule et même structure mécanique. Les dimensions caractéristiques du bâtiment sont résumées dans le tableau ci-après.

Longueur	~30 m
Largeur	~20 m
Niveau RdC	+ 0 m
Niveau plancher R+1	+ 3 m
Niveau plancher R+2	+ 6 m
Niveau toiture	+ 9 m

Tableau 3-1 : Dimensions principales de la structure

Les murs porteurs sont en maçonnerie non chaînée, les planchers en bois et la charpente est supposée traditionnelle en bois. Comme mis en évidence sur les plans (Figure 3-2 à Figure 3-5), les murs porteurs ne sont pas continus sur tous les niveaux de la structure. De plus, leur épaisseur varie de 40 à 75 cm. Le plan masse permet de visualiser la complexité de la toiture multipente.

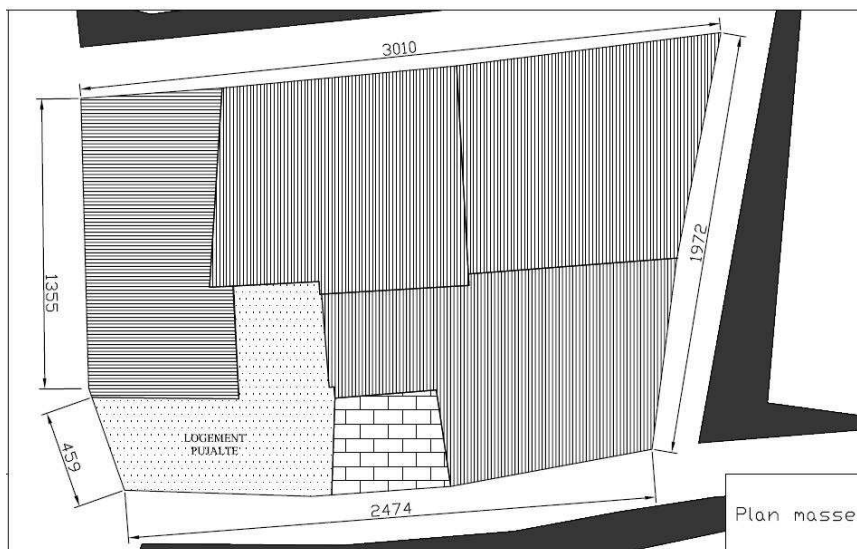


Figure 3-2 : Plan masse

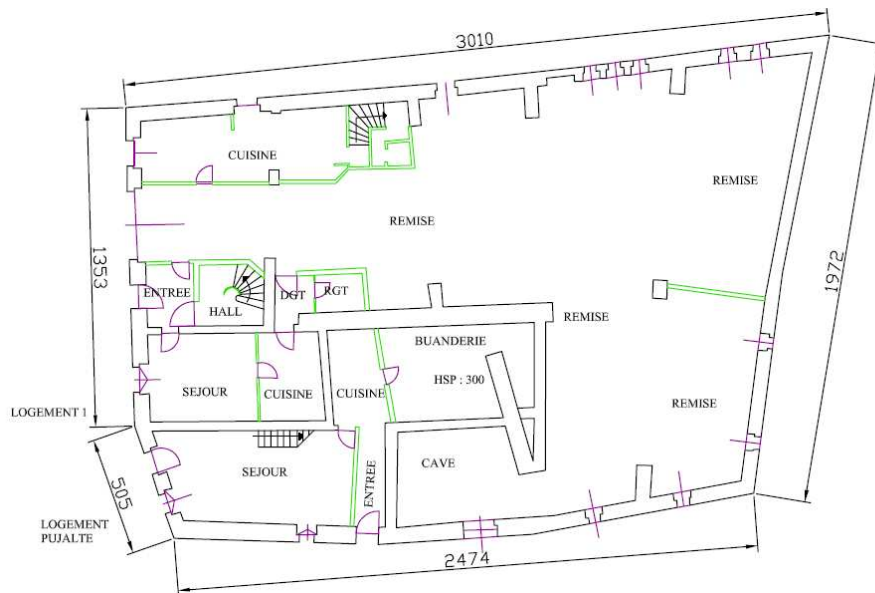


Figure 3-3 : Plan du rez-de-chaussée

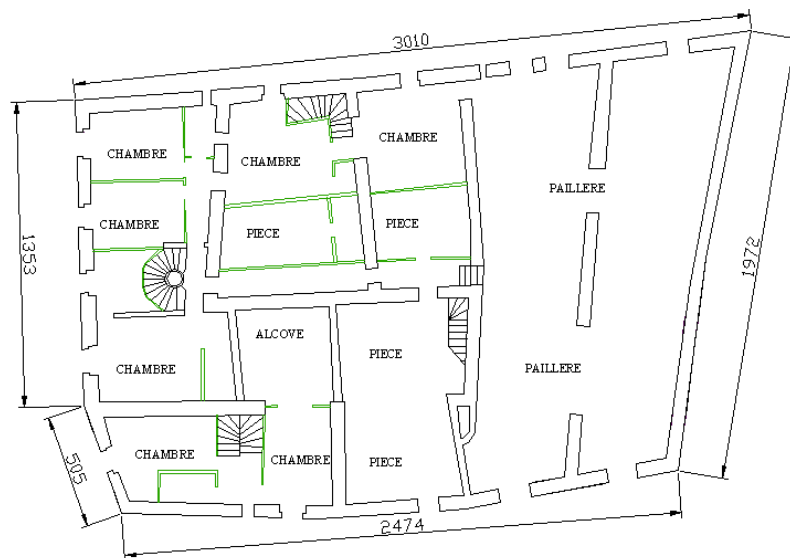


Figure 3-4 : Plan du premier étage

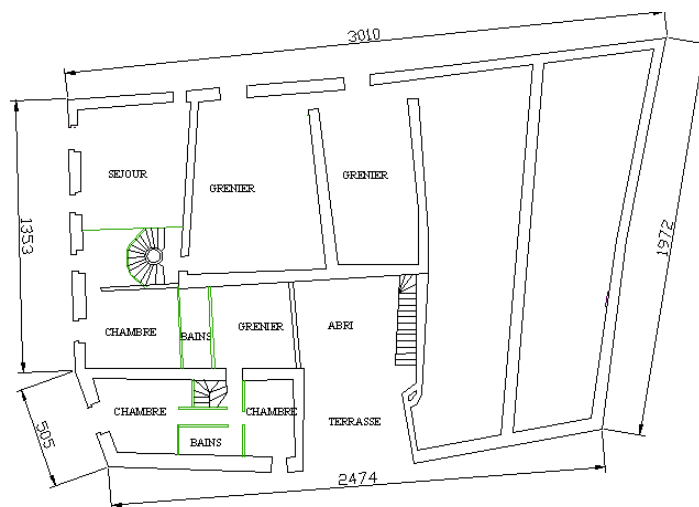


Figure 3-5 : Plan du deuxième étage

3.2 Rapport de visite

Une visite préliminaire du bâtiment est effectuée. Le maître d'ouvrage a fait établir des plans de l'existant ce qui facilite les constatations sur la structure. Dans le cas contraire, il aurait été de toute façon nécessaire d'établir des plans précis de l'ouvrage.

Rapport de visite en vue de l'évaluation sismique d'un bâtiment		
Visite préliminaire <input type="checkbox"/>	Visite détaillée <input type="checkbox"/>	Inspecteur 1 : nom de l'inspecteur
Date de la visite : jj/mm/aaa		Inspecteur 2 : nom de l'inspecteur
Informations générales		
Adresse : N°X Rue Y Code postal Commune		
Propriétaire : Deux propriétaires, M. Mme X, M. Mme Y		
Nombre d'occupants : 10 occupants		
Utilisation : habitation		
Catégorie d'importance du bâtiment : II		
Type de contreventement (murs, portiques ...) : murs		
Matériaux (acier, béton armé, bois, maçonnerie ...) : maçonnerie de pierres		
Normes applicables : aucune		
Normes appliquées : aucune		

	Type	Commentaire, référence document, annexe photo/schéma/plan	Fiab	Fav
1	Implantation dans l'environnement			
1.1	Conditions de sol			
<i>Caractérisation du sol</i>				
	Rochers	La visite préliminaire ne permet pas une évaluation du sol. Le bâtiment se trouve dans un environnement très urbanisé ne donnant pas d'indication sur la nature éventuelle du sol. Carte géologique 1/25 000 : calcaires lacustres		
	Alluvions			
	Sable			
	Sol rapporté			
	Ancien marais, décharge			
	Autres			
<i>Étude de sol</i>				
	Classe Eurocode 8	Pas d'étude de sol dans une visite d'étude préliminaire		
1.2	Implantation du bâtiment			
	Risque effet de site	Non		
	Proximité rupture de pente D>2H	Non. Terrain plat.		
	Pente > 40%	Non. Terrain plat.		
	Présence de failles	Non		
1.3	Interaction avec les constructions			
	Bâtiments proches	Bâtiment le plus proche à 2,40 m		
	Joints entre bâtiments			

2	Description du bâtiment		
2.1	Généralités		
Historique	Bâtiment ancien construit avant 1945. Pas de permis de construire.		
Usage par niveau	Habitation.		
Évolution dans le temps	Le bâtiment a fait l'objet d'un renforcement en sous-sol au niveau des remises, côté est (poutre en béton armé sur poteaux faibles).		
État de conservation	État de conservation correct.		
Nombre de niveau hors sol	R+2 (3 niveaux)		
Nombre de sous-sols	0		
Hauteur hors sol	9 m		
Profondeur des sous-sols	Pas de sous-sol.		
2.2	Formes en plan et en élévation		
Régularité en plan	A peu près régulière en plan. Cependant, la répartition des murs devra être vérifiée par le calcul notamment pour le rez-de-chaussée.		
Élancement en plan $L/l > 5$	$L/l = 30/20 = 1,5 < 5$		
Partie saillante $a > L/4$	Le bâtiment est quasiment rectangulaire, pas de partie saillante.		
Partie rentrante $a > L/4$	Le bâtiment est quasiment rectangulaire, pas de partie rentrante aux deux premiers niveaux. Au troisième niveau, présence d'une terrasse avec $a=5$ m environ. $30/4 = 7,5 > 5$.		
Régularité en élévation	La structure n'est pas régulière en élévation, les murs ne sont pas continus sur l'ensemble des niveaux de la structure. De plus, présence d'un plancher décalé entre la partie sud et la partie nord de l'édifice.		
Présence transparences	Pas de transparence flagrante. Vérifier tout de même les différences de rigidité entre chaque étage.		
2.3	Façades		
Type de façade	Enduite.		
Accessoires de façade	Moulures, corniches au niveau de la façade principale.		
2.4	Équipements		
Balcon / console	Balcons sur la façade principale au premier étage.		
Cheminée	Présence d'une cheminée (à repérer sur le plan)		
2.5	Plans de masse ou recollement		
Référence plans existants	-		
Réf. plans reconstitués	Les plans ont été reconstitués sur demande du maître d'ouvrage.		
2.6	Plans de coffrage		
Référence plans existants	-		
Réf. plans reconstitués	-		
2.7	Plans d'armatures		
Référence plans existants	-		
Réf. plans reconstitués	-		
2.8	Plans de charge		
Référence plans existants	-		
Réf. plans reconstitués	Pas de plans de charges = à reconstituer d'autant plus que la répartition des charges est délicate à établir (répartition non symétrique des murs).		
2.9	Fondations		
Plans de fondations	Aucune information sur les fondations de la structure n'est disponible.		
Typologie	Aucune information sur les fondations de la structure n'est disponible.		

2.10	Techniques de construction		
<i>Structure porteuse verticale</i>			
Voile béton banché	-		
Ossature BA + remplissage	-		
Système mixte portique-voile	-		
Système poteau-dalle	-		
Maçonnerie porteuse chaînée	-		
Maçonnerie armée	-		
Ossature charpente métallique	-		
Ossature charpente bois	-		
Autres	Maçonnerie ancienne non armée. Maçonnerie de moellons calcaires (galets et blocs). Les murs sont d'épaisseur variable (40 à 75 cm).		
Dispositions constructives favorables	Pas de dispositions constructives autres favorables		
Dispositions constructives défavorables	Maçonnerie de moyenne – mauvaise qualité. La liaison entre éléments verticaux et horizontaux n'a pu être vérifiée. Présence d'éléments en béton armé en plus de la structure maçonnée (ajout au cours de la vie de l'ouvrage)		
<i>Planchers</i>			
Prédalle	-		
Dalle pleine	-		
Poutrelles + entrevous	-		
Nervuré + dalle de compression	-		
Préfabriqué	-		
Ossature métallique	-		
Ossature bois	Plancher bois traditionnel		
Mixte	-		
Autres	-		
<i>Toiture</i>			
Traditionnelle	Charpente en bois traditionnelle. Couverture en tuiles.		
Industrielle	-		
Lamellé collé	-		
Toiture terrasse	-		
Nombre de pentes	5 pentes		
2.11	Matériaux de construction		
<i>Liste des matériaux et de leurs propriétés (E, v, ρ)</i>			
Moellons calcaires	Les propriétés du matériau n'ont pas été établies par des essais. La nature du mortier n'est pas connue.		
2.12	Fonctionnalités du bâtiment		
<i>Liste des fonctionnalités indispensables (pièces, circulations...)</i>			
		Le bâtiment doit être modifié en vue de la création de 13 appartements. Les pièces et circulations vont donc être entièrement modifiées.	
2.13	Architecture du bâtiment		
<i>Détails des éléments architecturaux à préserver</i>			
		Façade principale à préserver.	

3 Détails de conception et de construction / Zones critiques			
<i>Cette partie est destinée à souligner les éléments faibles, parfois de l'ordre du détail, qui doivent être indiqués sur les croquis ou plans par une convention adéquate. Cette liste est destinée à être complétée autant que de besoin.</i>			
Poteaux courts ($l_{\text{libre}} < 4$ largeur)	Inexistant		
Poteaux élancés ($h > 20$ largeur min)	Inexistant		
Inserts dans les éléments de structure			
Ouvertures dans les voiles ($> 1/10 S_{\text{voile}}$)			
Axes poteaux/poutres non concourants			
Présence de joints pleins	Aucun joint dans la structure		
Niveaux transparents			
Porte-à-faux > 2 m	Inexistant		
Croisement poutres hors poteau			
Plancher avec trémie s/S $> 0,1$ ou s/S $> 0,25$	Trémie de dimensions réduites		
	Présence d'un niveau décalé		

3.3 Caractéristiques de l'ouvrage utilisés dans les calculs

3.3.1 Caractéristiques géométriques

Élément de calcul	Symbole	Valeur	Unité
Hauteurs	H_{RdC}	3	m
	H_1	3	m
	H_2	3	m
	H_{toit}	3,0	m
Hauteur de calcul	H	9,0	m
Hauteur totale		12,0	m
Largeur	B	20	m
Longueur	L	30	m
Surfaces	S_{RdC}	500	m ²
	$S_{\text{R+1}}$	500	m ²
	$S_{\text{R+2}}$	500	m ²

3.3.2 Caractéristiques des matériaux

Caractéristique	Symbole	Valeur	Unité	Référence
Maçonnerie				
Masse volumique	ρ_m	2200	kg/m ³	
Coefficient partiel de la maçonnerie	γ_M	2,2		NF EN 1998-1-1/AN 9.6 (3)
Résistance du mortier	f_m	5	MPa	
Résistance des pierres	R_c	4	MPa	
Coefficient de conditionnement	δ_c	1		Annexe NF EN 772-1
Facteur de forme	δ	1,15		Annexe NF EN 772-1
Résistance moyenne normalisée	f_b	4.6	MPa	
	K	0,35		Tab 3.1 + 3.3 NF EN 1996-1-1
Résistance caractéristique à la compression	f_k	1,65	MPa	Clause 3.6.1.2 NF EN 1996-1-1

Résistance de calcul à la compression	f_d	0,56	MPa	$CF_{KL}=1.35$
Résistance caractéristique au cisaillement	F_{ok0}	0,1	MPa	Joints verticaux remplis
Module d'élasticité	E_m	1651	MPa	
Module de cisaillement	G_m	660	MPa	
Béton				
Classe du béton		C25/30		
Masse volumique	ρ_c	2500	kg/m ³	
Module d'Young	E_{cm}	31476	MPa	Tab. 3.1 NF EN 1992-1-1
Résistance caractéristique à la compression	f_k	25	MPa	
Coefficient partiel du béton	γ_c	1,5		
Résistance de calcul à la compression	f_{cd}	16,7	MPa	
Acier				
Résistance caractéristique	f_{yk}	500	MPa	
Coefficient partiel de l'acier	γ_s	1		Pour les renforts neufs
Résistance de calcul	f_{yd}	500	MPa	

3.4 Chargements

3.4.1 Descente de charges verticales

Le plancher traditionnel en bois doit être remplacé par un plancher de type bac collaborant. L'épaisseur de la dalle de béton doit être supérieure à 70 mm pour assurer la fonction de diaphragme du plancher. On choisit une dalle de 10 cm avec un treillis soudé ST25. Dans la pratique, le plancher bois est enlevé et les solives conservées. Les bacs sont posés directement sur ces solives. Connaissant la charge surfacique du plancher bois, on peut calculer la charge permanente répartie du plancher réhabilité.

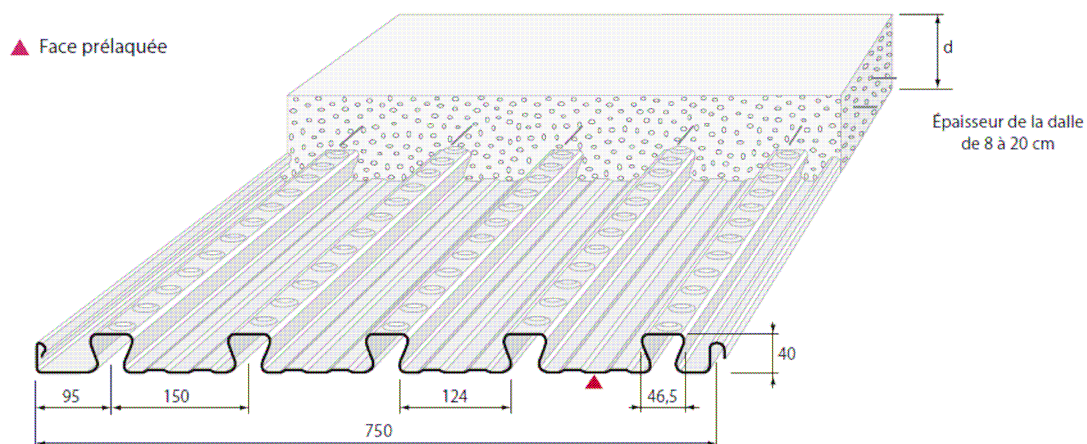


Figure 3-6 : Constitution d'un plancher de type bac collaborant

3.4.1.1 Technique de remplacement du plancher

Précautions

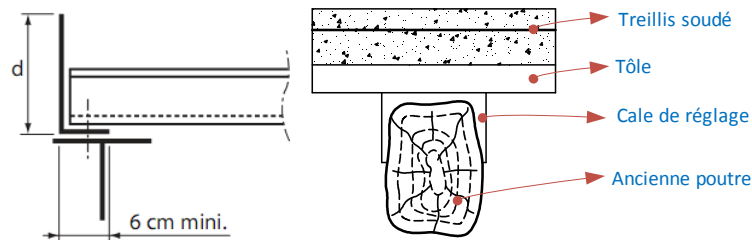
- Il faut prévoir des renforcements (par clouage ou collage des bandes métalliques) des poutres/poutrelles en bois si leurs sections ne sont pas suffisantes.
- Si l'espacement entre les anciennes poutres dépasse 340 cm, il faut disposer des poutrelles ou des étais supplémentaires pour le plancher dans la phase de coulage du béton.
- Il faut assurer un enrobage de 2 cm pour tout le plancher.

Mise en œuvre

- Préparation

Vider toutes les meules dans le bâtiment. Protéger le sol. Prévoir l'acheminement du béton et l'évacuation des gravats. Démontez le revêtement du plancher existant au niveau courant (de haut en bas).

Préparer les cornières en tête des murs ou saillies sur les murs et les cales de réglage sur les poutres (il faut vérifier le nivellement).

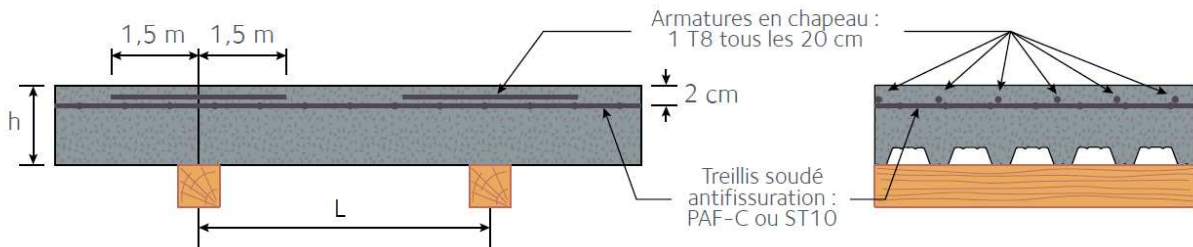


- *Coffrage*

Poser la tôle de coffrage qui servira également de platelage. Étayer les poutres existantes. Étayer si besoin les murs de grande longueur avec des étais tire-pousse et prévoir les réservations (pieds des étais, gaines). Bien visser la tôle aux poutres en bois. Préparer les trémies.

- *Exécution*

Poser le ferrailage. Le ferrailage de la dalle doit être prévu pour supporter son poids propre et les charges d'exploitation sans participation des poutres. On peut aussi envisager une participation des poutres à la reprise du moment de flexion, mais il faut alors connecter la dalle à la poutre et calculer l'ensemble en section mixte. Des armatures complémentaires sont prévues pour l'antifissuration.



- *Coulage et finitions*

On procède ensuite au coulage de la dalle. On peut utiliser un béton classique ou un béton léger si ses performances mécaniques sont suffisantes au regard des sollicitations sismiques. Un soin particulier doit être apporté à la pénétration du béton dans la saignée. Lorsque le béton a atteint une résistance suffisante, ôter les étais tire-pousse, boucher les réservations et procéder au ragréage de la dalle et des chaînages. Ôter les étais à l'étage inférieur, et remettre en état. Poser le nouveau revêtement de sol et remettre en état de la pièce. On peut alors passer à la pièce suivante selon la même procédure.

Détails de la mise œuvre (Guide des systèmes planchers – ArcelorMittal)

Les étais de largeur 60 mm minimum doivent être stabilisés au sol.

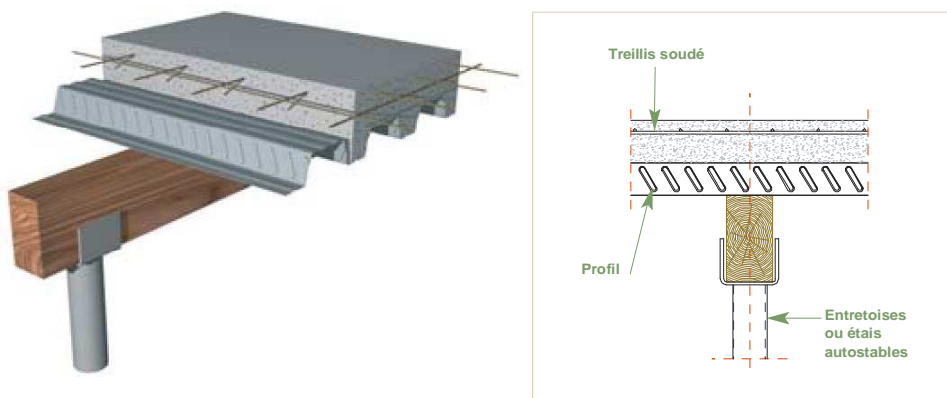


Figure 3-7 : Étais courants

Si on crée un appui par engravure dans la maçonnerie, un étai contre le mur en phase de coulage est nécessaire.

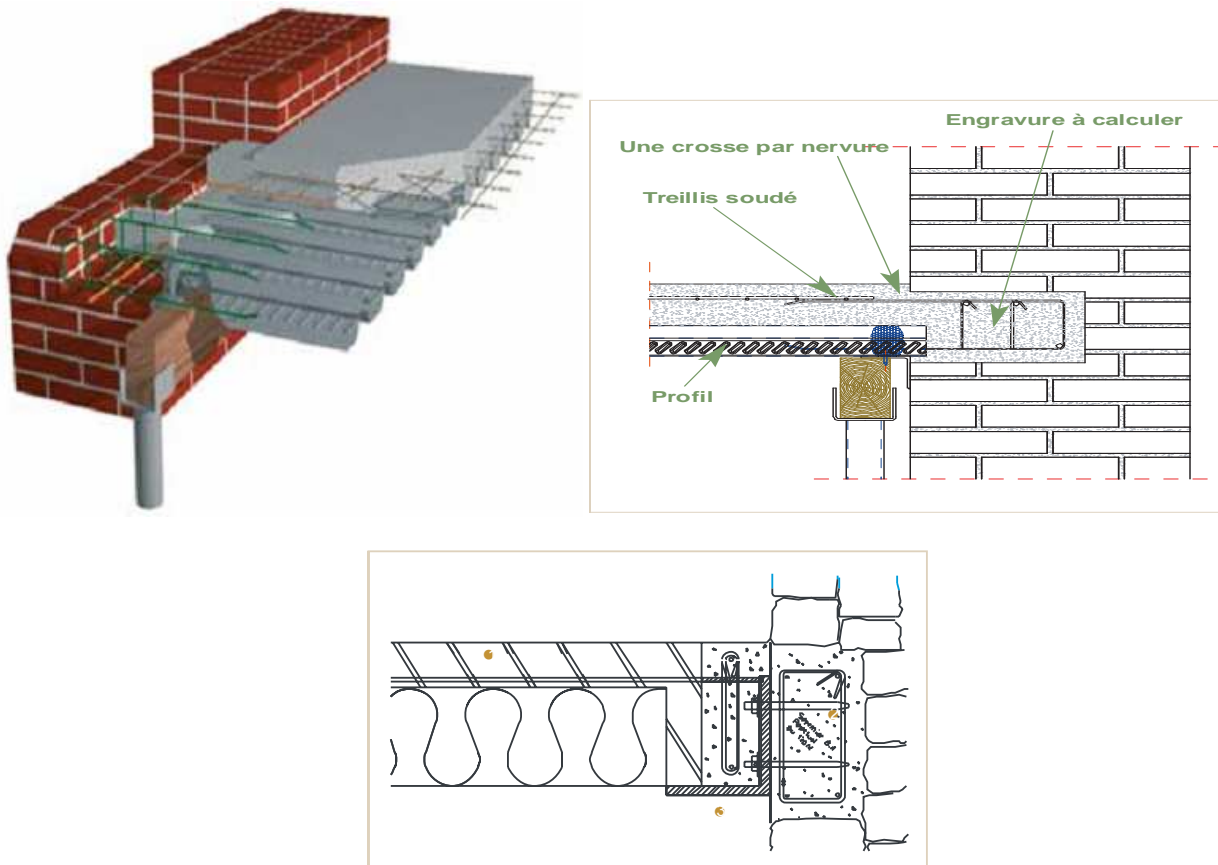


Figure 3-8 : Appui de plancher dans un mur en maçonnerie

3.4.1.2 Changement de charge permanente du au plancher

Charge surfacique plancher bois	70	daN/m ²	
Poids volumique du bois	1080	kg/m ³	NF EN 1991-1-1 annexe A
Épaisseur du plancher bois	30	mm	
Poids volumique du béton	2500	kg/m ³	
Épaisseur équivalente de la dalle béton	10	cm	NF EN 198-1-1 §5.10
Poids utile de la tôle	9,97	daN/m ²	Cofrastra 40
Charge permanente du plancher bac collaborant	300	daN/m ²	

3.4.1.3 Détails de descente de charges

Élément de calcul	Symbole	Valeur	Unité	Commentaire
Descente des charges				
Charge permanente				
RdC+1		300	daN/m ²	Plancher bac collaborant
		20	daN/m ²	Cloisons
		5	daN/m ²	Revêtement
		25	daN/m ²	Plafonds
	Somme	350	daN/m ²	
RdC+2		300	daN/m ²	Plancher bac collaborant
		20	daN/m ²	Cloisons
		5	daN/m ²	Revêtement
		25	daN/m ²	Plafonds
	Somme	350	daN/m ²	
Toiture		45	daN/m ²	Tuiles
		15	daN/m ²	Plafonds
		50	daN/m ²	Charpente et pignons

	Somme	110	daN/m ²	
Surface des sections de murs	S _{mRdC}	70	m ²	
	S _{mR1}	84	m ²	
	S _{mR2}	86	m ²	
Poids des murs	P _{mRdC}	462	T	
	P _{mR1}	554	T	
	P _{mR2}	565	T	
Charge d'exploitation				
	RdC+1	150	daN/m ²	
	RdC+2	150	daN/m ²	
	Toiture	0	daN/m ²	

3.4.2 Données sismiques

Élément de calcul	Symbole	Valeur	Unité	Référence
Séisme				
Zone sismique		3		
Coefficient de comportement	q	1,5		
Coefficient de combinaison séismique	ψ_2	0,3		
Coefficient d'importance	γ_I	1		NF EN 1998-1-1 §4.2.5 + Arrêté
Facteur de connaissance (faible)	CF _{KL1}	1,35		NF EN 1998-3 §3.3
Classe du sol		C		
Coefficient du sol	S	1,5		
Coefficient d'amortissement	H	1		
Accélération horizontale nominale	a _{gr}	1,1	m/s ²	NF EN 1998-1-1 §4.2.5 + Arrêté
Accélération horizontale de calcul	a _g	1,1	m/s ²	
Accélération verticale	a _{vg}	0,495	m/s ²	
Valeurs référence du spectre	T _B	0,06	s	
	T _C	0,4	s	
	T _D	2	s	

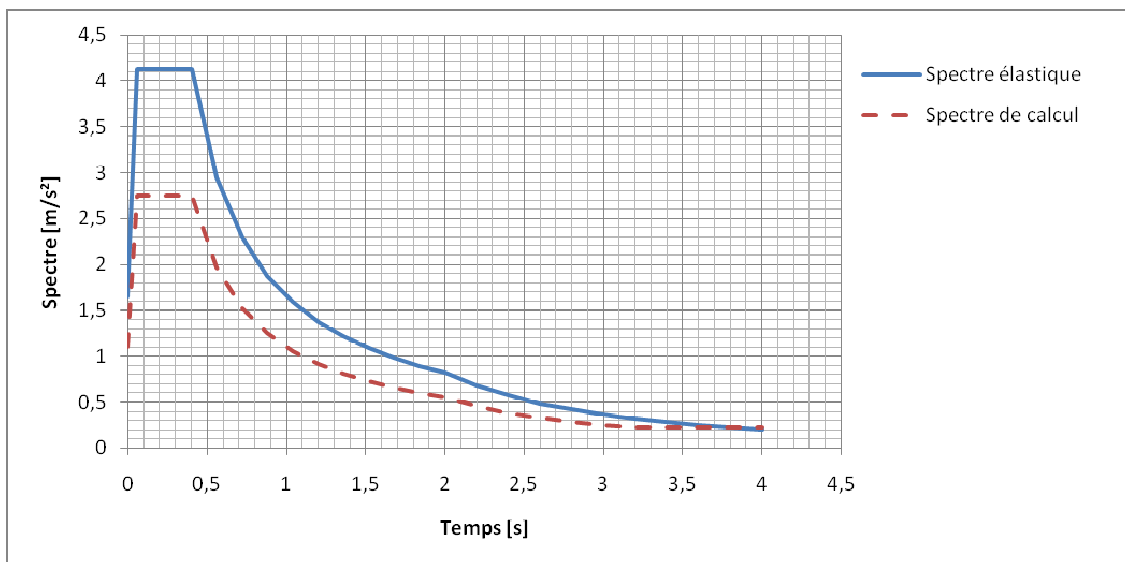


Figure 3-9 : Spectre de réponse élastique et spectre de calcul avec q=1,5

On suppose les niveaux d'accélération visés déjà fixés par le maître d'ouvrage :

- Niveau minimal en dessous duquel il est impératif de renforcer : 35% du niveau réglementaire pour les bâtiments neufs,
- Niveau maximal visé : 72% du niveau réglementaire pour les bâtiments neufs.

3.5 Critères de régularité (NF EN 1998-1-1 §4.2.3)

3.5.1 Régularité en plan

On doit vérifier les conditions suivantes :

Pour les rayons de torsion : $\begin{cases} r_x \geq l_s \\ r_y \geq l_s \end{cases}$ Pour les excentricités : $\begin{cases} e_{0x} \leq 0,3 r_x \\ e_{0y} \leq 0,3 r_y \end{cases}$

Élément de calcul	Symbole	Valeur			Unité	Vérification		
		RdC	R+1	R+2		RdC	R+1	R+2
Centre de torsion	x_c	19,74	18,56	18,96	m			
	y_c	10,01	9,92	9,96	m			
Rayons de torsion	r_x	12,76	10,53	10,52	m			
	r_y	9,91	12,33	11,53	m			
Centre de gravité	x_G	14,145	14,145	14,145	m			
	y_G	10,446	10,446	10,446	m			
Excentricité	e_{0x}	5,59	4,42	4,82	m	NON	NON	NON
	e_{0y}	0,43	0,53	0,49	m	OK	OK	OK
Inertie du plancher	I_x	64658	64658	64658	m ⁴			
	I_y	122330	122330	122330	m ⁴			
$I_p = I_x + I_y$	I_p	186988	186988	186988	m ⁴			
Rayon de giration massique du plancher $l_s = \sqrt{I_p / S}$	l_s	19,34	19,34	19,34	m	NON	NON	NON

3.5.2 Régularité en élévation

Le bâtiment n'est pas régulier en élévation, car les murs ne sont pas continus des fondations vers les niveaux supérieurs.

3.5.3 Conclusion pour la méthode d'analyse

En tenant compte du tableau de simplification basé sur les critères de régularité, on admet que la méthode d'analyse utilisée est l'analyse modale élastique linéaire avec un modèle spatial (Tableau 4.1 NF EN 1998-1-1).

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

Pourtant, dans la première phase, une analyse préliminaire plus simple et moins coûteuse sera effectuée pour estimer l'ordre de grandeur du renforcement. On choisit la méthode de force latérale avec le modèle spatial dans ce type d'analyse.

3.6 Évaluation préliminaire

3.6.1 Effort tranchant à la base et répartition de l'effort horizontal selon la hauteur

ANALYSE STRUCTURALE				
Méthode	Force latérale		NF EN 8-1-1 §4.3.3.2	
Modèle	Spatial			
Élément de calcul	Symbole	Valeur	Unité	Référence
Effort tranchant à la base				
	C_t	0,05		
Période fondamentale	T_1	0,26	s	NF EN 1998-1-1 §4.3.3.2.2 (2)

$T_1 = C_t \cdot H^{3/4}$				
Coefficient de correction	λ	0,85		
Coefficient limite	β	0,2		
Spectre de calcul	$S_d(T_1)$	2,75	m/s ²	NF EN 1998-1-1 §3.2.2.5(4)
Masse au-dessus des fondations $m = m_G + \psi_{Ei} \cdot m_Q$	m	2021066	kg	NF EN 1998-1-1 §3.2.4(2)
	m_G	1985066	kg	
	m_Q	150000	kg	
Coefficients	φ	0,8		NF EN 1998-1-1 §4.2.4 (2)
$\psi_{Ei} = \varphi \cdot \Psi_{2i}$	ψ_{Ei}	0,24		NF EN 1998-1-1 §4.2.4 (2)
Effort tranchant à la base $F_b = S_d(T) \cdot m \cdot \lambda$	F_b	4724	kN	NF EN 1998-1-1 §4.3.3.2.2 (1)

Répartition des forces latérales selon le niveau					
Niveau	Hauteur	Masse	$m_i \cdot z_i$	F_i	NF EN 1998-1-1 §4.3.3.2.3(3)
Unité	m	T	T.m	kN	
RdC	3	701	2102	1029	
R+1	6	752	4514	2209	1/2 (mur R+2 + mur R+1) et plancher R+1
R+2	9	338	3038	1487	1/2 mur R+2 et toiture
		$\sum m_i \cdot z_i$	9653		

3.6.2 Vérification de la résistance des murs. Facteurs de conformité

Les efforts de translation sont calculés au prorata des rigidités de chaque mur. L'effet de torsion accidentelle est pris en compte par l'excentricité accidentelle qui s'ajoute à l'excentricité par rapport au centre de torsion. L'excentricité accidentelle suivant une direction est prise égale à 5% de la longueur du bâtiment suivant cette direction.

Les descentes de charges des murs sont évaluées selon la figure 3-10 :

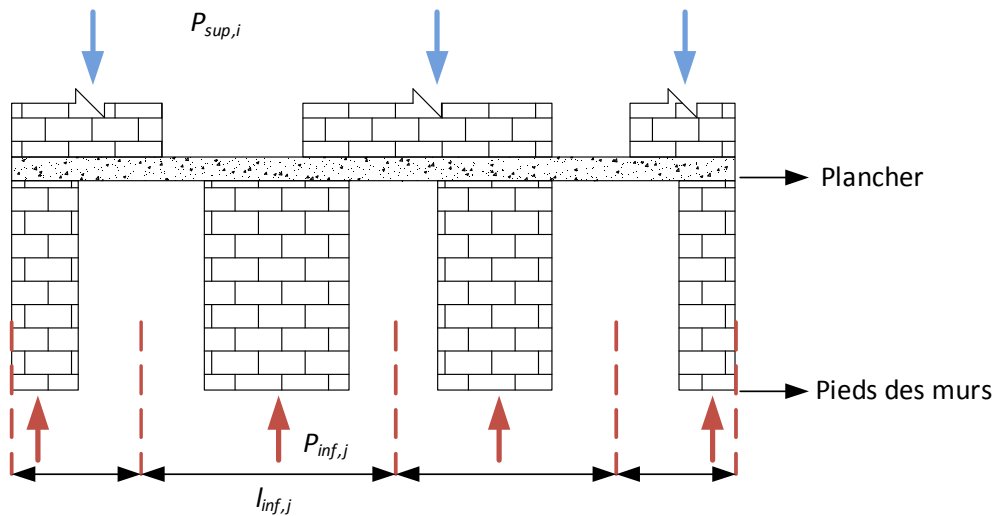


Figure 3-10 : Schéma de descente de charges des murs

$P_{inf,j}$ = Poids mur j + charges dues au plancher + charge cumulée d'étages supérieurs sur mur j

charge cumulée d'étages supérieurs sur mur j = $\frac{l_{inf,j}}{\sum l_{inf,j}} \times \sum P_{sup,i}$

Les formules utilisées dans le calcul sont les suivantes :

- Le coefficient d'élanement géométrique (NF EN 1996-1-1 §6.1.2.1 (2)): $\varphi = 1 - 2 \cdot \frac{e}{t}$
- La résistance caractéristique au cisaillement (NF EN 1998-3 §C.4.3.1 (3)) :

$$f_{vk} = \min(0,065 f_b ; f_{vk0} + 0,4 \sigma_d) \quad \text{avec } \sigma_d = \frac{N_{Ed}}{l \cdot t}$$

La longueur de contrainte comprimée est calculée en fonction de l'état de contrainte sous le mur : $l_c = 1 \cdot \frac{\sigma}{\sigma^- - \sigma^+}$

- Facteur de résistance minimale : $FR_{min} = \min(V_{Rd}/V_{Ed})$

	Y3	2.2	3	67	0	44	0	11	0	-3	0	55	17	55	55	8.8	44	97	257	0.50	0.90	737	OK	0.30	218	1.62	148	2.68
	Y4	3.4	3	66	0	119	0	30	0	-9	0	148	44	148	148	6.1	31	148	334	0.48	0.90	1123	OK	0.30	588	2.63	236	1.59
	Y5	1.8	3	53	0	21	0	5	0	-1	0	26	8	26	26	2.7	13	63	76	0.43	0.90	477	OK	0.30	102	1.08	78	3.04
	Y6	20	3	54	0	1237	0	152	0	-47	0	1389	417	1389	1389	41.0	207	713	1637	0.49	0.90	5403	OK	0.30	5661	20.00	1468	1.06
	Y7	1.8	3	58	0	23	0	4	0	-1	0	27	8	27	27	8.2	41	69	188	0.43	0.90	522	OK	0.30	107	1.33	105	3.93
	Y8	3.8	3	61	0	138	0	24	0	-7	0	162	49	162	162	35.6	180	153	516	0.50	0.90	1160	OK	0.30	652	3.71	307	1.90
	Y9	5	3	57	0	213	0	18	0	-5	0	230	69	230	230	36.8	186	186	731	0.50	0.90	1413	OK	0.30	948	5.00	384	1.67
	Y10	7.4	3	48	0	337	0	6	0	-2	0	342	103	342	342	39.0	197	236	774	0.50	0.90	1792	OK	0.30	1433	7.40	487	1.42
	Y11	5	3	34	0	129	0	21	0	-6	0	150	45	150	150	14.6	74	113	187	0.42	0.90	855	OK	0.30	604	4.11	191	1.28
	Y12	9	3	49	0	440	0	44	0	-13	0	484	145	484	484	35.2	178	288	736	0.47	0.90	2184	OK	0.30	1982	9.00	593	1.23
	Y13	5.4	3	59	0	253	0	4	0	-1	0	257	77	257	257	21.3	107	210	496	0.49	0.90	1594	OK	0.30	1078	5.40	433	1.68
	Y14	5.2	3	35	0	140	0	4	0	-1	0	143	43	143	143	16.6	84	119	290	0.49	0.90	903	OK	0.30	599	5.20	245	1.71
	Y15	5	3	64	0	240	0	15	0	-5	0	255	76	255	255	27.0	136	210	609	0.49	0.90	1593	OK	0.30	1054	5.00	433	1.70
	Y16	5	3	57	0	216	0	12	0	-4	0	227	68	227	227	42.8	216	189	741	0.50	0.90	1433	OK	0.30	942	5.00	389	1.71
	Y17	3.26	3	58	0	95	0	4	0	-1	0	99	30	99	99	16.6	84	124	417	0.47	0.90	941	OK	0.30	411	3.09	242	2.45
RdC + 2	X1	5	3	56	83	0	33	0	17	0	116	0	116	35	116	9.5	10	183	194	0.49	0.90	1388	OK	0.30	347	5.00	377	3.26
	X2	5	3	60	89	0	39	0	20	0	128	0	128	38	128	10.9	12	198	210	0.50	0.90	1501	OK	0.30	384	5.00	408	3.18
	X3	15	3	53	350	0	174	0	91	0	524	0	524	157	524	20.0	22	525	547	0.50	0.90	3977	OK	0.30	1573	15.00	1080	2.06
	X4	9	3	62	221	0	87	0	46	0	309	0	309	93	309	10.8	12	367	379	0.47	0.90	2782	OK	0.30	926	9.00	756	2.45
	X5	8.3	3	74	238	0	108	0	56	0	346	0	346	104	346	16.2	18	405	423	0.50	0.90	3072	OK	0.30	1037	8.30	835	2.41
	X6	6.9	3	56	139	0	34	0	18	0	173	0	173	52	173	29.0	32	255	287	0.49	0.90	1933	OK	0.30	519	6.90	525	3.04
	X7	3.9	3	58	54	0	13	0	7	0	67	0	67	20	67	7.2	8	148	156	0.48	0.90	1124	OK	0.30	202	3.86	302	4.48
	X8	12.5	3	58	311	0	4	0	2	0	315	0	315	95	315	39.9	44	479	522	0.48	0.90	3627	OK	0.30	946	12.50	985	3.13
	Y1	2.2	3	56	0	12	0	3	0	-3	0	15	5	15	15	10.1	11	81	92	0.50	0.90	611	OK	0.30	45	2.00	151	10.05
	Y2	1.8	3	60	0	8	0	0	0	0	0	8	2	8	8	8.3	9	72	81	0.50	0.90	543	OK	0.30	24	1.72	141	17.58
	Y3	2.4	3	67	0	18	0	4	0	-5	0	22	7	22	22	8.9	10	105	115	0.50	0.90	800	OK	0.30	67	2.19	199	8.91
	Y4	3.4	3	65	0	38	0	10	0	-10	0	48	14	48	48	8.2	9	146	155	0.48	0.90	1106	OK	0.30	144	3.40	300	6.27
Y5	19.3	3	53	0	384	0	44	0	-48	0	428	128	428	428	38.9	43	675	718	0.49	0.90	5117	OK	0.30	1284	19.30	1390	3.25	
Y6	20	3	55	0	414	0	20	0	-22	0	434	130	434	434	89.1	98	726	824	0.49	0.90	5503	OK	0.30	1303	20.00	1495	3.44	
Y7	14	3	48	0	244	0	5	0	-5	0	249	75	249	249	68.9	76	444	519	0.50	0.90	3362	OK	0.30	748	14.00	913	3.67	
Y8	8.7	3	56	0	158	0	14	0	-15	0	172	52	172	172	36.4	40	319	359	0.50	0.90	2415	OK	0.30	516	8.70	656	3.81	
Y9	8.5	3	38	0	105	0	19	0	-20	0	124	37	124	124	43.2	48	213	261	0.50	0.90	1616	OK	0.30	371	8.50	439	3.55	
Y10	4.9	3	30	0	36	0	4	0	-4	0	40	12	40	40	18.9	21	97	118	0.41	0.90	735	OK	0.30	119	4.90	200	5.03	
Y11	4.5	3	46	0	47	0	5	0	-5	0	52	16	52	52	14.3	16	137	152	0.49	0.90	1035	OK	0.30	156	4.50	281	5.40	
Y12	3.5	3	33	0	21	0	1	0	-1	0	21	6	21	21	10.1	11	76	87	0.48	0.90	578	OK	0.30	64	3.50	157	7.37	

La valeur minimale des facteurs de résistance des éléments de l'ouvrage est 0,41, elle est obtenue pour le mur Y8 du rez-de-chaussée. Pour trouver la valeur du facteur de conformité α , il faut que tous les éléments du bâtiment résistent sous l'action de l'effort tranchant à la base $\alpha \times F_b$. Autrement dit, le facteur de conformité est la valeur α , telle que pour un effort sismique $\alpha \times F_b$, la valeur minimale du facteur de résistance calculé pour tous les mur soit de 1. Cette valeur est déterminée de façon itérative. L'algorithme part d'une valeur initiale, ici $\alpha_0 = 0,45$, et calcule les facteurs de résistance. Si $\min(FR_i) > 1$, on augmente la valeur α et on recalcule FR, en itérant jusqu'à obtenir $\min(FR_i) = 1$.

Cet algorithme nous donne le facteur de conformité du bâtiment $\alpha_{\text{final}} = 0,53$.

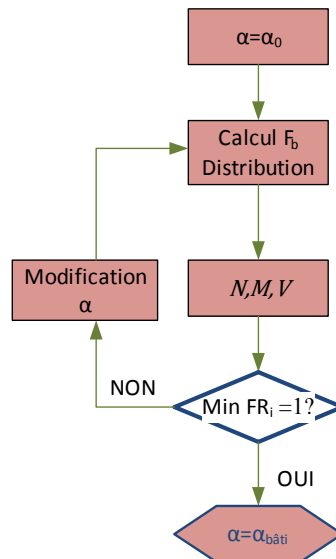


Figure 3-11 : Algorithme pour déterminer le facteur de conformité du bâti

Les tableaux montrés ci-dessus indiquent que pour $\alpha = 1$, 31 murs présentent un facteur de résistance $FR < 1$ et sont donc susceptibles d'être renforcés.

Si l'on admet un facteur de conformité minimal de $\alpha_{\text{min}} = 0,35$, on constate que le renforcement minimal est l'ajout de diaphragmes, et qu'ensuite, le renforcement des murs est facultatif.

3.7 Décision concernant l'intervention sur la structure

L'analyse préliminaire nous montre que le facteur de conformité de l'ouvrage vaut 0,53, en adoptant simplement le renforcement minimal qui consiste à rétablir la fonction diaphragme des planchers. A ce stade, un renforcement supplémentaire est donc facultatif. Pourtant, si le maître d'ouvrage souhaite un meilleur comportement de son bâtiment, on pourra l'améliorer en effectuant une analyse plus détaillée avec une conception de renforcement étape par étape. Admettons que le maître d'ouvrage utilise encore ce bâtiment dans 40 ans, on peut déduire le facteur de conformité « optimal » au-delà duquel le renforcement n'est pas nécessaire. Cette valeur est prise égale à $\alpha_{\text{opt}} = 0,72$. Pour compléter cet exercice, on va concevoir une solution qui permette d'atteindre ce niveau.

Une solution courante et économique de renforcement d'un mur en maçonnerie est d'ajouter une ou deux couches de béton sur les deux faces du mur. Le collage de tissus ou lamelles en fibres de carbone aurait pu être une autre solution de renforcement techniquement acceptable, lorsque la seule augmentation de résistance (et pas de raideur) est visée. Il s'agit alors d'une technique spécifique dont la mise en œuvre doit être confiée à une entreprise spécialisée. La solution retenue a l'avantage d'être plus classique.

Les couches de béton doivent être bien ligaturées au mur de maçonnerie. Au niveau du plancher, il faut mettre en place des armatures d'attente pour bien y ancrer le mur renforcé. L'épaisseur de chaque couche doit être au minimum 4 cm pour avoir un enrobage suffisant.

Pour des raisons de gestion de l'espace habitable du bâtiment, on considère que si l'épaisseur totale d'élargissement d'un mur dépasse 20 cm, il est préférable de le remplacer par un mur en béton armé de treillis.

La suite du document détaille une méthode permettant de prendre en compte l'effet du renforcement d'un mur sur le comportement global du bâtiment.

3.8 Conception de l'intervention sur la structure avec la méthode simple

3.8.1 Rigidité équivalente. Contribution du béton au mur renforcé

La rigidité totale du mur est la somme des rigidités de l'ancien mur en maçonnerie et de la partie en béton. Pour simplifier, on convertit la partie en béton en une partie équivalente (en rigidité) de maçonnerie. La rigidité totale s'exprime par : $R_{eq} = R_m + R_{bt}$

Puisque les efforts horizontaux sont distribués au prorata des rigidités, on utilise plutôt la rigidité réduite (la formule ci-dessous suppose que les déformations principales sont dues à l'effort tranchant) :

$$\bar{R} = \frac{R}{E} = \frac{3l}{h^3} \cdot \frac{1}{1 + \frac{E}{4G} \cdot \frac{l^2}{h^2}}$$

On a donc l'équivalence de la partie en béton : $\bar{R}_{m,eq} = \frac{E_{bt}}{E_m} \bar{R}_{bt}$

En tenant compte du rapport $\frac{G_m}{E_m} = \frac{G_{bt}}{E_{bt}} = 0,4$, la rigidité réduite équivalente d'un mur composite maçonnerie-béton

vaut :

$$\bar{R}_{eq,comp} = \bar{R}_{m,ancien} \left(1 + \frac{I_{bt} E_{bt}}{I_m E_m} \right)$$

On désigne $\beta_{bt} = \frac{I_{bt} E_{bt}}{I_m E_m}$, qui représente la contribution de la partie en béton dans le mur renforcé, la formule

précédente devient : $\bar{R}_{eq,comp} = \bar{R}_{m,ancien} (1 + \beta_{bt})$

où : $\beta_{bt} = \frac{E_{bt}}{E_m} \cdot \frac{ne}{t}$ (n est le nombre de couches du béton et e est l'épaisseur des couches).

3.8.2 Résistance d'un mur renforcé

En principe, on doit réanalyser l'ensemble du système pour recalculer les efforts horizontaux appliqués en tête de chaque mur. Pour le mur renforcé, on doit vérifier une double condition (l'indice r signifie « renforcé ») :

$$\begin{cases} V_{Ed,maçonnerie}^r \leq V_{Rd,m}^r \\ \tau_{cp} \leq f_{c,d,bt} \quad (\text{pour le béton faiblement armé}) \end{cases}$$

La nouvelle force appliquée en tête du mur (i) est proportionnelle à la rigidité équivalente, donc au prorata de la valeur :

$$\frac{R_i(1 + \beta_{bt})}{\sum R_j + \beta_{bt} R_i} \approx \frac{R_i(1 + \beta_{bt})}{\sum R_j} \quad \text{si } \beta_{bt} R_i \ll \sum R_j$$

Cette force peut être estimée en multipliant l'ancienne valeur V_{Ed}^i par $(1 + \beta_{bt})$:

$$V_{Ed}^{i,r} = V_{Ed}^i (1 + \beta_{bt})$$

Si l'on accepte l'hypothèse que les déformations en plan du mur sont les mêmes dans les deux parties du mur renforcé (monolithisme du mur et de son renforcement), la force sera redistribuée dans les sections en maçonnerie et en béton selon la rigidité au cisaillement. Les forces distribuées dans les parties en maçonnerie et en béton valent :

$$\begin{cases} V_{Ed,maçonnerie}^r = \frac{G_m A_m}{G_m A_m + G_{bt} A_{bt}} V_{Ed}^{i,r} = \frac{1}{1 + \beta_{bt}} V_{Ed}^{i,r} = V_{Ed}^i \\ V_{Ed,bt}^r = \beta_{bt} \cdot V_{Ed}^i \end{cases}$$

On trouve que la force de calcul pour la maçonnerie ne change pas. Pourtant le travail ensemble béton-maçonnerie assure une résistance calculée tout le long du mur.

$$V_{Rd,m}^{i,r} = f_{c,d} \cdot t \cdot l = V_{Rd,m}^i \times \frac{1}{l_c}$$

Vérification du béton :

La contrainte de calcul au cisaillement du béton est :

$$\tau_{cp} = \frac{k V_{Ed, bt}^r}{A_{bt}} = \frac{k}{l \cdot t} \times \frac{E_{bt}}{E_m} \times V_{Ed}^i \leq f_{c,d, bt}$$

avec $k=1,5$. Cette condition nous permet de vérifier dans un premier temps si le béton est suffisamment résistant. Sinon, il faut remplacer l'ancien mur par un mur en béton armé ou augmenter la qualité du béton.

3.8.3 Remplacement d'un mur faible par un mur en béton armé

Si l'on fixe au préalable la valeur du facteur de conformité égale à α_{admin} , après le renforcement par ajout des couches en béton, le facteur de résistance doit être supérieur à 1 :

$$FR_i^r = FR_i \times l / l_c \geq 1$$

Le calcul précédent donne $V_{Ed}^i = f_{c,d,m} \cdot t \cdot l_c / \alpha_i$. La vérification de la contrainte de cisaillement du béton exige :

$$\tau_{cp} = \frac{k}{l \cdot t} \times \frac{E_{bt}}{E_m} \times V_{Ed}^i = \frac{k E_b}{E_m} f_{c,d,m} \frac{l_c}{l \cdot \alpha_i} \leq f_{c,d, bt}$$

Cette condition devient :

$$FR_i^r \geq k \cdot \frac{E_{bt}}{E_m} \cdot \frac{f_{c,d,m}}{f_{c,d, bt}}$$

Si une des deux conditions de FR_i^r n'est pas satisfaite, il faut remplacer le mur considéré par un mur en béton armé.

Concrètement, dans notre analyse, on prend $f_{c,d, bt} = f_{ctd} = \frac{f_{ctm}}{\gamma_{bt}} = \frac{2,5}{1,5} = 1,67$ (NF EN 1992-1-1 §12.6.3) et

$$f_{c,dm} = \frac{f_{vkm}}{\gamma_M} = \frac{0,065 f_b}{\gamma_M} = 0,147, \text{ on obtient la condition : } FR_i^r \geq \max(1; 1,02) = 1,02$$

3.8.4 Résultats de renforcement

Les deux scénarii de renforcement présentés ci-dessous relèvent d'un choix de stratégie. Il existe évidemment d'autres stratégies possibles de renforcement faisant intervenir des murs différents de ceux choisis.

La stratégie de renforcement retenue ici est de renforcer en priorité les murs les plus faibles. On procède là encore par itération. A chaque étape, on choisit de renforcer le mur présentant la plus petite valeur de FR, puis on recalcule la structure pour actualiser les facteurs de conformité. Cette stratégie de renforcement a l'avantage d'être systématique, mais elle n'est pas forcément optimale. En effet, on peut choisir de renforcer un autre mur, et la redistribution des efforts peut aboutir à réduire la sollicitation sismique des autres murs, qui ne sont donc plus insuffisant, même sans renforcement.

3.8.4.1 Scénario 1 : Facteur de conformité fixé au préalable

Premièrement, on fixe la valeur souhaitée du facteur de conformité $\alpha_{choisi} = \alpha_{final} = 0,72$. A chaque étape, on choisit le mur ayant le facteur de résistance $FR = V_{Rd} / V_{Ed}$ minimal pour le renforcer. Cette procédure est considérée achevée si $\min(FR_i) \geq 1$ pour les murs non renforcés et $FR_i^r \geq 1,02$ pour les murs renforcés.

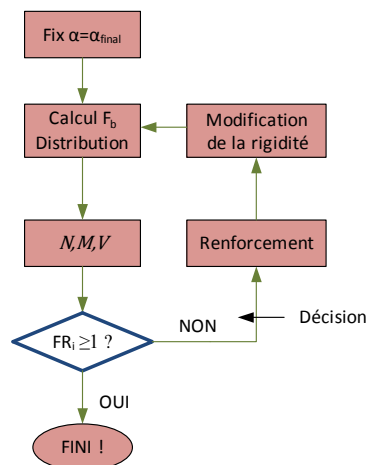


Figure 3-12 : Algorithme du scénario 1

Étape de renforcement avec $n = 2$ couches de béton d'épaisseur $e = 4$ cm.

Étape	Type de renforcement	Élément renforcé	Étage	Épaisseur béton (cm)	FR _{min}	FR _i ^r
1	Remplacement du plancher	Plancher	3 étages	10	0,681	
2	Ajout des couches de béton	Y8	RdC	4	0,863	1,726
3	Ajout des couches de béton	Y3	RdC	4	0,852	1,398
4	Ajout des couches de béton	X6	RdC	4	0,923	1,765
5	Ajout des couches de béton	X2	RdC	4	1,087	1,765
6	Ajout des couches de béton	X2	RdC	6	1,168	1,765
7	Ajout des couches de béton	X2	RdC	8	1,206	1,765
8	Ajout des couches de béton	Y3	RdC	6	1,219	1,398
9	Ajout des couches de béton	X15	RdC	4	1,237	1,765
10	Ajout des couches de béton	X1	R+1	4	1,25	1,608

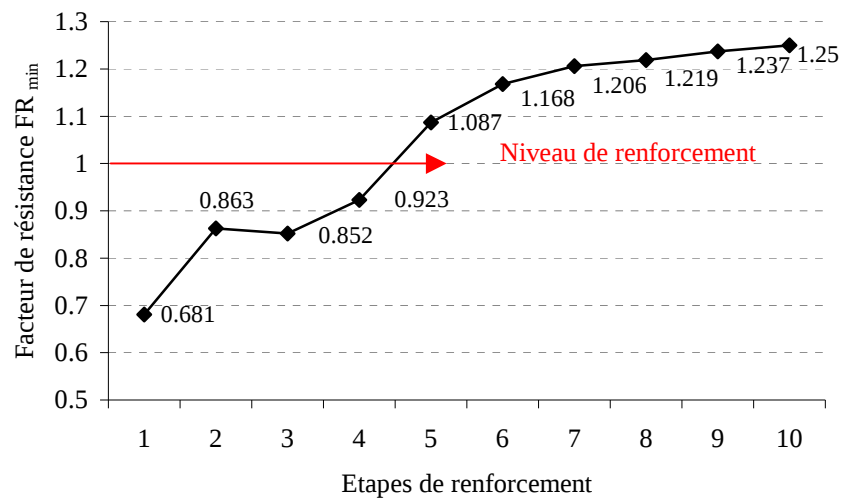


Figure 3-13 : Facteur de résistance obtenue

3.8.4.2 Scénario 2 : Calcul itératif pour chaque étape de renforcement

On initialise le facteur de conformité α par la valeur $\alpha_{\text{initial}} = 0,53$. L'effort tranchant à la base F_b est donc multiplié par α . L'algorithme de renforcement consiste à chercher le mur dont le rapport $FR = V_{Rd}/V_{Ed}$ est le plus petit. A chaque étape de renforcement, il faut actualiser le facteur de conformité par les calculs itératifs (chercher la valeur α pour que $\min(FR_i) = 1$).

Si le mur considéré n'a pas été renforcé aux étapes précédentes, on ajoute deux couches d'au moins 4 cm d'épaisseur et on refait le calcul pour actualiser α . Si le mur a déjà été renforcé, on augmente l'épaisseur des couches du béton au fur et à mesure (dans cet exemple, on choisit un pas de 2 cm). Si l'épaisseur totale de la partie renforcée atteint 20 cm, ou si le facteur de résistance FR_i^r après avoir renforcé ne satisfait pas les deux conditions mentionnées dans le paragraphe 3.8.3, on remplace ce mur par un mur en béton armé. Le résultat d'analyse est présenté dans le tableau et la figure qui suivent.

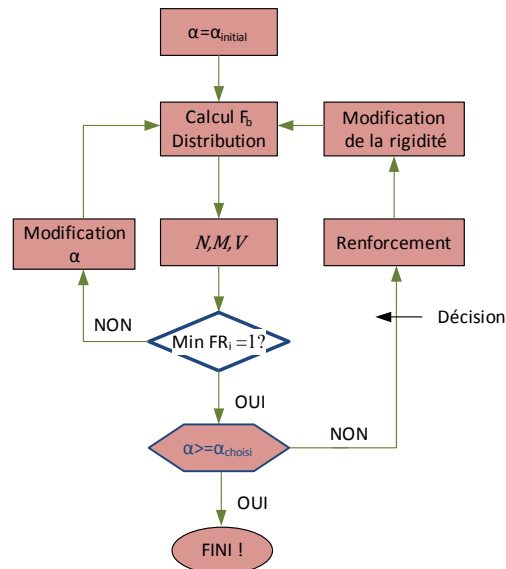


Figure 3-14 : Algorithme du scénario 2

Étape de renforcement avec $n = 2$ couches de béton d'épaisseur $e = 4$ cm.

Étape	Type de renforcement	Élément renforcé	Étage	Épaisseur béton (cm)	α	FR_i
1	Remplacement du plancher	Plancher	3 étages	10	0,535	
2	Ajout des couches de béton	Y3	RdC	4	0,613	1,119
3	Ajout des couches de béton	X2	RdC	4	0,657	1,413
4	Ajout des couches de béton	X6	RdC	4	0,749	1,413
5	Ajout des couches de béton	X2	RdC	6	0,767	1,413
6	Ajout des couches de béton	Y8	RdC	4	0,83	1,382
7	Ajout des couches de béton	X15	RdC	4	0,836	1,413
8	Ajout des couches de béton	X1	R+1	4	0,861	1,169
9	Ajout des couches de béton	X2	RdC	8	0,881	1,413
10	Ajout des couches de béton	Y3	RdC	6	0,9	1,119

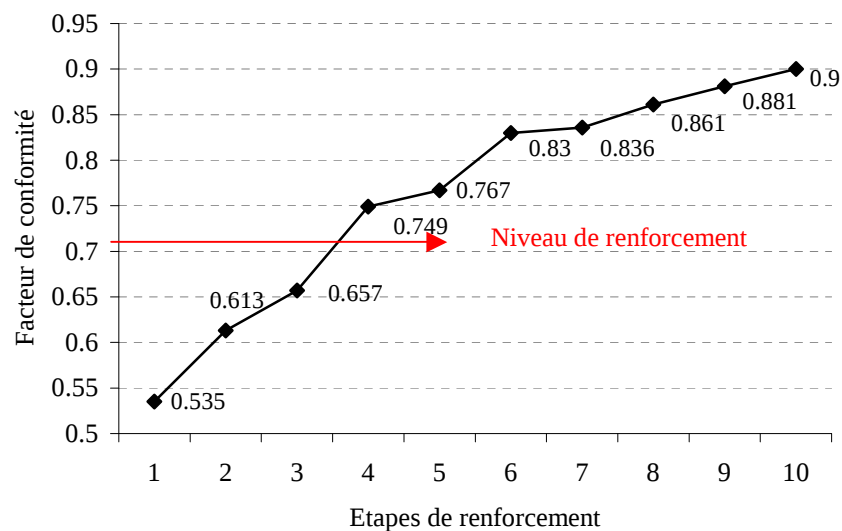


Figure 3-15 : Facteur de conformité obtenu

Nota :

A chaque étape de renforcement, il faut également actualiser l'effort vertical N_{ed} et vérifier la résistance à la compression. Dans toutes les étapes ci-mentionnées, les murs sont toujours résistants à la compression.

3.8.5 Conclusions pour l'analyse préliminaire

Au niveau de conformité souhaité, pour le premier scénario, 4 murs (Y8, Y3, X6, X2) doivent être renforcés tandis qu'avec le deuxième scénario, seulement 3 murs (Y3, X6, X2) sont renforcés. Le choix du premier mur à renforcer est purement numérique, car lorsqu'on actualise le facteur de conformité, le facteur de résistance du mur Y3 vaut 1,0 au lieu de 1,01 pour celui du mur Y8. Cependant, avec le premier scénario, la marge de sécurité des éléments sous une action sismique prédéfinie est mieux estimée tandis que dans le deuxième scénario, on peut connaître plus précisément le niveau de conformité atteint.

3.8.6 Technique de renforcement

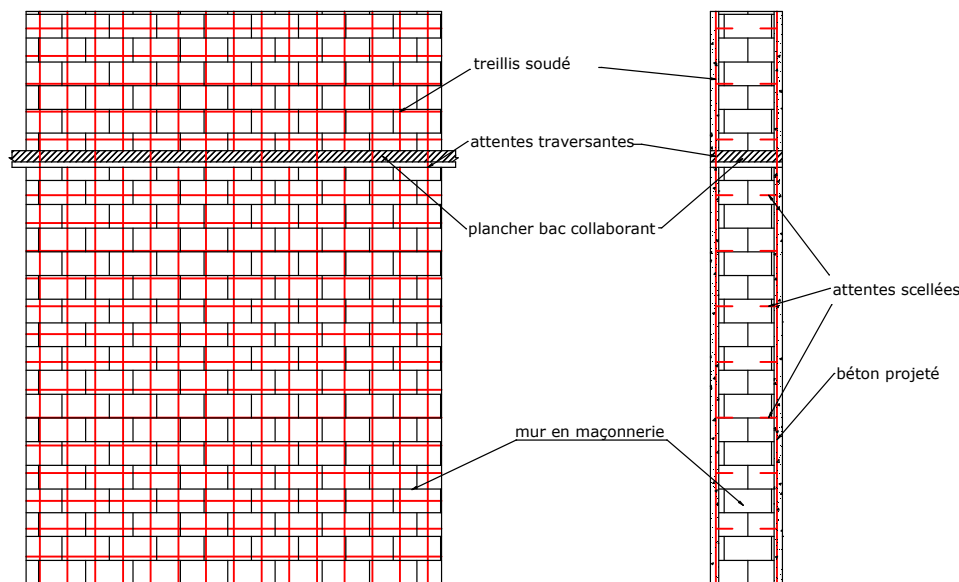


Figure 3-16 : Illustration d'un mur (40 cm x 3 m x 3 m) à renforcer

3.8.6.1 Objectifs

- Améliorer la ductilité du voile ou de l'ensemble de la structure en confinant le béton dans les zones critiques. En effet les zones proches des nœuds sont souvent insuffisamment frettées. Les cadres empêchent également les armatures de flamber.
- Il faut tenir compte du fait que cette technique augmente la raideur des voiles traités, qui, du coup, reprennent plus de charges et doivent donc être dimensionnés en conséquence. Une solution pour limiter ce phénomène consiste à utiliser seulement des armatures horizontales, sans armatures verticales de sorte que l'augmentation de résistance en flexion apportée par le renforcement est négligeable. Sinon, il faut dimensionner le renforcement de telle sorte qu'il puisse reprendre la surcharge.
- Augmenter la résistance globale de la structure. Le chemisage revient à augmenter la section de béton armé. Là encore, on utilise un ferrailage classique. On applique cette technique à tous les voiles dont la résistance est insuffisante.

3.8.6.2 Précautions et limites d'utilisation

- Tenir compte d'une redistribution des efforts due au renforcement local d'un élément de la structure.
- Vérifier le taux de travail des fondations.
- Dans le cas de l'utilisation d'un ferrailage vertical, on doit assurer la continuité des armatures à tous les niveaux.

3.8.6.3 Mise en œuvre pratique

- Préparation du support :
Ôter le revêtement du mur. Percer des trous de scellement à intervalles réguliers pour y fixer des barres de scellement. Si les deux faces d'un mur sont traitées, ces barres seront traversantes. Percer également le plancher et le plafond pour permettre le passage des armatures de continuité. Bien nettoyer pour éliminer toutes les poussières
- Mise en œuvre du chemisage :
Sceller au mortier des barres courtes dans le mur pour assurer la continuité du ferrailage. Mettre en place le nouveau ferrailage (treillis soudé renforcé par des barres verticales aux extrémités et les lier aux barres de

scellement. Si on décide de donner une forme de T ou de I au voile (ce qui est recommandé), mettre en place le ferrailage des poteaux d'extrémité.

Veiller à bien lier les différents éléments. Mettre en place les armatures de continuité. Projeter le béton ou la gunité puis la talocher pour lui donner une surface lisse. Une fois la prise faite, coffrer le poteau et le couler.

- Finitions :
Enduire le mur et poser le revêtement.

3.9 Conception de l'intervention sur la structure avec la méthode avancée

3.9.1 Présentation de la modélisation numérique

Le calcul avec un modèle numérique permet un résultat plus précis au niveau de renforcement. Un modèle avec porteurs verticaux implantés est établi dans le code d'éléments finis SAP2000. Pour rendre le modèle léger et efficace, on ne modélise pas les planchers. Les charges permanentes et d'exploitation dues aux planchers sont modélisées par les charges associées appliquées en tête des murs. La masse est calculée à partir des masses des murs et des charges mentionnées. A chaque niveau d'un plancher, les nœuds sont contraints en déplacements horizontaux pour représenter la fonction diaphragme.

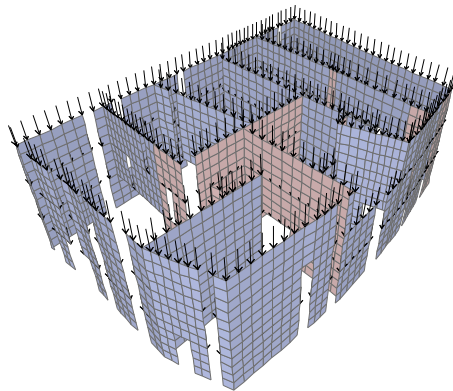


Figure 3-17 : Modélisation de l'ouvrage et charges dues aux planchers

Les facteurs de résistance sont calculés selon le rapport entre la contrainte résistante et la contrainte tangentielle calculée dans chaque mur. Le module d'élasticité de la maçonnerie est divisé par deux dans l'analyse (NF EN 1998-1-1 §4.3.1 (7)). Le nombre de modes retenus est choisi pour que la somme des masses modales soit supérieure à 90% de la masse totale de la structure. Le nombre minimal des modes est :

$$k \geq 3 \cdot \sqrt{n} = 3 \cdot \sqrt{3} = 5,1 \rightarrow k \geq 6$$

Dans cet exemple, on choisit 15 modes, qui mobilisent 98% de la masse totale.

Modal Participating Mass Ratios				
Mode	Période	SommeUX	SommeUY	SommeUZ
[]	s	[]	[]	[]
1	0,171	0,005	0,529	0,001
2	0,148	0,687	0,595	0,002
3	0,113	0,775	0,842	0,002
4	0,088	0,780	0,891	0,109
5	0,079	0,782	0,896	0,198
6	0,077	0,786	0,897	0,208
7	0,064	0,786	0,897	0,278
8	0,055	0,794	0,923	0,340
9	0,050	0,899	0,929	0,340
10	0,042	0,899	0,931	0,822
11	0,039	0,901	0,953	0,853
12	0,037	0,943	0,953	0,856
13	0,024	0,953	0,976	0,870
14	0,020	0,975	0,983	0,877
15	0,018	0,982	0,984	0,951

3.9.2 Résultat de l'analyse préliminaire et décision de renforcement

Comparaison avec la méthode de force latérale

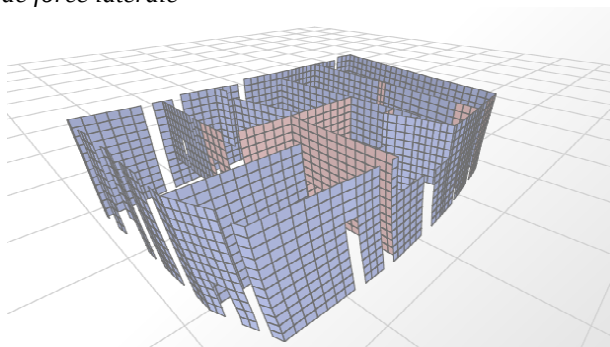


Figure 3-18 : Mode 1 – suivant la direction y

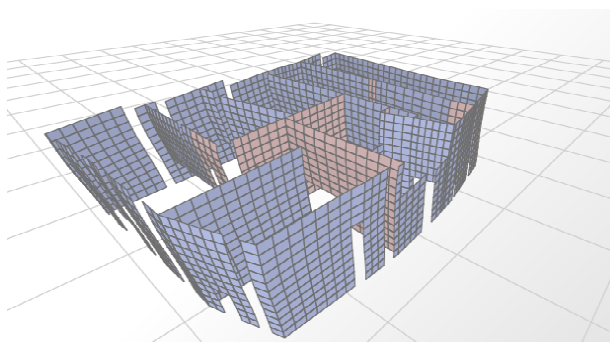


Figure 3-19 : Mode 2 – suivant la direction x

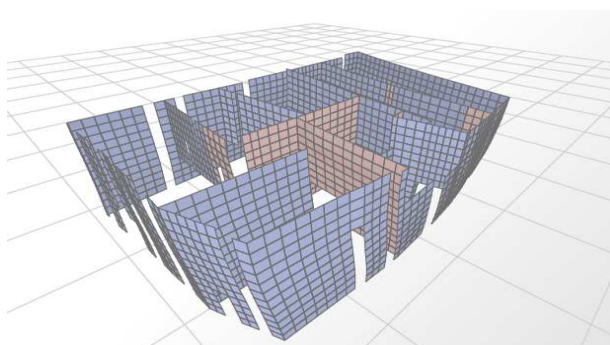


Figure 3-20 : Mode 3 – torsion suivant l'axe z

Mode	A_c	C_t	T_1 (EC8)	T (SAP2000)
Unité	m ²	[]	s	s
x	31,2	0,013	0,070	0,148
y	18,3	0,018	0,091	0,171

Tableau 3-2 : Comparaison des périodes issues de SAP2000 et de §4.3.3.2.2 (4) - NF EN 1998-1-1

Ces différences sont dues au fait que la formule approchée de l'Eurocode est appliquée forfaitairement, sans tenir compte de la rigidité des matériaux. Dans le modèle, le module d'Young de la maçonnerie introduit est égal à la moitié de la valeur $E_m=4000$ MPa (si l'on introduit la totalité de cette valeur dans le modèle, les périodes propres de vibration dans les directions x et y deviennent 0,107s et 0,125s, qui ne sont pas trop éloignées du résultat obtenu avec l'EC8). Cependant, la répartition des forces horizontales ne dépend que du rapport entre les modules, donc ne change pas considérablement.

La réaction à la base est assez proche de la valeur calculée par la méthode des forces latérales ($F=4724$ kN). La masse introduite dans le modèle est donc correctement évaluée.

Base Reactions			
OutputCase	StepType	GlobalFX	GlobalFY
		KN	KN
Combo.Seisme.x	Max	4716	2506
Combo.Seisme.x	Min	-4716	-2506
Combo.Seisme.y	Max	2583	4459
Combo.Seisme.y	Min	-2583	-4459

(ici, les combinaisons « Combo.Seisme.x » et « Combo.Seisme.y » correspondent aux combinaisons de Newmark de la NF EN 1998-1-1 dans les directions x et y).

Comme dans la méthode précédente, on pourrait réaliser deux scénarii d'analyse : par facteur de résistance et par un calcul itératif pour obtenir les facteurs de conformité. Cependant, un calcul itératif implique un coût numérique important et nécessiterait l'automatisation de la procédure. Dans cet exemple, seul le premier scénario est réalisé. On fixe la charge sismique à hauteur de 72% de la charge de calcul. A chaque étape, on cherche le mur le plus faible à renforcer. Pour les murs renforcés, une modification de la rigidité est nécessaire. Concrètement, la rigidité des murs renforcés est multipliée par $(1 + \beta_{bt})$ avec β_{bt} calculé comme dans l'analyse précédente.

Épaisseur du mur	β_{bt}	$(1 + \beta_{bt})$
cm		
30	2,58	3,58
35	2,21	3,21
40	1,94	2,94
45	1,72	2,72
50	1,55	2,55
55	1,41	2,41
60	1,29	2,29
65	1,19	2,19
70	1,11	2,11
75	1,03	2,03
80	0,97	1,97

Tableau 3-3 : Coefficients de correction des rigidités d'un mur renforcé par 2 couches de 5cm de béton

Concernant la vérification après le renforcement, avec l'hypothèse de répartition des efforts selon la rigidité des parties en béton et en maçonnerie, la contrainte dans la partie en maçonnerie devient la contrainte mise à jour dans le mur renforcé divisée par $(1 + \beta_{bt})$. Cette contrainte sera comparée avec la contrainte de résistance au cisaillement.

3.9.3 Résultat de renforcement

On suppose que la contrainte tangentielle limite représentant la résistance au cisaillement de la maçonnerie vaut : $r_{12} = 0,163$ MPa.

Le critère de résistance retenu est que tous les murs dont la contrainte tangentielle est telle que $\sigma_{12} \leq r_{12}$ sont supposés résistants. On n'examinera donc que les murs ayant $\sigma_{12} > r_{12}$. Le champ de contrainte tangentielle est représentée en mettant la limite inférieure à r_{12} . Les murs résistants ont la couleur magenta et les murs non résistants sont présentés dans le spectre de couleurs $[r_{12}; \max(\sigma_{12})]$. La figure met en évidence deux murs non résistants, Y7 et Y10, au rez-de-chaussée. Il existe également quelques points faibles dans les autres murs, mais on suppose que la force horizontale de résistance est encore suffisante. En plus, les murs renforcés vont décharger les autres murs, y compris les points faibles mentionnés ci-dessus. Ce principe sera vérifié dans le résultat de renforcement.

Dans ce cas, on décide de renforcer les murs Y7 et Y10 du rez-de-chaussée. Si l'état de contrainte modifié n'est toujours pas satisfaisant, on poursuivra le renforcement. Le calcul 3D est relancé pour retrouve l'état de contrainte tangentielle comme dans l'étape précédente. Pour les murs non renforcés, la contrainte ne doit pas dépasser pas la résistance r_{12} . Pour les deux murs renforcés, la redistribution des contraintes dans les parties en béton et en maçonnerie doit être prise

en compte. La condition de vérification pour la contrainte dans le mur composite équivalent devient : $\frac{\sigma_{12}}{1 + \beta_{bt}} \leq r_{12}$

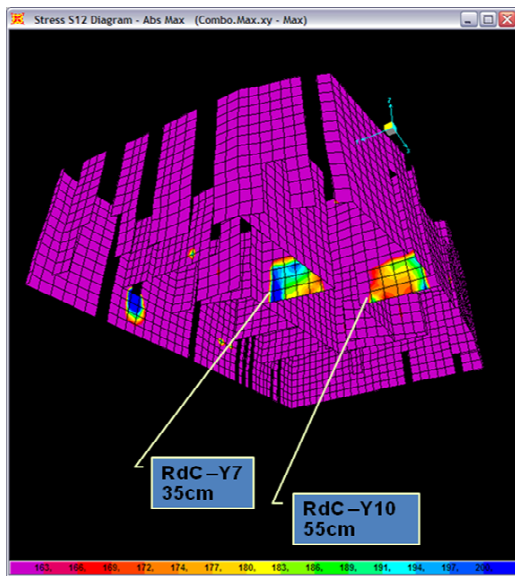


Figure 3-21 : État de contrainte tangentielle dans les murs

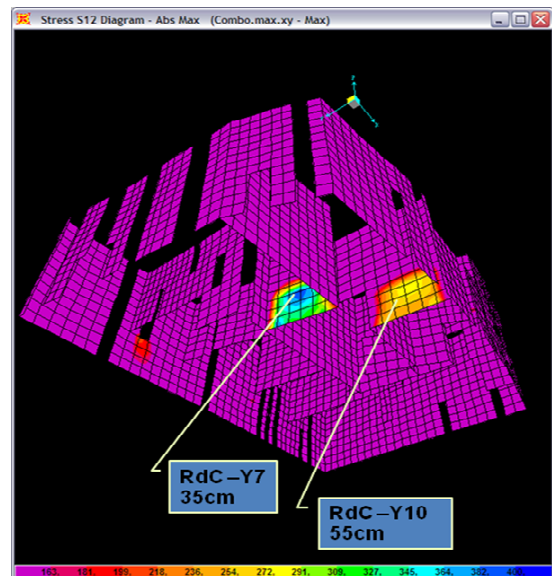


Figure 3-22 : État de contrainte tangentielle après renforcement

Vérification des contraintes :

Pour le mur Y10 : $\frac{\max \sigma_{12}}{1 + \beta_{bt}} = \frac{300}{2,41} \leq r_{12}$

Pour le mur Y7 : $\frac{\max \sigma_{12}}{1 + \beta_{bt}} = \frac{420}{3,21} \leq r_{12}$

3.9.4 Comparaison avec la méthode simplifiée

La modélisation numérique permet de valider le résultat obtenu par la méthode simplifiée. La procédure de renforcement et de vérification reste la même. Dans le scénario 1, les murs Y8, Y3, X6, X2 sont renforcés par ajout des couches de béton. Le résultat numérique donne le champ de contraintes dans les murs comme représenté dans la figure 3-23. La contrainte maximale est de 0,33MPa.

Pour tous les murs, la condition de résistance $\frac{\max \sigma_{12}}{1 + \beta_{bt}} \leq r_{12}$ est vérifiée. La méthode numérique valide donc le résultat de la méthode simplifiée.

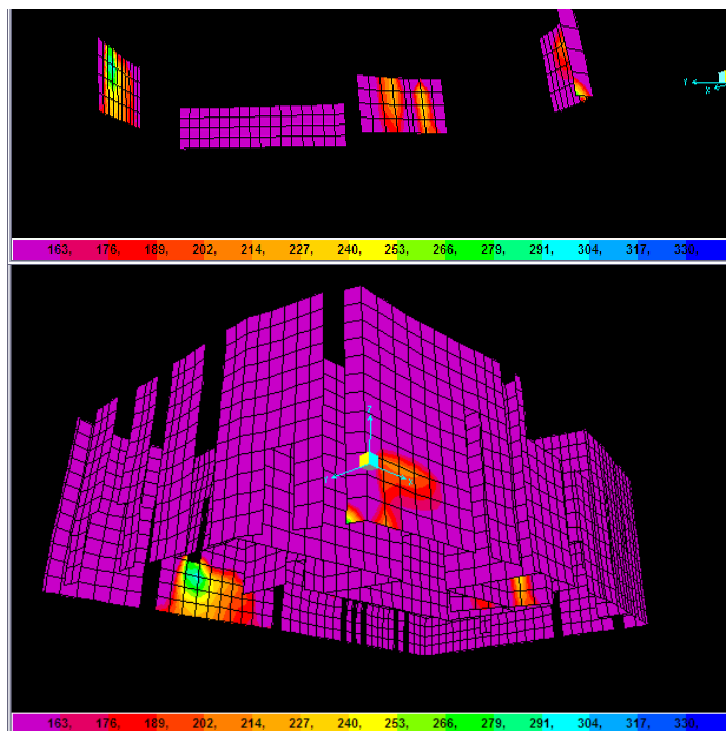


Figure 3-23 : Champ de contraintes dans les murs après avoir renforcé 4 murs Y8, Y3, X6, X2

3.10 Conclusion

La méthode aux éléments finis donne seulement 2 murs à renforcer et elle valide le résultat calculé par la méthode simplifiée. Malgré les hypothèses adoptées pour simplifier le calcul, la méthode simplifiée nous permet d'obtenir les valeurs de conformité α à chaque étape de renforcement. Elle donne également une évolution du facteur de conformité, donc permet d'optimiser la procédure et le coût. Elle est très utile pour fournir une vision globale du renforcement, une stratégie et une estimation préliminaire de coût au maître d'ouvrage.

La différence des résultats entre la méthode simplifiée et la méthode par éléments finis provient du fait que la rigidité de chaque mur dans la méthode simplifiée contribue à la distribution des efforts de façon différente par rapport à la modélisation. On a admis que les murs de contreventement travaillent séparément et que les forces horizontales se distribuent au prorata des rigidités au cisaillement des murs. Dans la modélisation, il est évident que la connexion entre les murs joue un rôle important, qui forme une rigidité globale plus grande que la somme des rigidités des murs séparés. C'est le cas de distribution des contraintes tangentielles dans les murs Y7 et Y10 au rez-de-chaussée. Les murs aux extrémités de ces deux murs forment une section en plan similaire au cas d'un profil en I. Dans le cas où le bâtiment vibre dans la direction y, par le principe de réciprocité, on déduit que les contraintes de signes opposés dans les « semelles » ont créé une contrainte très importante dans l'« âme » (les murs Y7 et Y10 jouent des rôles de semelle dans la section I). Il faut être très prudent quant à la capacité de reprendre le cisaillement aux niveaux des connexions entre les murs et éviter les murs courts qui relient les grands murs parallèles.

Figures complémentaires : repérage des murs et surface revenant en tête des murs

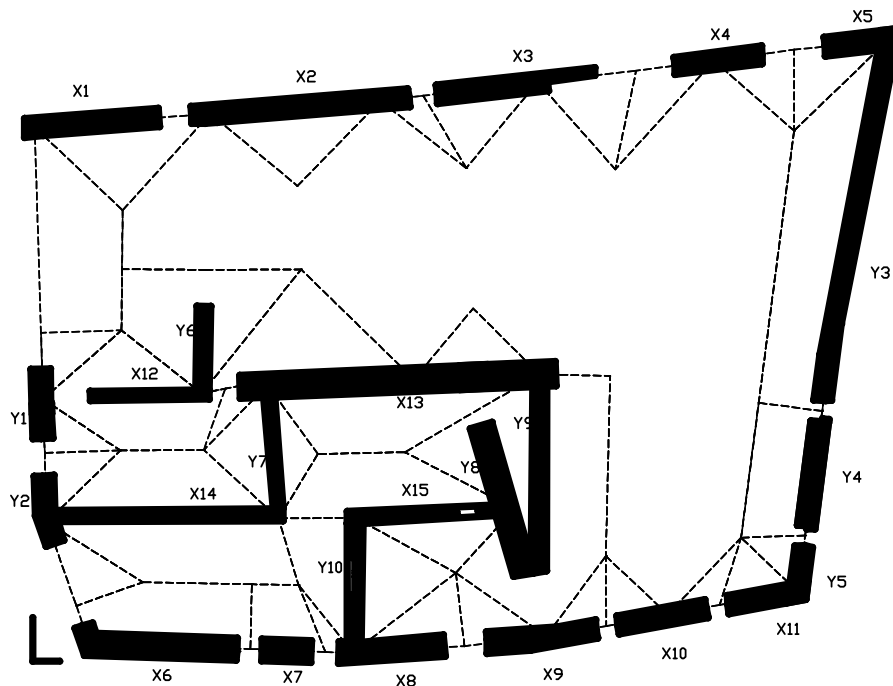


Figure 3-24 : Rez-de-chaussée

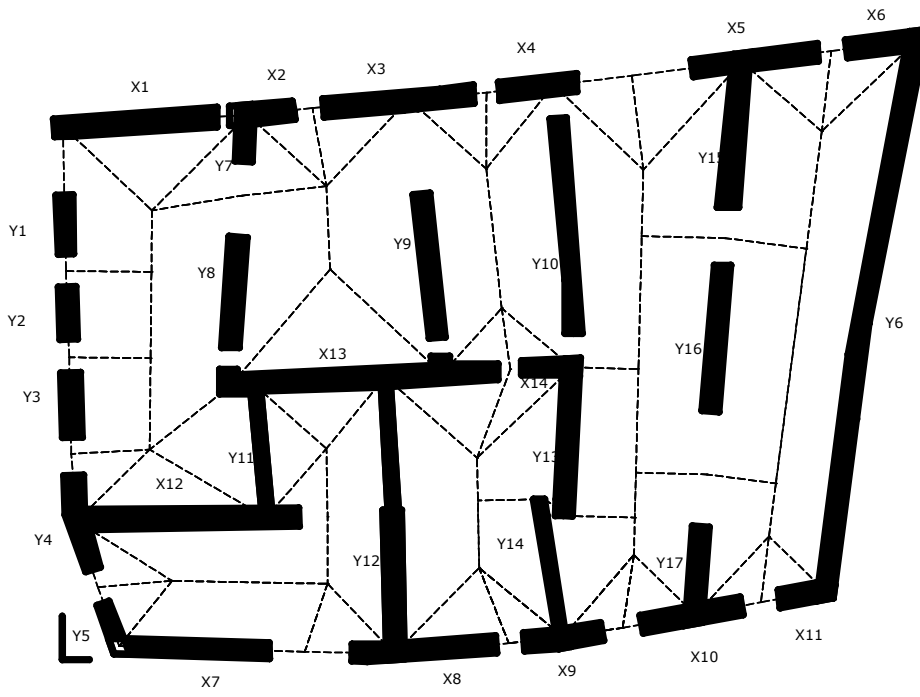


Figure 3-25 : R+1

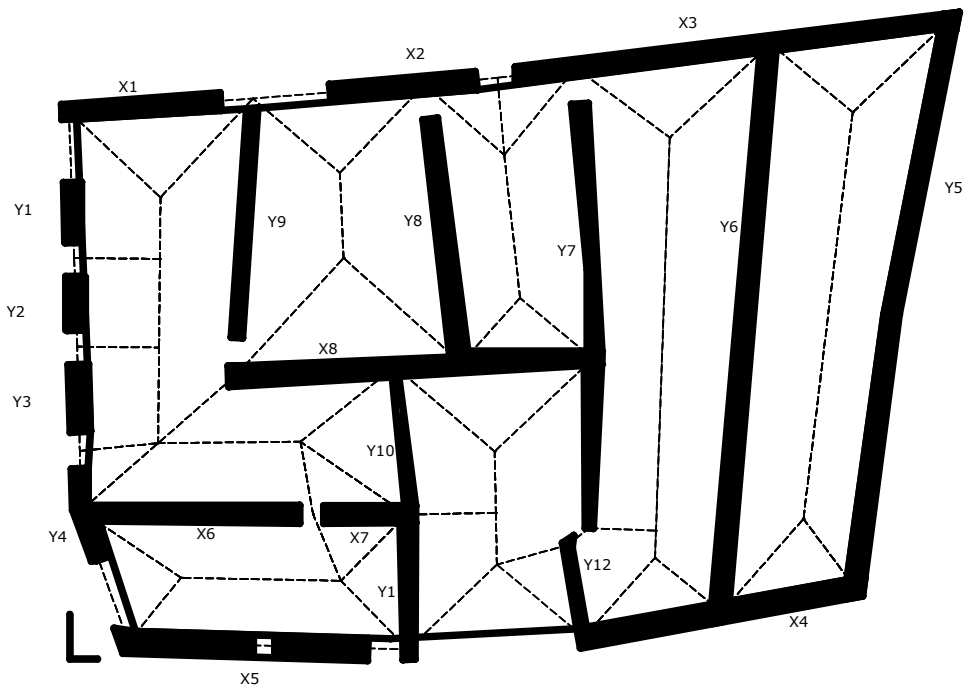


Figure 3-26 : R+2

4 Exemple d'étude pour un bâtiment en béton

4.1 Description générale des tours

L'ensemble immobilier comporte trois tours théoriquement identiques. Chaque tour comporte dix-neuf étages sur rez-de-chaussée sans sous-sol, à usage d'habitation. La vue en plan de chaque tour est constituée de deux rectangles imbriqués et décalés, la zone d'intersection contenant les circulations verticales. Les informations disponibles sont données dans la fiche de visite (§ 4.6).



Figure 4-1 : Bâtiment étudié

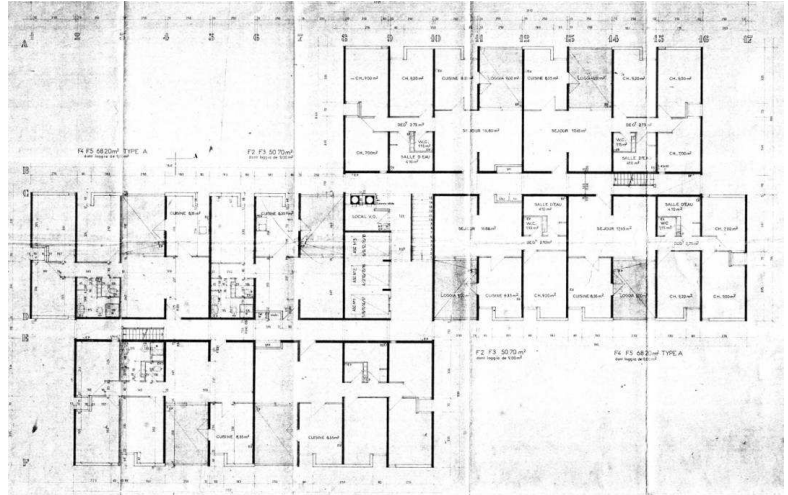


Figure 4-2 : Étage courant

4.2 Description de la structure de la tour

4.2.1 Contreventement

La structure est composée de voiles en béton armé dans les deux directions. Dans le sens transversal, 17 murs espacés régulièrement contreventent la tour. Ces voiles sont interrompues au droit du couloir central où des linteaux visibles en plafond du couloir relient deux trumeaux toute hauteur. Chaque trumeau est percé d'ouvertures à l'intérieur des appartements. Dans le sens longitudinal, seuls les voiles du couloir central assurent le contreventement. Compte tenu des portes d'entrée des appartements, ce sont en réalité des murs à files d'ouvertures alignées en élévation. Néanmoins, compte tenu du décalage du couloir en plan, c'est un ensemble de quatre murs à files d'ouverture qui assure le contreventement.



Figure 4-3 : Linteaux visibles au niveau du couloir

4.2.2 Fondations

Les fondations sont profondes constituées de pieux ancrés dans le calcaire (plus ou moins altéré) à 33 m de profondeur. Les pieux sont munis de longrines en tête et chemisés sur les 5 premiers mètres. Le remblai régnant sur 2 à 3 m de profondeur a tassé au fil du temps. Le tassement est probablement dû aux couches sous remblai (ancienne mangrove de plus de 10 m de tourbes et argiles molles).



Figure 4-4 : Tassement du remblai

4.2.3 Régularité

Bien que les critères de régularité en plan de l'Eurocode 8 ne soient pas entièrement respectés (le critère de compacité n'est pas respecté), l'examen de la vue en plan permet de juger que les centres de gravité et de flexion sont proches et que la structure dispose d'une bonne rigidité à la torsion. Pour une analyse simplifiée du comportement dynamique, deux modèles plans sont suffisants. La régularité en élévation est assurée, tous les niveaux étant quasiment identiques. Il n'y a pas de transparence au premier niveau.

4.3 Examen in situ de la structure et de son état

La tour examinée est la tour n°3. Vu de l'extérieur, les deux autres tours paraissent dans un état similaire.

Les voiles porteurs paraissent globalement en bon état, néanmoins, des traces de corrosion sont visibles sur l'ensemble des étages, en général aux mêmes endroits (figure 4-5). L'origine de ces corrosions est dans la plupart des cas un enrobage très insuffisant, qu'on peut soupçonner assez général. Cependant, les corrosions apparaissent dans des zones plus exposées, les tours étant situées non loin de la mer. Ces zones se situent notamment près des ouvertures extérieures des cages d'escaliers et particulièrement à l'intersection d'un demi long pan et de la cage d'escalier, aux reprises de bétonnage du poteau noyé dans le voile à cette intersection. Des zones de corrosion moins systématiquement localisées sont dues à des fuites d'eau et sont visibles dans des voiles et des linteaux.

Les zones corrodées permettent d'apprécier le ferrailage en place. Dans la zone d'intersection mentionnée ci-dessus, le ferrailage courant des voiles peut être estimé à :

H : HA 6 e = 25 à 30 cm,

V : HA 8 e = 20 cm.

La face visible du poteau noyé comporte 4 HA 12 verticaux avec des cadres espacés de 20 cm (figures 4-5 et 4-6).

En revanche, aucune fissure n'a été observée.



Figure 4-5 : Corrosion sur les voiles porteurs (1)

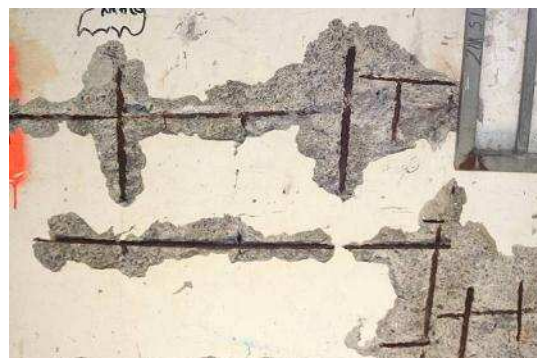


Figure 4-6 : Corrosion sur les voiles porteurs (2)

4.4 Étude de la tenue vis-à-vis du séisme

4.4.1 Données de calcul disponibles

Des plans sont disponibles, qui permettent de déterminer les dimensions des structures et des pieux. En revanche, seules les armatures des pieux sont connues. Il faut donc se contenter de l'estimation ci-dessus pour les armatures des voiles. Les propriétés du béton ne sont pas connues, elles peuvent être raisonnablement évaluées en partant de l'hypothèse d'un béton B25.

Vu la date de construction, l'acier des armatures HA est très probablement de limite d'élasticité garantie 400 MPa. Vu les descriptions disponibles du sol constitué de terrains gagnés sur la mangrove et remblayés, le tout ayant une épaisseur de 13 m environ de sols très meubles sur du calcaire, le site peut être classé en type E au sens de l'EC8.

4.4.2 Analyse du comportement de la structure

Les documents disponibles confirment que les règles PS 69 ont été utilisées pour la conception. Vu l'époque de la construction, les règles CCBA 68 ont été utilisées pour le béton armé.

Le rapport d'expertise fait apparaître que les concepteurs ont prévu de reprendre l'effort tranchant en pied par butée sur le remblai. Cet effort tranchant est évalué à 10% du poids. Mais cette hypothèse de butée ne paraît pas réaliste compte tenu de la qualité du remblai et des tassements qu'il a subis.

Il paraît beaucoup plus représentatif du comportement de la structure de supposer qu'une part substantielle de l'effort tranchant passe dans les pieux et que ceux-ci fléchissent sur une partie de leur hauteur, compte tenu d'une faible résistance latérale du terrain. Cette vision est d'ailleurs confirmée par le témoignage d'une résidente qui pense que la tour est assise sur des rouleaux, compte tenu de ce qu'elle a ressenti. Néanmoins, les deux hypothèses sont examinées ci-après.

4.4.3 Évaluation du niveau de résistance de la tour supposée encastree à la base

C'est l'hypothèse de base des concepteurs. Il s'agit ici de faire une évaluation simplifiée du niveau de résistance de la tour. Seule la direction transversale est considérée, en principe la plus défavorable, les quatre murs de grande longueur dans la direction longitudinale offrant une grande raideur et une grande résistance.

La vue en plan et la vue en élévation permettent de calculer la masse de chaque niveau :

- Plancher : $666,65 \text{ m}^2 \times 0,13 \text{ m} \times 2,5 \text{ T/m}^3 = 217 \text{ T}$
- Voiles béton : 275 T
- Maçonneries : 31 T
- Il convient d'ajouter les surcharges quasi permanentes (EC8) :

$$666,65 \text{ m}^2 \times 0,15 \text{ T/m}^2 \times (\psi_2 = 0,3) \times (\varphi = 0,5) = 15 \text{ T}$$

La masse par niveau s'élève donc à 538 T pour une hauteur d'étage de 2,62 m, soit $\mu = 205,3 \text{ T/m}$, pour une hauteur hors acrotère de 52,27 m. Le poids correspondant est de 105 MN environ.

En ne considérant que les déformations de flexion et en supposant en première approximation que la structure est composée de 34 trumeaux identiques de 13 cm d'épaisseur et de 7,46 m de longueur, l'inertie globale à la flexion est égale à 153 m^4 .

La méthode de Rayleigh permet d'obtenir la période fondamentale dans cette direction. Dans l'hypothèse où le bâtiment est encastree en pied, en appliquant le poids propre à l'horizontale, la flèche vaut :

$$\delta = \frac{52,27^2}{4 \times 32000 \text{ MPa} \times 153 \text{ m}^4} \times \frac{1}{2} \times 205,3 \text{ T/m} \times 9,81 \text{ m/s}^2 \times 52,27^2 = 0,383 \text{ m} \quad \text{d'où : } T_1 = 2 \times \sqrt{0,383} = 1,24 \text{ s.}$$

Pour cette période et un site E, en admettant un coefficient de comportement de 3 (réaliste puisque la structure est conforme aux PS69), l'accélération spectrale à Pointe-à-Pitre est $1,4 \times 3 \text{ m/s}^2 / 3 = 1,4 \text{ m/s}^2$.

L'effort tranchant en pied est alors, d'après l'EC8, exprimé en pourcentage du poids : $\frac{0,85 \times 1,4}{9,81} = 12,1\%$

Ce résultat est du même ordre de grandeur que celui annoncé pour la conception (10%), ce qui confirme la conformité de celle-ci. *Note : dans une étude réelle, il conviendrait de vérifier cette conformité, c'est-à-dire la résistance effective des trumeaux vis-à-vis de la flexion et de l'effort tranchant, avec les informations recueillies plus haut.*

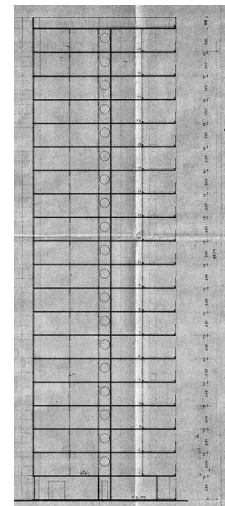


Figure 4-7 : Élévation transversale

Cet effort tranchant se répartit également entre les trumeaux, chacun étant soumis à :

$$V = \frac{1}{34} \times 0,121 \times 105 \text{ MN} = 0,374 \text{ MN}$$

En négligeant la contribution des linteaux, le moment fléchissant en pied de chaque trumeau est :

$$M = \frac{2}{3} \times 52,27 \text{ m} \times 0,374 \text{ MN} = 13,0 \text{ MNm}$$

Ce moment est repris en traction – compression dans les pieux. La prise en compte des linteaux conduirait à diminuer les moments fléchissants dans les trumeaux, au prix d'une augmentation de l'effort normal dans chacun d'eux.

A noter que l'EC8 demande de prendre en compte la fissuration du béton. Il est ici suffisant de diviser l'inertie par 2, ce qui conduit à une période de 1,75 s et à des efforts plus faibles. L'hypothèse prise ci-dessus est donc enveloppe pour les efforts.

4.4.4 Évaluation du niveau de résistance de la tour compte tenu de ses fondations

En réalité, comme il a été mentionné plus haut, la butée sur le remblai est probablement inefficace, au moins partiellement, et il y a lieu de considérer l'hypothèse extrême où elle n'est pas active. Dans ce cas, l'effort tranchant est équilibré entièrement par les pieux, qui fonctionnent en flexion avec une résistance latérale limitée des sols meubles, au moins jusqu'au calcaire.

La première étape consiste à réévaluer la période fondamentale du système. La rigidité de la fondation est estimée en considérant des pieux en parallèle transmettant un effort tranchant en tête. Il y a 56 pieux Φ 800, 16 pieux Φ 730 et 4 pieux Φ 650. Pour une estimation préalable, il est considéré que les pieux sont encastres en pied et articulés en tête (présupposant ainsi une rotule plastique en tête), avec une longueur libre égale à l'épaisseur des couches compressibles de sol augmentée de trois diamètres, soit 13 m environ.

$$\text{Inertie à la flexion : } I = \frac{\pi}{4} (56 \times 0,8^4 + 16 \times 0,73^4 + 4 \times 0,65^4) = 22,14 \text{ m}^4.$$

$$\text{Rigidité à la translation horizontale du système de pieux : } K = \frac{3 \times 32000 \text{ MPa} \times 22,14 \text{ m}^4}{(13 \text{ m})^3} = 968 \text{ MN/m}$$

En considérant que l'essentiel de la déformation est dans la fondation, la période fondamentale du système serait :

$$T_1 = 2\pi \sqrt{\frac{10,5}{968}} = 0,65 \text{ s}$$

Cette valeur étant inférieure à celle obtenue pour le bâtiment encasté, la souplesse du bâtiment ne peut pas être négligée. Une approximation suffisante est obtenue en considérant deux ressorts en série, représentant la fondation et les structures du bâtiment. Pour ce dernier, la valeur de la raideur équivalente pour la masse totale est obtenue à partir de la pulsation :

$$K = M\omega^2 = 10,5 \times (2\pi/1,24)^2 = 269,6 \text{ MN/m}$$

La raideur globale est donc $\frac{1}{\frac{1}{269,6} + \frac{1}{968}} = 211 \text{ MN/m}$, ce qui donne une nouvelle évaluation de la période :

$$T_1 = 2\pi \sqrt{\frac{10,5}{211}} = 1,40 \text{ s}$$

A cette période, le paramètre dimensionnant est le déplacement en tête des pieux. La valeur de déplacement spectral est, pour Pointe-à-Pitre et compte tenu du sol de type E : $62 \text{ mm} \times 3 = 186 \text{ mm}$, avec une accélération spectrale associée égale à $1,25 \text{ m/s}^2$ (compte tenu d'un coefficient de comportement de 3), soit un effort tranchant total de 11,2 MN, soit encore 10,6% du poids. *Note : pour un dimensionnement en force d'une structure neuve, il convient de prendre une accélération spectrale minimale de $0,2 \times 3 \text{ m/s}^2$, inférieure à la valeur considérée ici.*

L'effort tranchant total en pied des trumeaux (et en conséquence le moment fléchissant dans chacun d'eux) est proche de celui pris dans l'hypothèse de dimensionnement initiale. La prise en compte de la souplesse des pieux a donc un effet favorable pour les superstructures. En revanche, cette hypothèse implique une flexion des pieux pour laquelle ils n'ont pas été conçus.

Le déplacement imposé est le plus défavorable pour les pieux les plus raides, à savoir les pieux de diamètre 800 mm. En maintenant la même hypothèse, la force en tête d'un tel pieu est :

$$H = \frac{\frac{\pi}{4} \times 0,8^4}{22,14} \times 1,25 \times 10,5 = 191 \text{ kN}$$

ce qui donne un moment fléchissant de l'ordre de $191 \times 13 = 2480 \text{ kN.m}$.

Trois vérifications sont à faire pour le pieu : vis-à-vis de l'effort tranchant, du moment fléchissant et de la rotation de la rotule plastique qui se forme en tête. En tête, le pieu est armé de 8Φ20 avec des cerces Φ8, e=15cm. Pour ces vérifications il convient de tenir compte de l'effort normal.

Sous l'effet du poids propre, la compression est distribuée au prorata des sections, donc :

$$N_{pp} = \frac{0,8^2}{56 \times 0,8^2 + 16 \times 0,73^2 + 4 \times 0,65^2} \times 105 \text{ MN} = 1,46 \text{ MN}$$

Le moment en pied de trumeau, à savoir 11,6 MN (obtenu à partir du résultat du paragraphe précédent au prorata des accélérations spectrales) est repris par efforts normaux dans les pieux. Ceux-ci étant distants sous un trumeau de 2,20 m, ce qui donne une compression ou une traction de 5,29 MN.

Il y a donc un risque d'arrachement du pieu (mais l'hypothèse de trumeaux indépendants est assez défavorable).

Les efforts normaux étant du même ordre de grandeur que ceux pris à l'origine, cette vérification a dû être faite ; elle nécessite une connaissance plus approfondie des couches de sol. A un stade préliminaire, il serait raisonnable de penser que ce dimensionnement a été correctement fait, néanmoins la traction ultime des pieux est de $8\pi \times 0,01^2 \times 400 = 1,00$ MN. Le niveau admissible d'accélération en traction pure est donc déterminé par l'équation :

$$5,29 \alpha - 1,46 = 1,00 \text{ d'où } \alpha = 0,465$$

Au voisinage de cette valeur, les pieux peuvent être considérés comme endommagés. Leur dégradation entraîne une rotation supplémentaire de la superstructure qui tend à diminuer l'accélération. Néanmoins, il s'agit d'une fissuration excessive en traction-flexion qui n'implique pas une rupture d'ensemble, la superstructure restant intègre comme il a été démontré. *Note : les calculs effectués ici sont approximatifs (bien que réalistes) et destinés à montrer une démarche de décision.*

Peu de données quantitatives sont disponibles concernant les propriétés mécaniques des sols traversés par les pieux. Il est néanmoins possible de « tester » les hypothèses simplificatrices prises ci-dessus. En partant de l'hypothèse d'un module pressiométrique de 100 bars (10 MPa), ce qui correspond à des sols assez souples, le module de réaction latérale est 1,7 bar/cm (17 MN/m) et la longueur élastique vaut :

$$I_0 = \sqrt[4]{\frac{EI}{kb}} = \sqrt[4]{\frac{32000 \text{ MPa} \times 22,14 \text{ m}^4}{17 \text{ MN/m} \times 0,80 \text{ m}}} = 15,1 \text{ m}$$

Pour un pieu encasté en tête, la raideur horizontale peut être estimée à $kbI_0 = 17 \times 0,8 \times 15,1 = 205 \text{ MN/m}$ et pour un pieu articulé en tête : $\frac{1}{2} kbI_0 = \frac{1}{2} 17 \times 0,8 \times 15,1 = 102,5 \text{ MN/m}$.

En prenant la première hypothèse plus proche de la réalité dans le domaine élastique, le moment maximal vaut :

$$M_{\max} = 0,5 \sqrt{I_0} = 0,5 \times 191 \text{ kN} \times 15,1 \text{ m} = 1442 \text{ kN.m}$$

Néanmoins, si les propriétés du sol sont faibles, il convient d'envisager des valeurs du module nettement plus faibles, par exemple 3 MPa (correspondant à p_1 de l'ordre de 0,3 MPa), ce qui conduirait à une longueur l_0 égale à 20,4 m et un moment maximal de 1948 kN.m.

En conclusion, l'ordre de grandeur de la raideur horizontale des pieux donnée plus haut est correct, ainsi que l'ordre de grandeur des efforts qu'ils subissent. Le critère limite utilisé est un critère d'arrachement, indépendant de la valeur du moment. Pour affiner le calcul et améliorer le critère, il conviendrait de mieux connaître les propriétés du sol et donc de procéder à des sondages. On peut penser néanmoins que, les ordres de grandeur étant donnés, une meilleure précision ne modifierait pas la conclusion sur le niveau de résistance du bâtiment.

4.5 Conclusion

Les hypothèses encadrantes prises ont montré que la superstructure reste intègre jusqu'au niveau nominal de séisme. Mais, en fonction de la butée mobilisable au niveau des longrines, les pieux peuvent s'endommager à partir d'un niveau de séisme estimé à 40% du nominal, sans que cela entraîne immédiatement l'effondrement de l'immeuble. La décision de renforcement dépend du niveau de conformité requis par le maître d'ouvrage.

4.6 Annexe : fiche de visite

Rapport de visite en vue de l'évaluation sismique d'un bâtiment		
Visite préliminaire <input type="checkbox"/>	Visite détaillée <input type="checkbox"/>	Inspecteur 1 : nom de l'inspecteur
Date de la visite : jj/mm/aaa		Inspecteur 2 : nom de l'inspecteur
INFORMATIONS GÉNÉRALES		
ADRESSE : N°X RUE Y CODE POSTAL COMMUNE		
Propriétaire : Société d'économie mixte		
Nombre d'occupants : RdC : 5 T1 soit 5 personnes + 2 T3 soit 6 personnes = 11 personnes		
Étage courant : 19 étages x (6 T4 soit 24 personnes + 2 T2 soit 4 personnes) = 532 personnes total = 543 personnes		
Utilisation : logement, fin de la construction : 1975		
Catégorie d'importance du bâtiment : III		
Type de contreventement (murs, portiques ...) : voiles		
Matériaux (acier, béton armé, bois, maçonnerie ...) : structure béton armé et parpaing creux en remplissage		
Normes applicables : CCBA 68 + PS69		
Normes appliquées : PS69		

	Type	Commentaire, référence document, annexe photo/schéma/plan	Fiab	Fav
1	Implantation dans l'environnement			
1.1	Conditions de sol			
<i>Caractérisation du sol</i>				
	Rochers			
	Alluvions			
	Sable			
	Sol rapporté	Remblais 2 à 3 m en couches supérieures.	B	D
	Ancien marais, décharge	Ancienne mangrove constituée de plus de 10 m de tourbes et argiles molles.	B	D
	Autres	Sous les couches compressibles d'environ 13 m de hauteur on trouve des calcaires madréporiques fortement argilisés pouvant contenir des passages de calcaire franc jusqu'à une très grande profondeur.	B	F
<i>Étude de sol</i>				
	Classe Eurocode 8	Classe E		
1.2	Implantation du bâtiment			
	Risque effet de site	Amplification due à plus de 10 m de couches compressibles. Substratum horizontal.	A	D
	Proximité rupture de pente D>2H	Non	A	F
	Pente > 40%	Non	A	F
	Présence de failles	Non	B	F
1.3	Interaction avec les constructions			
	Bâtiments proches	Tour la plus proche située à 18 m au Nord.	A	-
	Joints entre bâtiments	Non	A	F

2	Description du bâtiment		
2.1	Généralités		
Historique	Début de construction : 1972 Mise en service : 1975	A	-
Usage par niveau	RdC : logements et locaux techniques, 1 ^{er} au 19 ^{ème} étage : logements	A	-
Évolution dans le temps	Pas de transformation.	B	-
État de conservation	Correct. Armatures corrodées visibles à 5%. Aucune fissure n'a été observée.	A	-
Nombre de niveau hors sol	R+19 (20 niveaux)	A	-
Nombre de sous-sols	0	A	-
Hauteur hors sol	53 m	A	-
Profondeur des sous-sols	Pas de sous-sol.	A	-
2.2	Formes en plan et en élévation		
Régularité en plan	Non. Deux ailes identiques sans joint de dilatation. Symétrie miroir par rapport à l'axe vertical. Présence de parties saillantes.	A	F
Élancement en plan $L/l > 5$	$L/l = 42/25 = 1,7 < 5$	A	F
Partie saillante $a > L/4$	Compacité = 11% < 5%	A	-
Partie rentrante $a > L/4$			
Régularité en élévation	Oui	A	F
Présence transparences	Non	A	F
2.3	Façades		
Type de façade	Remplissages en parpaings creux.	A	D
Accessoires de façade	Non	A	F
2.4	Équipements		
Balcon / console	Non	A	F
Cheminée	Non	A	F
2.5	Plans de masse ou recollement		
Référence plans existants	Plan électricité rez-de-chaussée n°113/401 juin 1972 Plan étage courant n°113/102 juin 1972 Plan 19 ^{ème} étage n°113/103 juin 1972 Coupe AA n°113/105 juin 1972	A	-
Réf. plans reconstitués	Plan de masse 1986	A	-
2.6	Plans de coffrage		
Référence plans existants	Plancher haut rez-de-chaussée n°113/203 juin 1972 Plancher haut 19 ^{ème} étage n°113/205 juin 1972	A	-
Réf. plans reconstitués	Néant		
2.7	Plans d'armatures		
Référence plans existants	Plan structure escalier n°113/206 juin 2012	A	-
Réf. plans reconstitués	Néant		
2.8	Plans de charge		
Référence plans existants	Néant		
Réf. plans reconstitués	Néant		
2.9	Fondations		

Référence plans existants Réf. plans reconstitués	Implantation des pieux n°113/201 juin 1972 Plan de longrines n°113/202 juin 1972	A	-
Superficielles Radier Semelles isolées Semelles filantes Présence de longrines	Longrines très hautes enterrées dans un très bon remblai pour annuler l'effort horizontal par la réaction du terrain sur les longrines. On profite des longrines à grande inertie pour écarter les pieux au maximum et équilibrer correctement le basculement général (<u>avis d'expert XX</u>). L'hypothèse d'un très bon remblai peut être mise en doute en raison d'un tassement observé de l'ordre de 40 cm et des 10 m de tourbes et argiles molles situées sous les remblais.	A	-
Semi profondes (puits)	-		
Profondes (pieux)	<u>Issu de l'avis d'expert :</u> Pieux à la boue de diamètre variant de 0,65 à 0,80 m environ descendus à une profondeur de 33 m chemisés sur les 5 premiers mètres. Efforts horizontaux pris en compte de l'ordre de 10% des charges verticales. Fondations à inertie relativement faible et égale dans toutes les directions qui peuvent sans se rompre accepter des déplacements en tête non négligeables. Le taux de travail en pointe a été limité à 16 bars. Malgré l'hétérogénéité apparente du sol, la valeur maximale du frottement latérale (12T/m ²) est prise pratiquement constante.	A	-

2.10	Techniques de construction		
<i>Structure porteuse verticale</i>			
Voile béton banché	Voiles longitudinaux : deux voiles centraux à files d'ouvertures (portes d'entrée des appartements). 17 voiles transversaux : chaque voile est constitué de deux trumeaux reliés par des linteaux au niveau des couloirs. Coffrage tunnel.	A	F
Ossature BA + remplissage	-		
Système mixte portique-voile	-		
Système poteau-dalle	-		
Maçonnerie porteuse chaînée	-		
Maçonnerie armée	-		
Ossature charpente métallique	-		
Ossature charpente bois	-		
Autres	Longrines de 1,70 m de hauteur et de 20 cm de large reliant les têtes de pieux et situées à l'aplomb des voiles transversaux et longitudinaux.	A	F
Dispositions constructives favorables	Voiles et dalles coulées en même temps par coffrage tunnel. Taux d'armatures correct.	A	F
Dispositions constructives défavorables	Enrobages insuffisants visibles à 5%.	A	D
<i>Planchers</i>			
Prédalle	-		
Dalle pleine	Coffrage tunnel	A	F
Poutrelles + entrevous	-		
Nervuré + dalle de compression	-		
Préfabriqué	-		
Ossature métallique	-		
Ossature bois	-		
Mixte	-		

Autres		-		
<i>Toiture</i>				
Traditionnelle		-		
Industrielle		-		
Lamellé collé		-		
Toiture terrasse		Oui	A	F
Nombre de pentes		-		
2.11	Matériaux de construction			
<i>Liste des matériaux et de leurs propriétés (E, v, ρ)</i>				
Béton armé		Structure béton armé (dalles et voiles)	A	F
Maçonnerie de parpaings creux		En façade de 15 cm + 3 cm d'enduits et en cloisons séparatives internes aux appartements de 10 cm + 3 cm d'enduits.	A	D
2.12	Fonctionnalités du bâtiment			
<i>Liste des fonctionnalités indispensables (pièces, circulations...)</i>				
Logements		Afin d'adapter la taille des logements aux besoins actuels, des appartements plus grands pourront être aménagés avec plusieurs appartements.		
Acoustique		Un feutre assour pourra être posé entre les chapes et les carrelages lors de la réfection des carrelages.		
Sécurité		Il manque des escaliers de secours aux extrémités des couloirs longitudinaux. Il sera facile de les ajouter en structure métallique.		
2.13	Architecture du bâtiment			
<i>Détails des éléments architecturaux à préserver</i>				
		Néant		

3	Détails de conception et de construction / Zones critiques			
<i>Cette partie est destinée à souligner les éléments faibles, parfois de l'ordre du détail, qui doivent être indiqués sur les croquis ou plans par une convention adéquate. Cette liste est destinée à être complétée autant que de besoin.</i>				
Poteaux courts ($l_{\text{libre}} < 4$ largeur)		-		
Poteaux élancés ($h > 20$ largeur min)		-		
Inserts dans les éléments de structure		-		
Ouvertures dans les voiles ($> 1/10 S_{\text{voile}}$)		-		
Axes poteaux/poutres non concourants		-		
Présence de joints pleins		-		
Niveaux transparents		-		
Porte-à-faux > 2 m		-		
Croisement poutres hors poteau		-		
Plancher avec trémie $s/S > 0,1$ ou $s/S > 0,25$		-		

5 Exemple d'étude pour un bâtiment en acier

5.1 Approche générale de l'Eurocode 8-3

Avant toute démarche de renforcement d'un bâtiment, il est indispensable d'évaluer les capacités de son ossature, de repérer ces principales faiblesses en situation sismique, et d'apprécier leur impact sur la sécurité des occupants. Ensuite, il devient possible de proposer une ou plusieurs technique(s) de renforcement et d'analyser leurs conséquences sur le comportement local et global du bâtiment.

Le choix du mode de renforcement guide ainsi le concepteur, sur le plan quantitatif et qualitatif. Les impacts potentiels d'une augmentation de la rigidité, de la résistance et de la ductilité d'une ou plusieurs zones sont appréhendés plus précisément. Il est possible d'améliorer la résistance et la rigidité d'un plancher afin d'assurer une distribution maîtrisée des efforts d'inertie engendrés par le séisme sur les différents éléments du système de contreventement.

Si une augmentation de la ductilité ne peut pas avoir d'effet négatif, une augmentation localisée de rigidité ou de résistance peut être néfaste sur le comportement global de l'ouvrage. Une augmentation de la rigidité d'un élément vertical va dans la grande majorité des cas modifier la distribution des efforts dans le système de contreventement ; certains éléments seront « soulagés », d'autres seront plus chargés. Cette surcharge peut affecter des éléments non renforcés si l'augmentation de rigidité des porteurs verticaux engendre une excentricité en plan, ou d'une manière plus générale, si elle modifie les modes de vibration. De la même façon, une augmentation de la résistance d'une zone de la structure peut avoir des conséquences néfastes pour le fonctionnement global du bâtiment. A titre d'exemple, si la résistance des poutres d'un bâtiment à portique est estimée insuffisante, une augmentation de cette résistance peut conduire à un comportement global inapproprié. La figure 5-1 présente cette réflexion sur un portique multi-étagé.

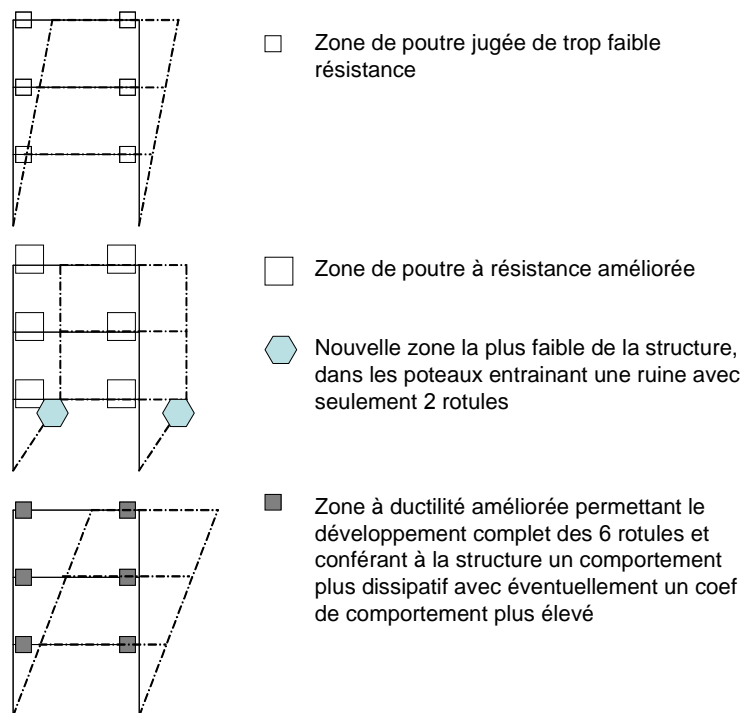


Figure 5-1 : Exemple des conséquences positives ou négatives de renforcement par amélioration de la résistance ou de la ductilité

Dans les différentes parties de l'Eurocode 8, la démarche consistant à favoriser des rotules plastiques dans des zones choisies afin de jouer le rôle de fusibles tout en conservant un fonctionnement réversible hors de ces zones, correspond au principe de dimensionnement en capacité. Il est donc évident qu'une approche semi-probabiliste telle qu'elle existe dans les Eurocodes va conduire à des résultats différents en fonction de la connaissance des caractéristiques réelles de la structure de l'ouvrage. L'Eurocode 8.3 traduit cette connaissance par le coefficient KL qui envisage trois niveaux de connaissance :

- connaissance limitée KL1,
- connaissance normale KL2,
- connaissance intégrale KL3.

Le tableau 5-1 rappelle la définition de ces trois niveaux, le tableau 5-2 rapporte les exigences associées à ces niveaux d'inspection. De ce niveau de connaissance, l'Eurocode 8.3 conduit à une valeur d'un coefficient de confiance CF. Ainsi, pour une connaissance normale, KL2, la valeur de CF est de 1,2 (1 pour KL3 et 1,35 pour KL1). Ce coefficient CF permet de déterminer les valeurs caractéristiques des matériaux à partir de valeurs moyennes d'essais :

$$\text{propriétés des matériaux} = \frac{\text{valeurs moyennes d'essais in situ}}{\text{CF}}$$

Niveau de connaissance	Géométrie	Dispositions constructives	Matériaux	Analyse	CF
KL1	À partir des plans d'ensemble avec examen visuel d'un échantillon	Dimensionnement simulé conformément à la pratique d'origine et à partir d'une inspection in situ limitée	Valeurs par défaut conformément aux normes en vigueur à la période de construction Et À partir d'essais in situ limités	LF-MRS coefficient q	CF _{KL1}
KL2		À partir de plans de construction détaillés d'origine incomplets avec une inspection in situ limitée ou à partir d'une inspection in situ étendue	À partir des spécifications de conception d'origine avec in situ limités Ou À partir d'essais in situ étendus	Toutes analyses	CF _{KL2}
KL3	À partir d'un examen intégral	À partir de plans de construction détaillés d'origine avec une inspection in situ limitée ou à partir d'une inspection in situ complète	A partir des rapports d'essai d'origine avec essais in situ limités Ou A partir d'essais in situ complets	Toutes analyses	CF _{KL3}

Tableau 5-1 : Relations entre niveaux de connaissance, contrôle et analyse

Niveaux d'inspection et d'essai	Inspection des dispositions constructives	Essais sur matériaux
	Pour chaque type d'élément primaire, poutre, poteau, mur	
	Pourcentage d'éléments soumis à une vérification des dispositions constructives	Échantillons de matériaux par plancher
Limité	20	1
Étendu	50	2
Complet	80	3

Tableau 5-2 : Exigences minimales d'investigation en fonction des niveaux d'inspection

Rappelons que la partie 1 de la NF EN 1998 fait état de deux limites de dommage : le non-effondrement et la limitation de dommage. La partie 3 du code retient quant-à-elle trois niveaux d'endommagement à considérer :

- Etat limite de quasi-effondrement (NC),
- Etat de dommages significatifs (SD),
- Etat limite de limitation de dommage (LD).

Cependant, la définition de ces états limites, même si l'appellation est proche ou identique, n'est pas semblable. On peut considérer équivalent l'état de limitation de dommages de l'Eurocode 8.1 et celui de l'Eurocode 8.3. L'exigence de résistance résiduelle dans ces deux parties de l'Eurocode 8 conduit à rapprocher l'état de quasi-effondrement de l'EC8.1 et l'état de dommage significatif de l'EC8.3. L'état de quasi-effondrement de l'EC8.3 correspond, pour une secousse sismique, à l'atteinte de la résistance ultime du bâtiment existant sans réserve de résistance résiduelle.

Dans le cadre de cette étude, seule une approche par coefficient de comportement est retenue. Toutes les possibilités de l'annexe B de l'Eurocode 8-3 ne sont pas exploitées. Une analyse en poussée progressive pourrait utiliser de manière plus fine les bornes de capacité en rotation et des critères associés. Une telle démarche suppose une connaissance précise de l'ouvrage tel que construit. On verra par la suite que la reconnaissance a permis de bénéficier d'un niveau de « connaissance normale ».

Ces trois états limites de dommage conduisent à des prescriptions distinctes. Pour les états de limitation de dommage et de dommages significatifs, le calcul de vérification peut être conduit avec une approche linéarisée par coefficient de comportement à l'instar de la NF EN 1998-1 [2]. Pour l'état de quasi-effondrement, il convient de calculer une accélération de référence pour une période de retour de 2475 ans [1] et de valeurs adaptées de q , dans le cas d'utilisation du coefficient de comportement. Ces critères peuvent prendre la forme d'un rapport entre capacités requises et capacités disponibles. Par exemple, la capacité requise pour des poutres en acier au droit d'une rotule est de 0,01 radian pour un état de limitation de dommage (DL), elle est de 0,025 pour un état de dommage significatif (SD) et enfin de 0,04 pour un état de quasi-effondrement (NC), (§B.5.3.4. de l'annexe informative B de la NF EN 1998-3 : structures métalliques et structures mixtes [1])

L'approche globale du comportement du bâtiment peut être conduite avec des méthodes identiques à celles de l'Eurocode 8.1 : utilisation de coefficient de comportement de structure, analyse linéaire par force latérale modale spectrale, analyse en dynamique temporelle ou encore par poussée progressive. La figure 5-2 synthétise les critères à vérifier au droit des zones de rotule potentielle et en zone destinée à rester dans le domaine élastique.

Analyse linéaire:	
•Analyse par les forces latérales	<i>EN 1998-3 art. 4.4.2</i>
→Vérifier là où les rotules plastiques sont susceptibles de se former:	
$\rho_i = \frac{D_i}{C_i} > 1$ avec $\frac{\rho_{max}}{\rho_{min}} < 2.5$	<ul style="list-style-type: none"> •D_i = demande (analyse pour la combinaison d'actions sismique). •C_i = capacité correspondante pour le i-ème élément primaire « ductile » de la structure. Pour élément fragile $C_i > D_i$
→En zone fragile:	<i>EN 1998-3 art. 4.5.1</i>
$\rho = D/C \leq 1$	•En utilisant les valeurs moyennes des propriétés des matériaux
$\rho = D/C > 1$	•En utilisant les valeurs moyennes des propriétés des matériaux multipliées par les coefficients de confiance « CF »

Figure 5-2 : Critères entre demande et capacité pour l'utilisation d'une analyse par force latérale

5.2 Présentation du bâtiment en construction acier

5.2.1 Description générale du bâtiment

L'ouvrage étudié est un bâtiment de bureaux en R+2. Il s'agit d'un établissement classé code du travail selon la réglementation incendie en vigueur. Il est considéré comme un bâtiment de catégorie d'importance II au sens de la NF EN 1998-1. Il ne présente pas d'interactions avec d'autres constructions. Le bâtiment en plan, est de forme rectangulaire de 44,55 m x 14 m avec trois files longitudinales et 9 files transversales. Cette trame est constante du rez-de-chaussée à la toiture terrasse. La figure 5-3 présente quelques photographies, rapporte une vue en plan de la structure de terrasse et le système de contreventement implanté dans les façades. Poutres et poteaux sont constituées de profilés laminés à chaud de type IPE. Les essais sur prélèvements conduisent à une valeur moyenne de f_y de 270 MPa pour l'acier de ces profilés. Les assemblages principaux sont réalisés par platines d'about avec des boulons à serrage contrôlé. Les planchers sont constitués de bacs collaborant non connectés au système de poutres. Les distributions verticales (cf. figure 5-3) n'interviennent pas dans le système de contreventement. Dans le sens transversal, toutes les files repérées de A à I forment des portiques à doubles nefs sur 3 niveaux. Dans le sens longitudinal, le contreventement est assuré en files 1 et 3 par une combinaison de portique et de palées de stabilité tels que définis en figure 5-3. Aucun contreventement n'est implanté en file 2. Les pieds de portiques sont articulés sur les fondations semi-profondes, reliées par un réseau de longrines.



Façade coté file 3



Pignon file I
et façade coté file 1

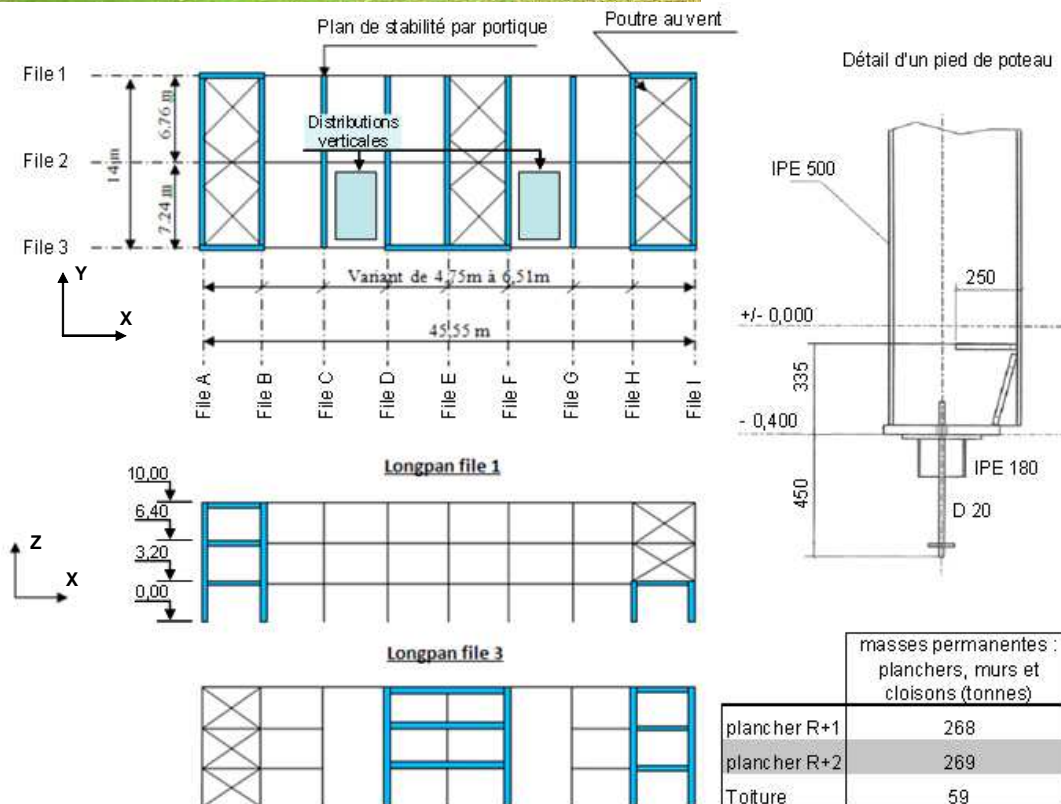


Figure 5-3 : Plans et coupes généraux de la structure porteuse du bâtiment existant

Le bâtiment a été réalisé en 2002. Il a été calculé sur la base du CM66 avec la norme NF P 22 460 pour les assemblages principaux. Les actions prises en compte pour sa conception sont :

- le poids propre (les charges permanentes par étage sont rapportées en figure 5-3,

- les charges d'exploitation définies par la NF P 06 001 [3]
- les charges climatiques définies par les règles NV65 et modificatif N°4 [4], [5]
 - o neige, zone A1,
 - o vent, zone 3 en site normal.

Le projet de renforcement est conduit en se plaçant dans le référentiel des Eurocodes, des arrêté [6] et décrets [7] & [7bis] s'appuyant sur la carte sismique de la France :

- les charges permanentes et d'exploitations sont définies dans la NF EN 1991-1.1 [8]
- les charges climatiques n'interviennent pas dans les vérifications retenues pour ce travail ;
- pour les situations sismiques le site est à considérer en zone de sismicité modérée, sur un sol de classe D, cf. figure 5-4 [6].

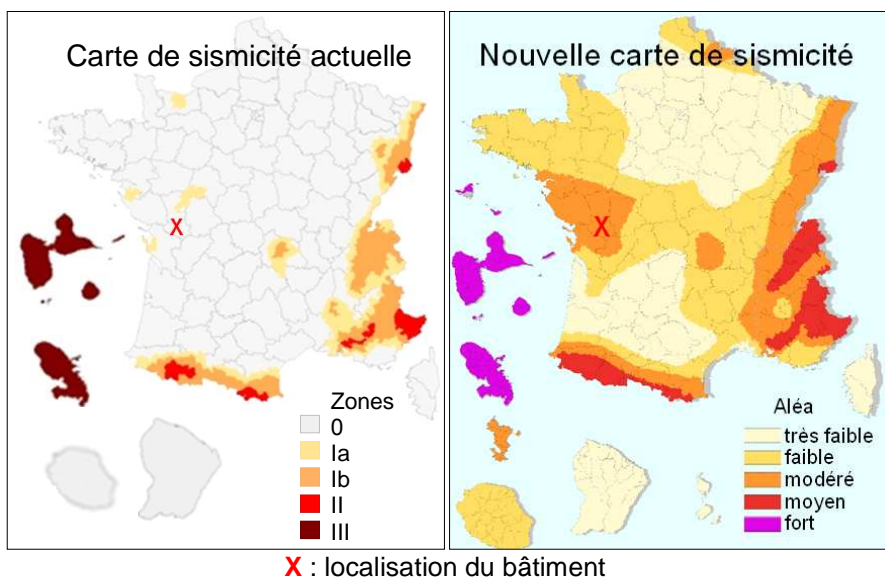


Figure 5-4 : Comparaison de l'aléa sismique entre la date de construction et le zonage sismique actuel

5.2.2 Collecte d'informations, diagnostic et hypothèses

La collecte d'informations s'appuie sur une visite sur place et sur l'examen des dossiers de plans de récolement. La visite n'a pas révélé de corrosion en pied de poteaux ou d'assemblages, ou d'imperfections notables. Les observations ont été faites par sondages. Les sondages ont montré que les croix de Saint-André sont centrées et qu'il n'existe pas de triangulation métallique en sous face de plancher. Un joint souple est interposé entre le béton du plancher et les poteaux métalliques de la structure. L'ouvrage construit est conforme au dossier de plans. La classe d'exécution correspond approximativement à la classe EXC2 du Projet PREN 1090 de l'époque [9]. Les profils inspectés n'étaient pas marqués et les tests sur la série de prélèvements montrent que les nuances d'acier mises en œuvre sont en accord avec celles prescrites sur les plans. L'ouvrage n'a été l'objet d'aucune modification tant dans sa géométrie que dans sa destination.

A l'issue de la collecte d'information, les caractéristiques mécaniques de base des matériaux peuvent être retenues avec un coefficient de confiance $CF=1,2$ correspondant à un niveau de connaissance normal KL_2 , cf. tableau 5-1. Les assemblages respectent les dispositions constructives associées aux exigences de la NFP 22-460 [10]. Sur cette base, le bâtiment s'avère apte à reprendre les actions statiques en situation normale d'ouvrage. Pour la situation sismique, l'hypothèse de diaphragme horizontal rigide est difficile à valider compte tenu de la non-solidarisation de la dalle avec les poutres et les poteaux. La faible masse du plan de toiture par rapport aux niveaux de plancher et surtout la dissymétrie et les discontinuités verticales des contreventements longitudinaux conduisent à un classement non-régulier en plan et en élévation pour ce bâtiment.

L'option retenue pour l'étude de ce bâtiment existant est de réaliser un calcul dynamique modal 3D avec ou non une hypothèse de diaphragme rigide. En complément, une approche analytique sur la base d'un modèle brochette a été conduite. La torsion a été intégrée par la méthode forfaitaire prescrite par la NF EN 1998-1. La composante verticale n'a pas à être prise en compte au regard des critères de la NF EN 1998-1 (portée limitée, porte-à-faux réduits, et accélération sismique de référence modérée).

5.2.3 Évaluation avant renforcement : caractérisation / modélisation du bâtiment

Après avoir réalisé une inspection permettant d'obtenir des informations sur les profilés utilisés, leurs assemblages, sur les éléments de plancher, de façades et de cloisons, il est possible de déterminer, pour chaque niveau les masses mises

en mouvement, les centres de gravité ainsi que les centres de torsion. Ces différentes caractéristiques sont regroupées dans le tableau 5-3 et illustrées en figure 5-5. Les notions de centre de gravité et centre de torsion sont essentiellement utilisées pour des modélisations avec hypothèse de diaphragmes horizontaux rigides. Dans le cas contraire, la masse est considérée uniformément répartie sur chaque niveau et les mouvements de torsion ou les mouvements différentiels sont directement analysés par un modèle 3D.

Les masses mises en mouvement pendant un séisme intègrent les charges permanentes et la partie permanente des charges variables par le biais de coefficient ψ_E [2], lui-même dépendant de ψ_2 [11] et de ϕ [2].

	Masses permanentes $M_G(t)$	$M_O(t)$		Ψ_E		$M_E(t)$	Centre de gravité		Centre de torsion	
		bureau	stockage	bureau	stockage		$X_G(m)$	$Y_G(m)$	$X_T(m)$	$Y_T(m)$
Plancher R+1	268	64	126	0,24	0,64	364	22,37	6,88	17,21	6,83
Plancher R+2	269	64	126	0,24	0,64	365	22,25	6,64	25,56	6,64
Toiture	59	-	-	-	-	59	22,32	6,25	22,56	6,26
						788				

Tableau 5-3 : Masses mises en mouvement en situation sismique et positions des centres de gravité et de torsion

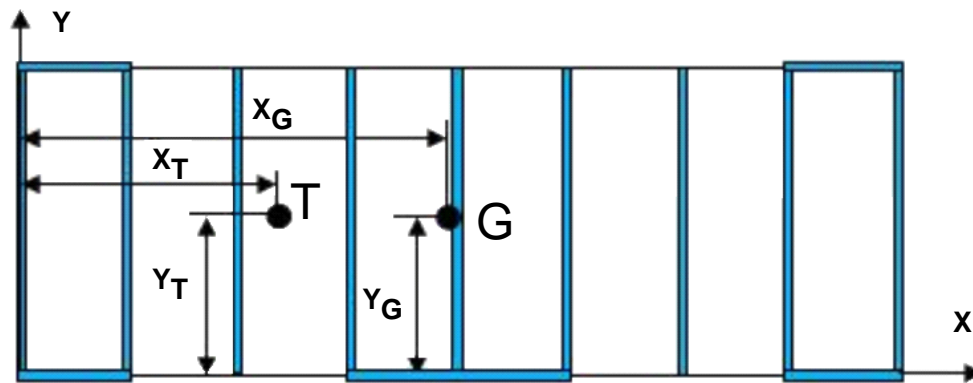


Figure 5-5 : Définition des positions des centres de torsion et de gravité

Les rigidités des portiques et palées ont été calculées pour chaque file, chaque niveau et pour les deux directions principales de contreventement. Le tableau 5-4 présente ces rigidités en termes de rigidité en translation horizontale et également en rigidité angulaire vis-à-vis de la torsion d'axe vertical. Les valeurs apparaissant dans ce tableau supposent une hypothèse de diaphragme horizontal rigide. Dans le cadre de cette hypothèse, la condition de régularité en plan prescrite par la NF EN 1998-1 [2] d'une excentricité inférieure ou égale à 30 % du rayon de torsion est vérifiée pour le niveau 1 et le niveau 2, mais elle ne l'est pas pour le rez-de-chaussée. Le critère de rayon de torsion supérieur ou égal au rayon de giration massique, n'est pas validé pour le dernier niveau. Ces deux critères renforcent la conclusion précédente sur la non régularité structurale du bâtiment.

	Rigidités flexionnelles (kN/mm)		Rigidité torsionnelle (kN.m/rad)
	KX	KY	$K\Theta$
RdC	150	119	327×10^5
R+1	286	318	794×10^5
R+2	188	125	332×10^5

Tableau 5-4 : Rigidités des contreventements de chaque étage du bâtiment

Les caractéristiques mécaniques et les données géométriques permettent de vérifier que les exigences structurales applicables en 2002, sous les actions permanentes, d'exploitation, de neige et de vent sont respectées. La carte d'aléa sismique n'imposait pas de vérification en situation sismique à cette date. En se basant sur le référentiel des Eurocodes, les vérifications en situation normale sont vérifiées. A ce titre on peut souligner que les efforts tranchants à la base engendrés par un vent perpendiculaire aux pignons ou aux façades, en valeurs pondérées sont respectivement de 180 kN et 580 kN (zone 3, rugosité 3a de l'annexe nationale NF EN 1991-1-4/NA).

5.3 Comportement sismique du bâtiment dans son état actuel

5.3.1 Réponses modales en 3D

Les résultats de l'analyse modale 3D pour la structure sans diaphragme rigide sont illustrés sur la figure 5-6 [16]. Le mode de flexion suivant X (mode 1) ne fait pas apparaître de déformées significatives des diaphragmes de plancher. Par contre, suivant Y, dès le mode 2, des déformées de diaphragmes horizontaux apparaissent localement. Ces déformées locales sont encore plus accentuées pour les modes 3 et 4 associés globalement à des mouvements de torsion. Ces quatre modes sont relativement proches (fréquences comprises entre 1,56 et 1,72 Hz). Les pourcentages de masses modales associées représentent plus de 90% de la masse totale, aussi bien pour une sollicitation orientée suivant X que suivant Y.

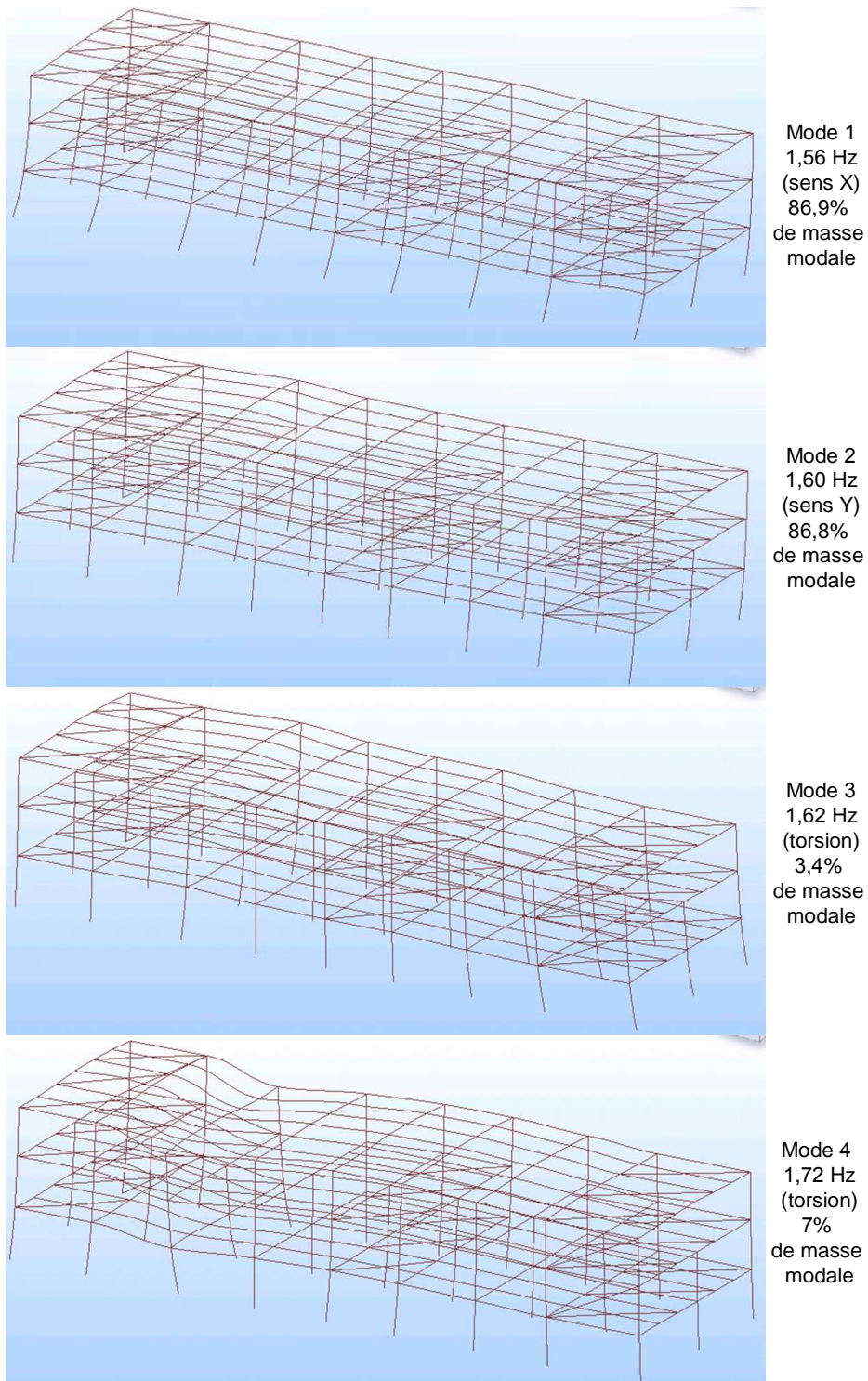


Figure 5-6 : Illustration des quatre premiers modes de vibration du bâtiment dans l'état actuel

5.3.2 Vérification sismique de la structure sans renforcement

Pour cette vérification, l'étude du bâtiment est conduite par une analyse dynamique par la méthode modale spectrale, avec un modèle 3D sans hypothèse de diaphragme rigide, mais avec masse répartie au niveau de chaque élément de poutre de plancher. Les données géographiques et géotechniques permettent de définir le spectre de calcul pour ce bâtiment. La figure 5-7 propose l'allure de ce spectre.

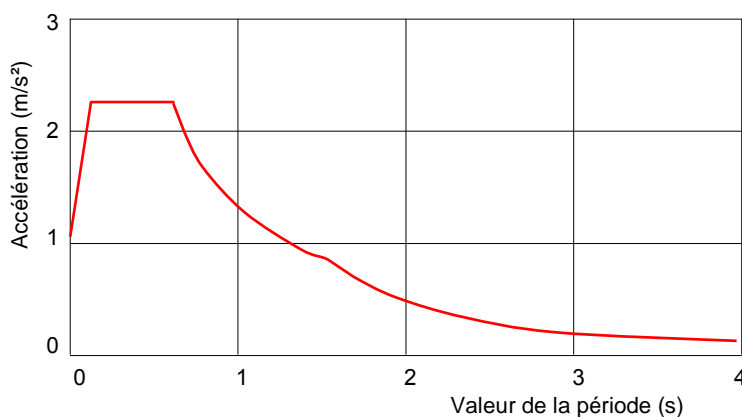


Figure 5-7 : Spectre de calcul pour une structure érigée en zone de sismicité 3 sur un sol de classe D

Le calcul des efforts sismiques étage par étage et élément par élément est conduit en suivant les prescriptions de la NF EN 1998-1, sans prendre en considération ici les effets de torsion associés aux excentricités additionnelles. Les éléments sont ensuite vérifiés au sens de la NF EN 1993-1.1 [12], avec les combinaisons d'actions relatives aux situations sismiques. Par exemple, la figure 5-8 pointe les éléments qui ne respectent pas les exigences associées à ces critères dans le cas d'un état de dommages significatifs (SD). Dans cette approche, la valeur retenue pour le coefficient de comportement de structure est de 2 et on admet que la conception et la réalisation des assemblages permet de considérer leur fonctionnement sans incursion dans le domaine non linéaire. Par ailleurs, la valeur de $q = 2$ est cohérente au regard de la qualité d'exécution avec un objectif de ductilité globale moyenne pour un bâtiment irrégulier en plan. On peut aisément rapprocher les déformées locales des modes 2, 3 et 4, des éléments sous dimensionnés. Suivant X, on peut notamment repérer les portiques du rez-de-chaussée implantés en file 1et suivant Y, les barres liant les palées de stabilité au niveau de la toiture.

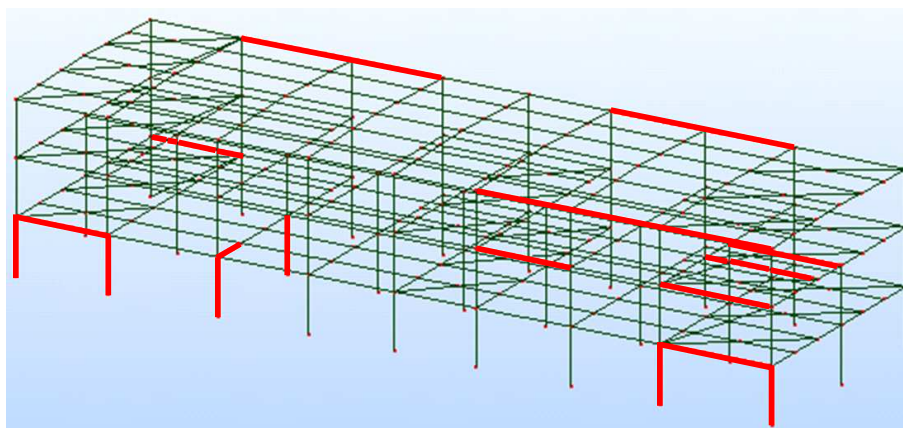


Figure 5-8 : Éléments de la structure ne respectant pas les critères de résistance en situation sismique

Dans cette configuration initiale, les éléments au dimensionnement insuffisant nécessitent un renforcement pour obtenir une conformité par rapport à une exigence identique à celle d'un bâtiment neuf. Une autre démarche est permise par l'Eurocode 8.3 ; elle correspond à la recherche de l'accélération (inférieure à l'accélération de référence) conduisant au respect du critère demandé sur capacité inférieure ou égale à l'unité. Une troisième voie consisterait à chercher une meilleure ductilité en jouant sur la conception de certaines zones clé ; on peut ainsi choisir la localisation du « fusible » plastique et ses capacités, cf. exemple figure 5-9 [17] et exigences explicitées au paragraphe 5-1.

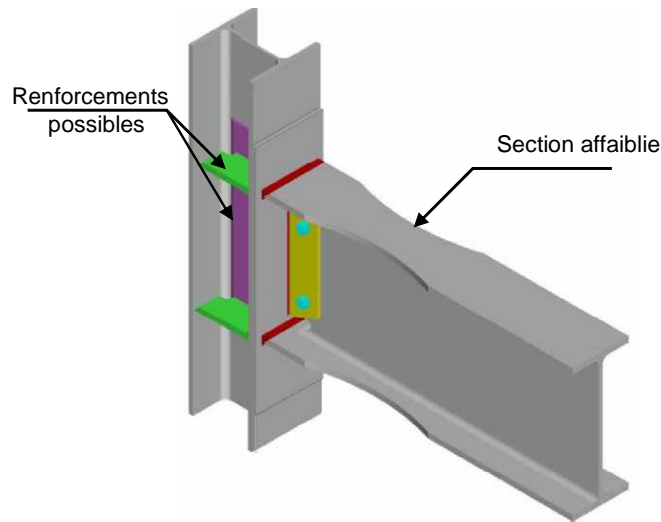


Figure 5-9 : Proposition de renforcement de poteaux au droit d'assemblage et réalisation d'une zone à plastification choisie [17]

Cependant, la question de liaison entre poutraison et dalles n'est pas résolue. Une autre démarche de renforcement avec un raisonnement plus global est proposée dans le paragraphe suivant.

5.4 Renforcement des diaphragmes horizontaux

Afin de s'assurer du positionnement relatif des dalles béton-bac avec le système de poutres des planchers, une fixation en milieu de portée de poutres est envisagée afin de ne pas engendrer d'effets de mixité en flexion. Le brochage peut être opéré par carottage depuis la face supérieure des planchers et fixation de cornières avant clavage. Une autre solution, préférée ici, consiste à mettre en œuvre des broches (perçage, chevilles...) depuis les faux-plafonds dégagés ou déposés. Cette action n'est pas suffisante pour rendre les diaphragmes plus rigides et résistants que le reste de la structure. En effet, les planchers sont très faiblement armés et la rigidité perpendiculairement au sens longitudinal des bacs, notamment en traction n'est pas assurée. Afin de d'obtenir ces rigidités et résistance de diaphragme, il a été retenu ici de créer une structure triangulée dans le plan de poutraison des planchers. Ainsi la dépose de faux-plafonds permet de réaliser la connexion et la mise en œuvre du treillis. Ces triangulations dans le plan de poutraison des planchers sont principalement à prévoir entre les files A et B et entre les files H et I; elles sont ainsi positionnées à proximité des pignons et elles pallient le manque d'armatures des planchers perpendiculairement au sens de portée des bacs (suivant X). Pour les liaisons poutre-dalle à mi-travée, elles sont à prévoir sur chaque file, suivant X et suivant Y. La connexion à mi-travée a été préférée à une solidarisation de la dalle en béton armé à la structure en acier au droit des poteaux par suppression des joints souples pour ne pas apporter d'efforts localisés dans une zone présentant des résistances tout juste suffisantes au regard de l'application de coefficients de surdimensionnement pour ces zones, cf. figure 5-10.

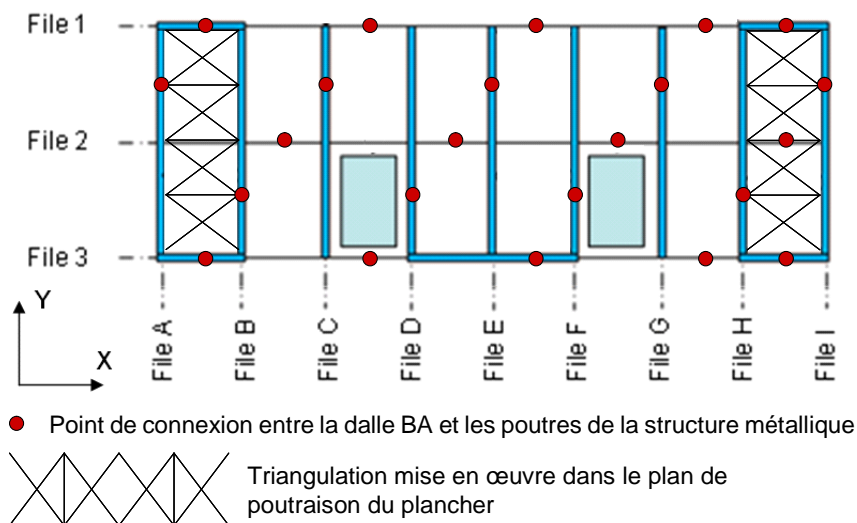


Figure 5-10 : Principe de connexion d'une dalle sur le système de poutraison et renforcement de la triangulation perpendiculairement au sens de la portée des bacs collaborants

Cette démarche permet d'aboutir à un couplage des rigidités suivant X et suivant Y pour les modes de torsion. On peut ainsi calculer un rayon de torsion incluant les contreventements orientés suivant X et Y. La régularité en plan est ainsi fortement améliorée. La méthode modale est alors appliquée sur un modèle brochette suivant X et suivant Y. Les vecteurs propres de la structure sont donnés en figure 5-11 pour les vibrations suivant X. Le tableau 5-5 rapporte l'ensemble des résultats de ce calcul. La torsion structurale et accidentelle est introduite par combinaison en plan des actions sismiques E_x et E_y [13], [14].

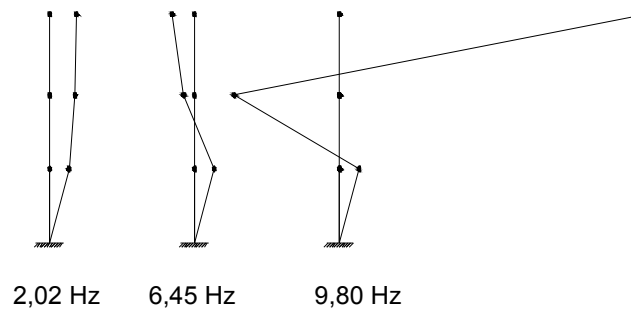


Figure 5-11 : Modes propres de vibration suivant x du bâtiment avec diaphragmes rigides

Modes	Direction de sollicitation	Fréquences propres (Hz)	Pourcentage de masse modale > 2%
1	X	2,02	98,2%
2	X	6,45	
3	X	9,9	
1	Y	1,84	99,0%
2	Y	6,37	
3	Y	8,4	

	F_x (kN)	F_y (kN)
Plancher 1	1064	1111
Plancher 2	1384	1349
Toiture	239	238

Tableau 5-5 : Fréquences propres et forces sismiques pour le bâtiment avec renforcement des diaphragmes horizontaux

Le calcul des efforts dans les différents éléments de contreventement a été réalisé en suivant cette procédure. Même si certains éléments ne sont pas vérifiés, les renforcements ou modifications à apporter à la structure primaire au sens de la NF EN 1998-1 sont limités. Le schéma de transferts des efforts est simplifié et la stratégie de renforcement est également plus facile à définir.

A l'issue de ce calcul et cette vérification, seuls les deux portiques de stabilité du rez-de-chaussée de la file 1 nécessiteraient un renforcement. Cependant, le facteur de conformité α exprimé en résistance est supérieur à 85 %. Le seul renforcement de ces deux portiques permettrait, si cette décision était prise, de respecter la condition B28 de l'annexe B de la NF EN 1998-3.

5.5 Bilan

Le travail mené dans le cadre de cet exemple présente une approche de diagnostic, d'évaluation des capacités d'un bâtiment existant et de renforcements possibles. La connaissance de l'existant est très importante pour l'évaluation des capacités du bâtiment. La NF EN 1998-3 définit de manière relativement claire le cadre de ce type de diagnostic. Cependant, les variantes offertes sont nombreuses, mais la pratique de cette norme et des méthodes de vérifications offertes est encore peu répandue. C'est pourquoi n'a été abordé ici qu'une modélisation linéaire basée sur la prise en compte d'un coefficient de comportement de structure. Cette méthode de calcul, habituellement retenue pour les ouvrages neufs, s'avère intéressante pour l'étude de bâtiments en construction en acier tels que celui étudié ici. Elle permet d'adapter son degré de finesse aux enjeux, à la nature des renforcements et à leur faisabilité. La palette des solutions envisagées pour le renforcement sont variées, parfois complémentaires, mais elles demandent une investigation allant des détails au comportement global. Le changement de zone d'aléa abordé dans cet exemple de bâtiment existant de construction récente ne conduit pas à des sous dimensionnements importants. Cependant, des hypothèses de base de calcul en parasismique peuvent ne pas être vérifiées. Cette étude souligne l'importance de la solidarisation des masses et de la structure, ainsi que l'impact de la présence ou non d'un diaphragme rigide.

Dans le cas où une démarche de renforcement ne serait pas engagée pour ce bâtiment, le fonctionnement effectif des « liaisons souples » entre la dalle en béton armé et les poteaux en acier est à évaluer aussi précisément que possible, afin de déterminer les compatibilités de déplacements entre files, issus du calcul 3D et les limitations associées aux jeux mis en œuvre. Une autre compatibilité de déplacement est à étudier précisément, il s'agit de celle relative à la non participation des structures de circulations verticales au contreventement.

Cette étude montre que ce bâtiment construit depuis près de dix ans, en respectant les codes en vigueur de l'époque, avec une réalisation soignée et un entretien ayant permis de ne pas observer de corrosion, sans modifications structurales ou fonctionnelles ne présente pas de lacunes flagrantes de résistance. Ce bâtiment réalisé en 2002, n'a pas été conçu pour résister à une action sismique, mais à des situations normales avec des combinaisons d'action avec un vent de zone 3 en site normal selon le NV65 permet d'atteindre un facteur de conformité de l'ordre de 70% sans renfort des diaphragmes horizontaux et de l'ordre de 85% avec renfort de ces diaphragmes de plancher.

5.6 Références pour l'exemple traité

- [1] NF EN 1998-3 : Eurocode 8, calcul des structures pour leur résistance aux séismes, partie 3 : évaluation et renforcement des bâtiments, AFNOR P06-033-1, décembre 2005
- [2] NF EN 1998-1 – Eurocode 8 : calcul des structures pour leur résistance aux séismes, partie 1 : règles générales, actions sismiques et règles pour les bâtiments, AFNOR P06-030-1, septembre 2005.
- [3] NF P 06 001 – Base de calcul des constructions – Charges d'exploitation des bâtiments (juin 1986)
- [4] DTU P 06 002 Règles neige et vent 65 Règles définissant les effets de la neige et du vent sur les constructions et Annexes (juin 1980).
- [5] Règles NV 65 Modificatif n°4 (février 2009)
- [6] Arrêté du 22 octobre 2010 relatif à la classification et aux règles de construction parasismique applicables aux bâtiments de la catégorie dite « à risque normal ».
- [7] Décret n° 2010-1254 du 22 octobre 2010 relatif à la prévention du risque sismique.
- [7bis] Décret n° 2010-1255 du 22 octobre 2010 portant délimitation des zones de sismicité du territoire français
- [8] Eurocode 1 : actions sur les structures, partie 1-1 : actions générales-poids volumiques, poids propres, charges d'exploitation bâtiments, AFNOR, 2000.
- [9] PREN 1090-2 Exécution des structures en acier et des structures en aluminium. Partie 2 : Exigences techniques pour les structures en acier, AFNOR P 22-101-2
- [10] NFP 22460 Assemblages par boulons à serrage contrôlé – Dispositions constructives et vérification des assemblages (juin 1979)
- [11] Eurocodes structuraux, Eurocodes : bases de calcul des structures, AFNOR, avril 2002.
- [12] Eurocode 3 – calcul des structures en acier – partie 1-1 : règles générales et règles pour les bâtiments, AFNOR, 2004.
- [13] T. Paulay, M.J.N. Priestley, Seismic design of reinforced concrete and masonry buildings, chapter 4.2 methods of analysis, Wiley Interscience 1992
- [14] E. Fournely et al, Guide de règles parasismiques simplifiées applicable à des bâtiments courants, AFPS février 2009.
- [15] T.K. Vu, E. Fournely, Th Lamadon, Influence de la torsion sur les sollicitations sismiques dans les contreventements de bâtiments à ossature en bois, Rencontres AUGC Saint-Malo, juin 2009.
- [16] M. Jouanade, rapport de projet de recherche et développement, Polytech' Clermont-Ferrand, juin 2010
- [17] M. Gianquinto et al, Guide des dispositions constructives parasismiques, AFPS, Presse des ponts et chaussées, 2006

6 Exemple d'étude pour un bâtiment en bois

6.1 Présentation du bâtiment et hypothèse générale d'étude

6.1.1 Présentation de l'ouvrage

L'ouvrage étudié est un bâtiment d'activité classé ERP 4ème catégorie et comprenant deux étages - la hauteur d'étage considérée par la suite est de 2,90 m. La structure abrite une activité de type hôtel. Ce bâtiment a été réalisé en 2004. la présente étude est réalisée pour implantation à proximité de Clermont-Ferrand.

Les dimensions caractéristiques du bâtiment sont :

- Longueur (Longpan) : 43,43 m
- Largeur (Pignon) : 13,06 m
- Niveau RDC : +0,00 m
- Niveau Plancher RDC+1 : +3,04 m
- Niveau Plancher RDC+2 : + 5,91 m
- Niveau Toiture : +11,90 m

Les superstructures sont de type panneaux à ossatures bois, les charpentes de toiture sont légères, composées d'éléments en treillis assemblés par connecteurs métalliques à dents (fermettes). Une poutre au vent, de même technique de réalisation, est placée sous entrants parallèlement aux façades nord et sud sur toute leur longueur. La continuité de ces poutres est reconstituée sur chantier par éclissage. La « hauteur » de ces poutres est de 1 m.

La stabilité générale du bâtiment est assurée :

- Longitudinalement (sens // au long pan) par les murs à ossature bois et contreventement disposés sous versants de toiture
- Transversalement (sens \perp au long pan) par les murs à ossature bois

Les planchers sont réalisés en béton armé sur bacs coffrant. Le chaînage périphérique est assuré par une poutraison en bois, connecté à la dalle en béton armé par des goujons.

Les plans du rez-de-chaussée, du premier et du deuxième étage permettent de vérifier la continuité verticale de tous les murs. Ces murs présentent la même constitution sur toute leur hauteur. Les figures 6-1 et 6-2 présentent des vues générales du bâtiment actuel et des photos prises lors de la construction. On peut ainsi voir que la charpente a été préfabriquée par morceaux (entre deux recouvrements au feu des combles). Il en est de même pour les poutres au vent.

La figure 6-3 correspond à des reproductions de plans d'architecte à l'époque de la construction. La figure 6-4 précise les dimensions du bâtiment et donne le plan de la charpente industrialisée. La figure 6-5 présente quant-à-elle la forme et les dimensions d'une fermette courante, la position des éléments de contreventement de charpente, ainsi que le principe de fixation de ces fermettes et de la poutre au vent sur l'ossature en bois. Le détail de fixation de la poutre au vent peut être rapproché du type de liaison 3 défini au paragraphe 5.5.2.1 du guide des dispositions constructives parasismiques de l'AFPS. La figure est une coupe de principe sur façade.



Figure 6-1 : Vues générales du bâtiment actuel



Figure 6-2 : Illustrations du bâtiment en cours de montage

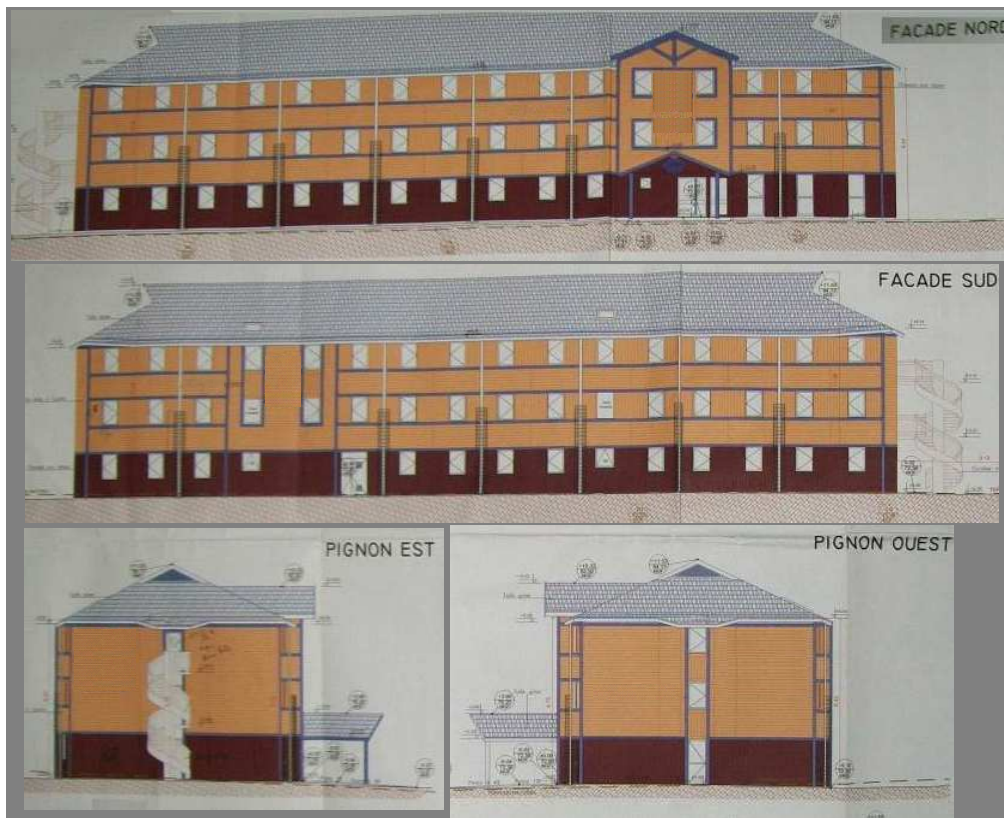


Figure 6-3 : Plans des façades

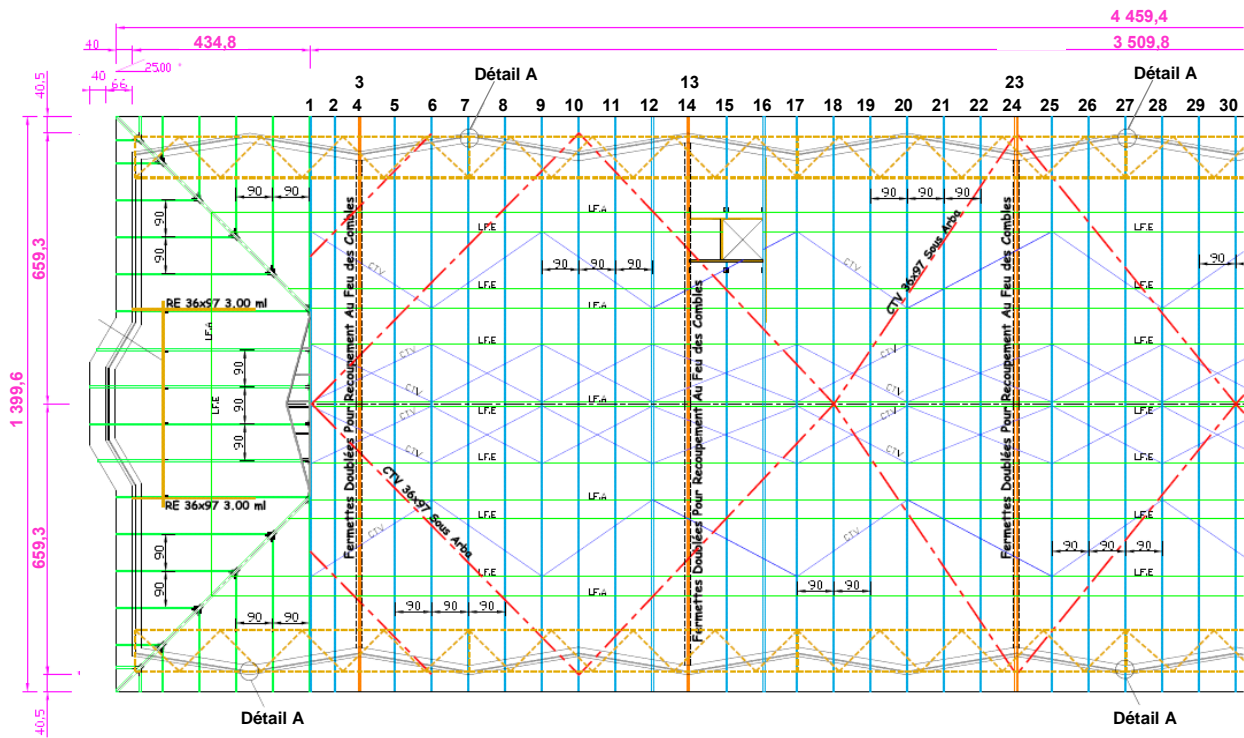


Figure 6-4 : Plan de la charpente

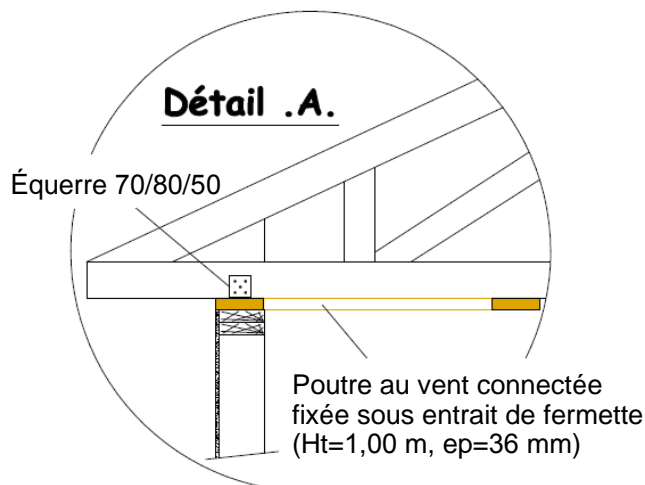
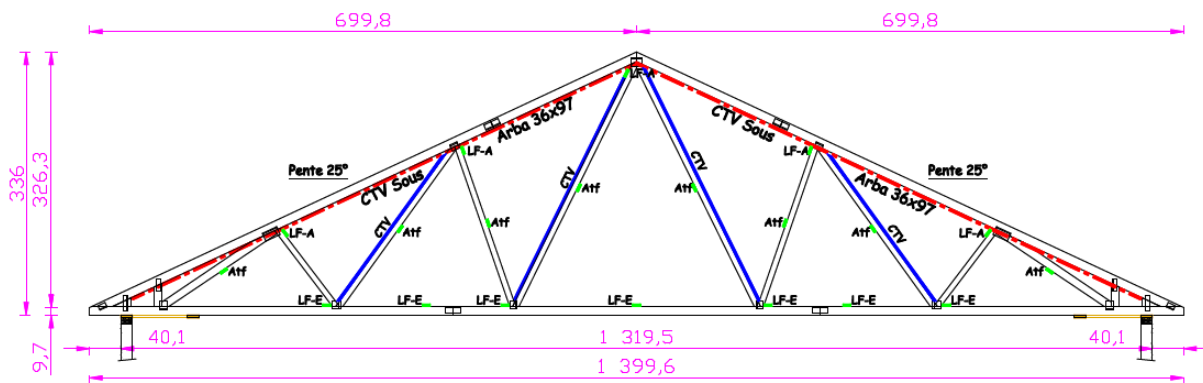


Figure 6-5 : Plan de ferme courante et détail de fixation sur l'ossature

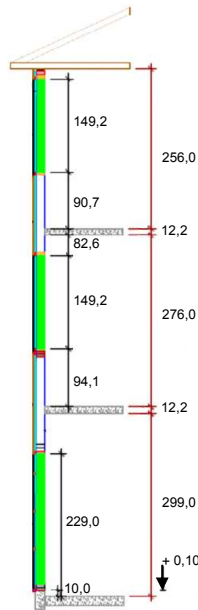


Figure 6-6 : Coupe type sur façade

6.1.2 Chargement appliqué à la structure en situation normale

Le bâtiment a été calculé sur la base des règles CB71, les actions prises en compte pour la conception sont :

- les charges permanentes,
- les charges d'exploitation définies par la NF P 06 001 [3],
- les charges climatiques définies par les règles NV65 et modificatif N°4 [4], [5].

Détail des charges permanentes :

Couverture	45 daN/m ² 15 daN/m ²	Tuiles mécaniques Plafonds
	<hr/>	
	60 daN/m ²	
Planchers		
RDC+1	200 daN/m ² 20 daN/m ² 5 daN/m ² 25 daN/m ²	Plancher collaborant (8 cm) Cloisons Revêtement de sol Plafonds
	<hr/>	
	250 daN/m ²	
RDC+2	200 daN/m ² 20 daN/m ² 5 daN/m ² 25 daN/m ²	Plancher collaborant Cloisons Revêtement de sol Plafonds
	<hr/>	
	250 daN/m ²	
Murs de façade		
	- Bardage bois 19 mm - OSB-panneaux 13 mm - Isolation 150 mm (0,8kg/cm/m ²) laine minérale semi rigide - Ossature 175 mm × 63 mm - (1 montant tous les 60 cm 3/1,2=2,5) (1 lisse basse, 1 lisse haute, 1 lisse de ceinture) - Plaque de plâtre BA 15 mm	
	<hr/>	
	235 daN/ml/étage	

6.2 Étude de l'ouvrage sous sollicitations sismiques [NF EN 1998-1-1 et 1998-3]

6.2.1 Collecte d'informations, diagnostic, et hypothèses

La collecte d'informations s'appuie sur une visite sur place et sur l'examen des dossiers de plans de récolement. La visite n'a pas révélé de zones dégradées par des pourritures, ou d'imperfections notables. Les observations ont été faites par sondages. Les sondages ont montré que les panneaux de contreventement sont correctement ancrés. Les seules ouvertures dans les planchers sont celles inscrites sur les plans d'exécution. Les règles de mise en œuvre en vigueur à la date de construction ont été respectées. L'ouvrage n'a pas été l'objet de modifications tant dans sa géométrie que dans sa destination. Les prélèvements et les observations réalisées sur les éléments principaux de la structure permettent de retenir une classe de bois C24 pour ces éléments en bois massif.

A l'issue de la collecte d'informations, à l'instar de tout type de technique de constructions, un niveau de connaissance normale de type KL2, peut être retenu pour cet ouvrage en construction bois. En l'absence d'une annexe spécifique bois dans la NF EN 1998-3, et au regard du faible nombre d'années de service depuis la construction de cet ouvrage, il est retenu ici un calcul sur la base des caractéristiques mécaniques d'un bois massif C24, NF EN 338. Les assemblages sont conformes avec les dispositions constructives associées aux exigences de la NF EN 1995-1-1 [10]. Notamment, les clouages des panneaux en OSB sur les cadres en bois massif respectent les exigences pour les diamètres et pas de clouage de l'Eurocode 5 et de l'Eurocode 8.

Sur cette base, le bâtiment s'avère apte à reprendre les actions statiques en situation normale d'ouvrage. Pour la situation sismique, l'hypothèse de diaphragme horizontal rigide est retenue pour chaque niveau. Cependant, la rigidité du plan de toiture ne respecte pas totalement le critère de rigidité de l'Eurocode 8. Dans une première approche les calculs sont toutefois réalisés avec cette hypothèse de diaphragme rigide. Le coefficient de comportement de base pour un objectif de ductilité DCM est considéré à 3.

6.2.2 Action sismique et masses mises en mouvement

Zone de sismicité : 3 $a_{gr} = 1,1 \text{ m/s}^2$
Sol de classe C $S = 1,5$

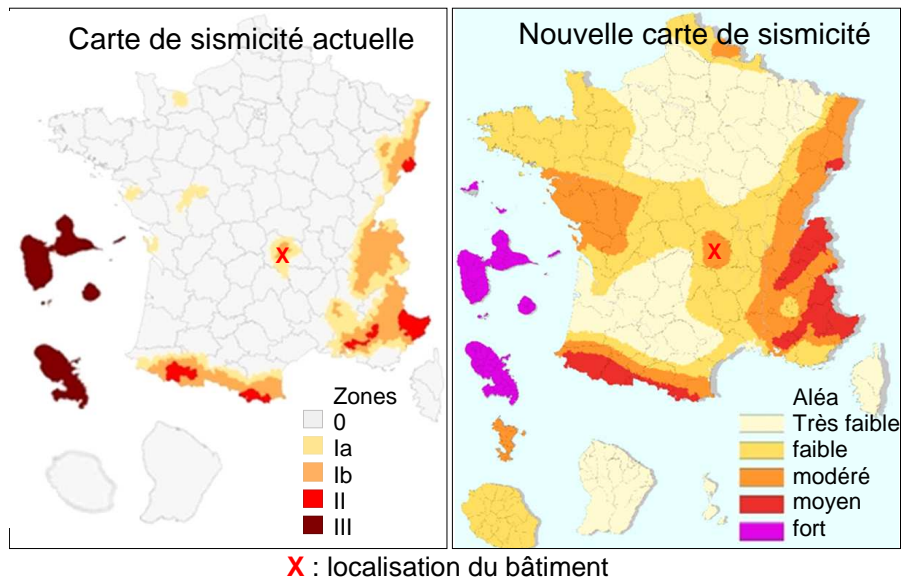


Figure 6-7 : Localisation du bâtiment

Les masses des composants présentées au paragraphe 6.1.2, ainsi que la partie permanente des charges variables conduisent aux masses d'étages suivantes :

- M1 = 190 500 kg
- M2 = 205 800 kg
- M3 = 116 800 kg

6.2.3 Critères de régularité de l'ouvrage

a) la structure du bâtiment est approximativement symétrique en plan par rapport à deux directions orthogonales, en ce qui concerne la raideur latérale et la distribution des masses.

b) Retraits en plan : Surface Plancher = 555 m²

Surface Retrait 1 = 26m² (4,7%) Surface Retrait 2 = 9,5m² (1,7%)

c) Rigidité des murs :

Cette rigidité est calculée en utilisant la méthode de l'APA prenant en considération la rigidité de clouage panneau-ossature bois, la rigidité d'ancrage, ainsi que la rigidité de continuité d'élément. Un exemple de ce calcul de rigidité est développé en annexe du guide RSPB –AFPS. Les rigidités globales par étage ainsi calculées sont les suivantes :

Sens longitudinal	rez-de-chaussée	K = 9,8 MN/m
	1 ^{er} et 2 ^{ème} étages	K = 11 KN/m
Sens transversal	rez-de-chaussée	K = 16 MN/m
	1 ^{er} et 2 ^{ème} étages	K = 19 KN/m

d) $L_{\max}/L_{\min} < 4$

e) Vérifications de l'excentricité structurale pour le RdC, 1^{er} et 2^{ème} étage

Centre de gravité	X _G	21,81	m
	Y _G	7,39	m
Centre de rigidité	X _T	22,53	m
	Y _T	7,15	m
Rayons de torsion	r _x	12,36	m
	r _y	26,01	m
Rayon de giration massique	l _s	4,28	m

f) Les éléments de contreventement verticaux continus des fondations au sommet du bâtiment

g) Pas de retraits en élévation

h) Masse de toiture moitié de la masse d'un étage.

Le bâtiment peut être considéré régulier, malgré une masse de toiture sensiblement inférieure aux masses d'étage. Cependant différents niveaux de modélisation sont utilisés afin d'appréhender l'influence de cette différence de masse sur les résultats issus de la méthode de la force latérale, ceux issus de la méthode de Rayleigh et ceux issus d'une méthode spectrale.

6.2.4 Calcul sismique par la méthode de la force latérale

Élément de calcul	Symbole	Valeur	Unité
Période	T ₁	0,320	s
Effort tranchant à la base	F _b	599,7	kN
Forces sens X et sens Y	F ₁	118,7	kN
	F ₂	260,4	kN
	F ₃	220,6	kN
Déplacements sens X	U _{1réel}	38,7	mm
	U _{2réel}	69,8	mm
	U _{3réel}	84,2	mm
Déplacements sens Y	U _{1réel}	196,5	mm
	U _{2réel}	354,1	mm
	U _{3réel}	426,3	mm

6.2.5 Calcul sismique par la méthode de Rayleigh

Élément de calcul	Symbole	Valeur	Unité
Sens X			
Facteur de participation	Δ	67,7	m^{-1}
Période	T	0,76	s
Fréquence	f	1,31	Hz
Effort tranchant à la base	F_{total}	129,9	kN
Répartition des efforts	F_1	118,7	kN
	F_2	260,4	kN
	F_3	220,6	kN
Déplacements	U_1	7,8	mm
	U_2	12,6	mm
	U_3	14,4	mm
Sens Y			
Facteur de participation	Δ	13,3	m^{-1}
Période	T	1,72	s
Fréquence	f	0,58	Hz
Effort tranchant à la base	F_{total}	69,6	kN
Répartition des efforts	F_1	17,9	kN
	F_2	31,4	kN
	F_3	20,3	kN
Déplacements	U_1	21,1	mm
	U_2	34,3	mm
	U_3	39,1	mm

6.2.6 Calcul sismique par la méthode modale spectrale

Pour le sens X :

Élément de calcul	Symbole	Valeur			Unité
SENS X		Mode 1	Mode 2	Mode 3	
Période	T_i	0,77	0,28	0,21	s
Fréquence	f_i	1,30	3,61	4,87	Hz
Vecteurs propres	Φ_{ij}	$\Phi_{11} = 1$ $\Phi_{12} = 1,76$ $\Phi_{13} = 2,07$	$\Phi_{21} = 1$ $\Phi_{22} = 0,14$ $\Phi_{23} = -1,00$	$\Phi_{31} = 1$ $\Phi_{32} = -1,39$ $\Phi_{33} = 1,30$	
Vecteurs normalisés	D_{ij}	$D_{11} = 0,867$ $D_{12} = 1,528$ $D_{13} = 1,794$	$D_{21} = 1,796$ $D_{22} = 0,249$ $D_{23} = -1,787$	$D_{31} = 1,126$ $D_{32} = -1,569$ $D_{33} = 1,469$	
Facteur de participation	p_i	0,69	0,18	0,06	$10^{(3/2)} m^{-1}$
Réponse modale	\emptyset_{ij}	$\emptyset_{11} = 0,598$ $\emptyset_{12} = 1,053$ $\emptyset_{13} = 1,237$	$\emptyset_{21} = 0,332$ $\emptyset_{22} = 0,046$ $\emptyset_{23} = -0,330$	$\emptyset_{31} = 0,071$ $\emptyset_{32} = -0,099$ $\emptyset_{33} = 0,093$	
Masses modales	m_i	0,0475	0,034	0,004	$10^3 t$
Influence des modes		92,6%	99,2%	100,0%	
Accélérations modales	γ_{ij}	$\gamma_{11} = 0,142$ $\gamma_{12} = 0,251$ $\gamma_{13} = 0,294$	$\gamma_{21} = 0,152$ $\gamma_{22} = 0,021$ $\gamma_{23} = -0,151$	$\gamma_{31} = 0,033$ $\gamma_{32} = -0,046$ $\gamma_{33} = 0,043$	m/s^2
Forces modales	f_{ij}	$f_{11} = 27,1$ $f_{12} = 51,6$ $f_{13} = 34,4$	$f_{21} = 29,0$ $f_{22} = 4,3$ $f_{23} = -17,7$	$f_{31} = 6,2$ $f_{32} = -9,4$ $f_{33} = 5,0$	kN

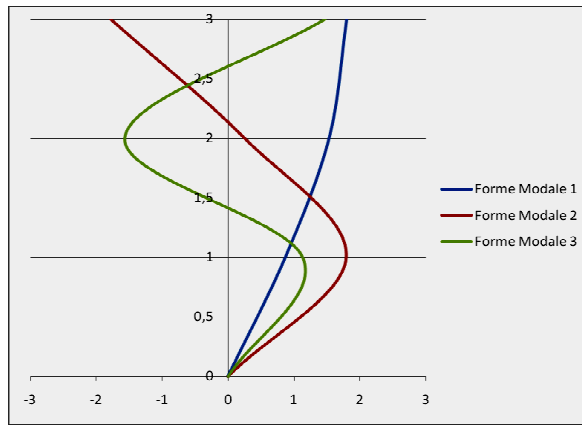


Figure 6-8 : Formes modales sens X

Élément de calcul	Symbole	Valeur	Unité
SENS X			
Répartition des forces	F_1	40,5	kN
	F_2	52,6	kN
	F_3	38,8	kN
Déplacements	$U_{1réel}$	7,4	mm
	$U_{2réel}$	12,6	mm
	$U_{3réel}$	14,8	mm

Pour le sens Y, sont représentés ci-dessous les fréquences propres, les formes modales, les pourcentages de masses modales associés à chaque mode et les efforts par étage avec les déplacements associés.

Élément de calcul	Symbole	Valeur			Unité
SENS X		Mode 1	Mode 2	Mode 3	
Période	T_i	1,71	0,62	0,45	s
Fréquence	f_i	0,59	1,63	2,20	Hz
Masses modales	m_i	0,465	0,034	0,004	$10^3 t$
Influence des modes		92,6%	99,4%	100,0%	

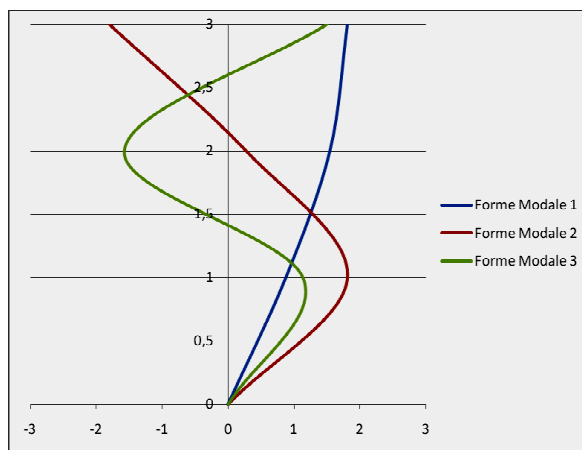


Figure 6-9 : Formes modales sens Y

Élément de calcul	Symbole	Valeur	Unité
SENS Y			
Répartition des forces	F_1	22,7	kN
	F_2	24,5	kN
	F_3	19,4	kN
Déplacements	$U_{1réel}$	19,0	mm
	$U_{2réel}$	31,6	mm
	$U_{3réel}$	37,1	mm

Le tableau suivant récapitule les efforts par étage et l'effort tranchant à la base obtenus à partir des trois méthodes d'analyse pour un sens de sollicitation sismique suivant X. La méthode de Rayleigh et la méthode modale spectrale donnent des résultats très proches. Par contre, la méthode de la force latérale propose des valeurs d'efforts nettement différentes. L'estimation très approximative de la fréquence propre du bâtiment à partir des formules de la NF EN 1998-1 en est la principale cause. Nous retiendrons par la suite les efforts obtenus par la méthode modale spectrale.

	Force latérale	Méthode de Rayleigh	Analyse modale spectrale	Unité
F3	220,6	38	38,8	kN
F2	260,4	58,6	52,6	kN
F1	118,7	33,3	40,5	kN
Effort tranchant à la base	599,7	129,9	131,9	kN

Tableau 6-1 : Comparaison des efforts par étage suivant la direction x

6.2.7 Torsion forfaitaire

Dans notre cas de figure, tous les éléments participant au contreventement sont à la même distance du centre des masses : $\delta = 1,60$

6.2.8 Répartition des forces dans les voiles de contreventement du RdC

Le rez-de-chaussée possède 38 éléments qui contribuent à la rigidité. La signification des chiffres devant K est la suivante : K_{ij} avec i, étage concerné par la reprise des charges provenant du plancher supérieur et j, numéro de l'élément de contreventement en rapport avec la torsion du même nombre.

Dans ces 38 éléments, il y a 4 éléments de contreventements différents. Pour calculer l'effort repris par chaque élément de contreventement, on applique la formule suivante :

Exemple pour le premier élément de contreventement : $FK_{11} = F_2 \times \delta \times K_{11} / (\sum K_{1j})$

Élément de calcul	Symbole	Valeur	Unité
Rigidités	K_{11}	1,7	MN/m
	K_{12}	1,53	MN/m
	K_{13}	0,73	MN/m
	K_{14}	2,33	MN/m
Effort repris	FK_{11}	6,7	kN
	FK_{12}	6,0	kN
	FK_{13}	2,9	kN
	FK_{14}	9,2	kN

6.2.9 Vérification de la résistance des murs (Méthode A), 1er Etage

Données :

- Ossature - masse volumique : 350 kg/m^3 ,
- OSB - masse volumique : 550 kg/m^3 , épaisseur 12 mm et classe de service 2,
- Pointes - 2,8 mm de diamètre et 60 mm de long, espacement 75 mm.

Résultats :

$F_{vRd} 11 = 12,6 \text{ kN}$	53%
$F_{vRd} 12 = 11,6 \text{ kN}$	52%
$F_{vRd} 13 = 4,6 \text{ kN}$	63%
$F_{vRd} 14 = 16 \text{ kN}$	58%

Ancrages, 1^{er} Etage

FK_{11}	6,7	kN	1,78	m	$T = C = 10,9$	kN
FK_{12}	6,0	kN	1,64	m	$T = C = 10,7$	kN
FK_{13}	2,9	kN	0,97	m	$T = C = 8,6$	kN
FK_{14}	9,2	kN	2,27	m	$T = C = 11,7$	kN

6.3 Bilan

Le diagnostic réalisé sur cet ouvrage en ossature en bois n'indique pas de vulnérabilité effective aux séismes. Les différents calculs réalisés dans cette étude montrent que la résistance des contreventements nécessaire à une situation sismique est suffisante. Ces calculs ont été menés en se référant à la NF EN 1998-1, dans la mesure où les ouvrages en bois ne sont pas traités dans la NF EN 1998-3. Cette démarche conduit à caler le niveau d'endommagement de l'état limite de quasi-effondrement (NC) de la NF EN 1998-3 sur celui de l'état de non-effondrement (NC) de la NF EN 1998-1, ce qui est plus sévère que pour les autres techniques de construction.

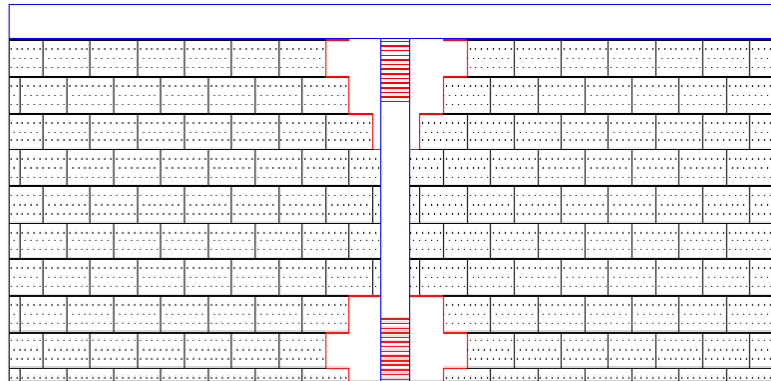
Les pourcentages de chargement présentés sont homogènes, ils montrent des résistances presque deux fois supérieures à la demande. Une attention toute particulière doit être portée aux ancrages ; l'atteinte de plasticité dans les panneaux de contreventement exige que la résistance des ancrages soit supérieure à celle des panneaux (dimensionnement en capacité indispensable pour valider la valeur du coefficient de comportement retenu).

Autre point à regarder attentivement sur cet ouvrage : la rigidité du diaphragme de toiture (poutres au vent treillis) est plus faible que celle proposée par la NF EN 1998-1 pour valider une hypothèse de diaphragme rigide. Compte tenu des techniques de fabrication et de montage (cf. figure 6-2), il convient de considérer la charpente comme l'assemblage d'ensemble tridimensionnels ; ce qui conduit à une augmentation de la rigidité effective de diaphragme. Il faut porter un regard attentif aux éléments de contreventement et à leurs assemblages (particulièrement ceux sous arbalétriers). La qualité de liaison entre blocs préfabriqués de charpente est essentielle pour valider l'hypothèse de diaphragme rigide global.

7 Fiches techniques de renforcement

Renforcement des poteaux par fibres de carbone ou plats métalliques collés	76
Renforcement par fibres des poutres	78
Renforcement par fibres des murs	80
Ajout de murs de contreventement Voiles béton.....	82
Remplissage d'un portique en maçonnerie ou en béton armé.....	85
Chemisage en béton armé des poteaux.....	88
Chemisage en béton armé des poutres.....	90
Chemisage en béton armé des voiles et des murs.....	92
Ajout de croix de contreventement - Contreventement métallique.....	94
Amortissement des portiques - Contreventement métallique amorti	96
Renforcement des fondations Élargissement des semelles Chaînage Micropieux.....	99
Renforcement des planchers - Coulage d'une dalle.....	102
Renforcement des planchers - Solidarisation des solives - Augmentation de la surface d'appui des planchers .	105
Chaînage horizontal - Création ou réparation d'un chaînage en tête de bâtiment.....	107
Chaînage vertical - Création ou réparation d'un chaînage.....	110
Encadrement des ouvertures Création ou réparation de linteaux et de montants.....	113
Renforcement de la structure secondaire : Cheminées, balcons, auvents, éléments de façade	115
Solidarisation des éléments de structure par.....	119
Ajout de précontrainte extérieure	119
Isolateurs	120

Renforcement des poteaux par fibres de carbone ou plats métalliques collés



Domaine de renforcement : local

Types de bâtiments concernés : bâtiments à portiques

Caractéristiques mécaniques visées :

- Ductilité
- Confinement
- Augmentation de la résistance en compression et en flexion

Avantages	Inconvénients
Travaux légers Renforcement local Pas de surcharges Diversité des matériaux et de la mise en œuvre Pas d'affaiblissement de la structure en cours de renforcement	Mise œuvre spécialisée Coût élevé Qualités techniques à confirmer

Commentaires :

Technique utilisée en génie civil pour le renforcement des ponts. Technique récente, dont les applications dans le bâtiment sont à développer. Ces fibres sont disponibles sous divers formats : tissu, treillis, plaques, lamelles.

Objectifs :

- Améliorer la ductilité du poteau ou de l'ensemble de la structure en confinant le béton dans les zones critiques. En effet, ces zones proches des nœuds sont souvent insuffisamment frettées. Les fibres empêchent également les armatures de flamber. Il faut néanmoins veiller à ne pas augmenter la raideur des poteaux traités, sinon ils vont reprendre plus de charges et risquent de devenir sous dimensionnés. La solution consiste à orienter les fibres dans le sens transversal de sorte que la résistance longitudinale du renforcement soit négligeable. L'emploi de fibres sous forme de tissu est à faire avec beaucoup de précautions, car les fibres sont orientées dans les deux sens.
- Garantir la localisation des rotules plastiques. On dispose alors des fibres dans les deux directions, pour renforcer aussi la résistance du poteau en flexion dans le but de surdimensionner le poteau ; on souhaite en effet que les rotules plastiques se forment dans la poutre. Cette technique entraîne une redistribution des efforts du fait que le poteau a une plus grande raideur ; il faut alors vérifier l'ensemble de la structure par un calcul d'ensemble intégrant le renforcement.

Précautions et limites d'utilisation :

Propriétés à vérifier. Durabilité pouvant être remise en question sous certains environnements agressifs (chaleur, humidité). Tenir compte d'une redistribution des efforts due au renforcement local d'un élément de la structure.

Mise en œuvre pratique :

Poteau sans remplissage

- Préparation du support :

Décaper le poteau pour enlever le revêtement et faire apparaître le béton brut. Bien nettoyer pour éliminer toutes les poussières

- Mise en œuvre des fibres :

Encoller l'élément dans les zones critiques, puis positionner les fibres en les tendant pour améliorer l'adhérence. Passer le rouleau pour éliminer les bulles. Laisser sécher.

- Finitions :

Enduire le poteau et poser le revêtement.

Poteau avec remplissage

- Préparation du support :

Décaper le poteau pour enlever le revêtement et faire apparaître le béton brut. Détruire le remplissage à l'interface avec le poteau au niveau de la zone à renforcer pour laisser passer les fibres. Bien nettoyer pour éliminer toutes les poussières

- Mise en œuvre des fibres :

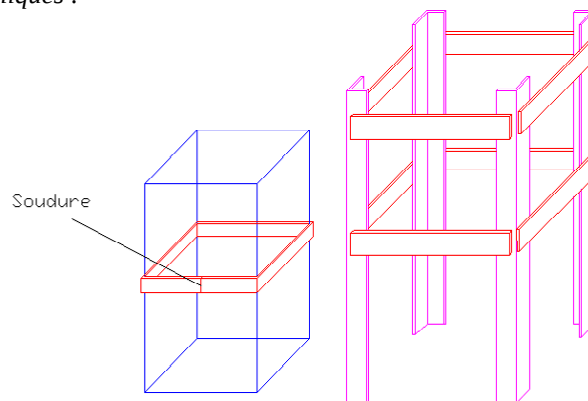
Encoller l'élément dans les zones critiques, puis positionner les fibres en les tendant pour améliorer l'adhérence. La pose est plus difficile car il faut une personne de chaque côté de la cloison et faire passer les fibres dans l'ouverture et ceinturer le poteau dans la zone à renforcer. Passer le rouleau pour éliminer les bulles. Laisser sécher.

- Finitions :

Boucher les ouvertures dans le remplissage avec le même matériau pour éviter la formation de points durs ou à l'inverse de poteaux courts. Enduire le poteau et la partie du remplissage qui a été réparée et poser le revêtement.

Variante :

Utilisation de lamelles métalliques :



On peut remplacer les fibres par des lamelles métalliques (plats) collés sur le poteau de façon à former des anneaux encerclant le poteau dans les zones faibles. La mise en œuvre est identique. Par contre, il faut donner la forme de la section du poteau au plat avant la pose et veiller à ce qu'il n'y ait pas de jeu pour que le collage soit efficace.

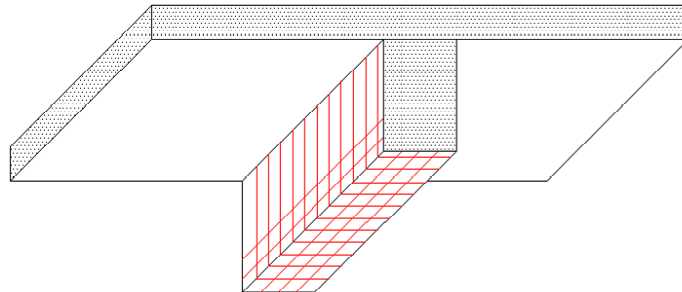
Dans le cas où on souhaite aussi améliorer la résistance en flexion, on peut coller des cornières dans les angles du poteau, encerclées par des anneaux en plat métalliques visant à éviter leur flambement. Le renforcement fonctionne comme un ferrailage (longitudinal et transversal). Il convient de vérifier les propriétés d'adhérence de la colle pour assurer une bonne cohésion et la transmission des efforts. Du fait de leur position à l'extérieur du poteau et de la section d'acier mise en œuvre, le gain en résistance peut être très élevé. Vérifier absolument que le reste de la structure peut le supporter. Un dispositif de serrage des anneaux doit être mis en place pour les maintenir et les fermer.

On cherchera aussi à alterner la face du poteau sur laquelle est présente le raccord pour ne pas introduire de dissymétries.

Éléments à prendre en compte dans le calcul du coût de renforcement :

Technique récente. La mise en œuvre doit être très soignée pour garantir un comportement correct.

Renforcement par fibres des poutres



Domaine de renforcement : local

Types de bâtiments concernés : bâtiments à portiques

Caractéristiques mécaniques visées :

- Ductilité
- Augmentation de la résistance en flexion et au cisaillement

Avantages	Inconvénients
Travaux légers Renforcement local Pas de surcharge Diversité des matériaux et de la mise en œuvre Pas d'affaiblissement de la structure en cours de renforcement	Mise œuvre spécialisée Coût élevé Qualités techniques à confirmer Redistribution des efforts dans certains cas

Commentaires :

Technique utilisée en génie civil pour le renforcement des ponts. Technique récente dont les applications dans le bâtiment sont en développement. Ces fibres sont disponibles sous divers formats : tissu, treillis, plaque, lamelles.

Objectifs :

Il y a trois objectifs qu'on peut atteindre avec ce type de renforcement.

- Améliorer la ductilité de la poutre ou de l'ensemble de la structure en confinant le béton dans les zones critiques. En effet ces zones proches des nœuds sont souvent insuffisamment frettées. Les fibres empêchent également les armatures de flamber. Il faut néanmoins veiller à ne pas augmenter la raideur des poutres traitées, sinon elles vont reprendre plus de charges et risquent de devenir sous dimensionnées. La solution consiste à orienter les fibres dans le sens transversal de sorte que la résistance longitudinale du renforcement soit négligeable. L'emploi de fibres sous forme de tissu est à faire avec beaucoup de précautions, car les fibres sont orientées dans les deux sens.
- Rendre non fragile. On cherche à augmenter la résistance en flexion et au cisaillement. Les fibres sont utilisées comme des armatures supplémentaires. Elles sont orientées dans le sens longitudinal pour reprendre la flexion et dans le sens transversal pour reprendre le cisaillement.
- Amélioration de la résistance locale. Idem ci-dessus ; recalculer la structure complète, car il y a une redistribution des efforts.

Précautions et limites d'utilisation :

Propriétés à vérifier. Durabilité à l'étude. Tenir compte d'une redistribution des efforts dû au renforcement local d'un élément de la structure.

Mise en œuvre pratique :

Portiques sans remplissage

- Préparation du support :

Décaper la poutre pour enlever le revêtement et faire apparaître le béton brut. Bien nettoyer pour éliminer toutes les poussières.

- Mise en œuvre des fibres :

Encoller l'élément, puis positionner les fibres en les tendant dans les deux sens pour améliorer l'adhérence. Passer le rouleau pour éliminer les bulles. Laisser sécher.

- Finitions :

Enduire la poutre et poser le revêtement.

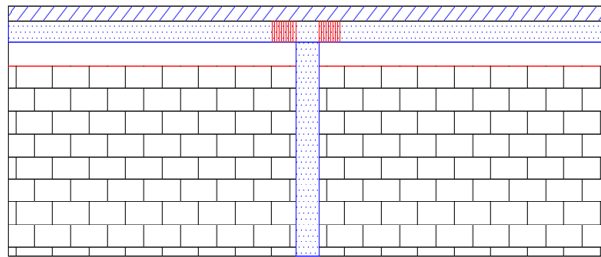
Portiques avec remplissage

- Préparation du support :

Décaper la poutre pour enlever le revêtement et faire apparaître le béton brut. Détruire le remplissage à l'interface avec la poutre au niveau de la zone à renforcer pour laisser passer les fibres (dernière rangée de blocs de béton par exemple). Bien nettoyer pour éliminer toutes les poussières

- Mise en œuvre des fibres :

Encoller l'élément dans les zones critiques, puis positionner les fibres en les tendant pour améliorer l'adhérence. La pose est plus difficile car il faut une personne de chaque côté de la cloison et faire passer les fibres dans l'ouverture et ceinturer la poutre dans la zone à renforcer. Passer le rouleau pour éliminer les bulles. Laisser sécher.



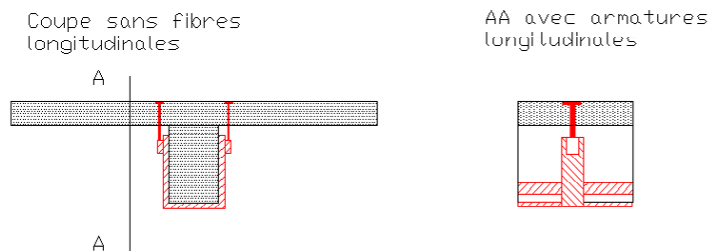
- Finitions :

Boucher les ouvertures dans le remplissage avec le même matériau pour éviter la formation de points durs. Enduire la poutre et la partie du remplissage qui a été réparée et poser le revêtement.

Variante :

Utilisation de lamelles métalliques :

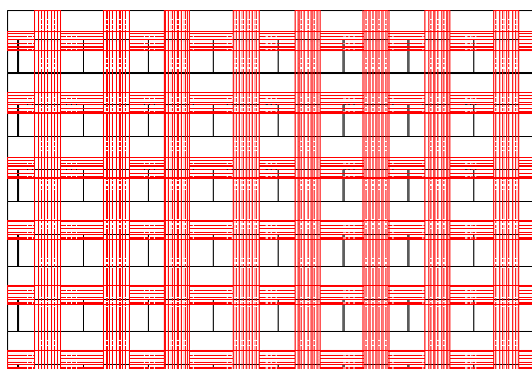
On peut remplacer les fibres par des lamelles métalliques (plats) collés sur la poutre. La mise en œuvre est très semblable, mais il faut prévoir des trous dans la dalle au droit des lamelles transversales afin de les fixer à la face supérieure de la dalle à l'aide de tiges filetées. Les lamelles transversales sont en forme de U et fonctionnent comme des cadres d'armatures. On peut aussi utiliser des lamelles longitudinales si besoin. Du fait du poids des lamelles métallique il faut généralement prévoir un dispositif de maintien en pression des lamelles (étais).



Éléments à prendre en compte dans le calcul du coût de renforcement :

Technique récente. La mise en œuvre doit être soignée pour garantir un comportement correct.

Renforcement par fibres des murs



Domaine de renforcement : local

Types de bâtiments concernés : tous bâtiments

Caractéristiques mécaniques visées :

- Ductilité
- Augmentation de la résistance en cisaillement et en flexion

Avantages	Inconvénients
Travaux légers Renforcement local Pas de surcharge Diversité des matériaux et de la mise en œuvre Pas d'affaiblissement de la structure en cours de renforcement	Mise œuvre spécialisée Coût élevé Qualités techniques à confirmer Nécessite la dépose du revêtement mural

Commentaires :

Technique récente dont les applications dans le bâtiment sont en cours de développement. Ces fibres sont disponibles sous divers formats : tissu, treillis, plaque, lamelles.

Objectifs :

- Améliorer la ductilité du mur ou de l'ensemble de la structure en confinant les blocs de maçonnerie. Les fibres empêchent également les armatures de flamber. Si les fibres sont orientées dans les deux directions, elles augmentent la raideur du mur, qui reprend par conséquent plus de charges. Cette surcharge est à prendre en compte dans la vérification de la résistance après renforcement.
- Rendre le mur non fragile. Les fibres vont reprendre le cisaillement une fois que le mur sera fissuré.

Précautions et limites d'utilisation :

Propriétés à vérifier.

Durabilité à l'étude.

Tenir compte d'une redistribution des efforts dû au renforcement local d'un élément de la structure.

L'ancrage des fibres aux extrémités est un point délicat.

Les règles de dimensionnement ne concernent pas toujours la protection parasismique

Mise en œuvre pratique :

Application d'un tissu de fibre : On utilise les fibres sous forme de toile, qu'on coupe à la dimension du mur à renforcer.

Application bandes orthogonales : On utilise des bandes de fibres, qu'on colle selon des directions perpendiculaires (horizontales et verticales).

Dans les deux cas la mise en œuvre est identique. L'efficacité de cette technique dépend d'une bonne transmission des efforts du portique au mur le cas échéant.

- Préparation du support :

Enlever le revêtement mural et l'isolation pour faire apparaître la maçonnerie. Bien décaper le mur afin d'éliminer les irrégularités de surface. Eliminer les poussières par aspiration.

- Application du composite

Encoller le mur et appliquer le composite. Eliminer les bulles.

- Finitions

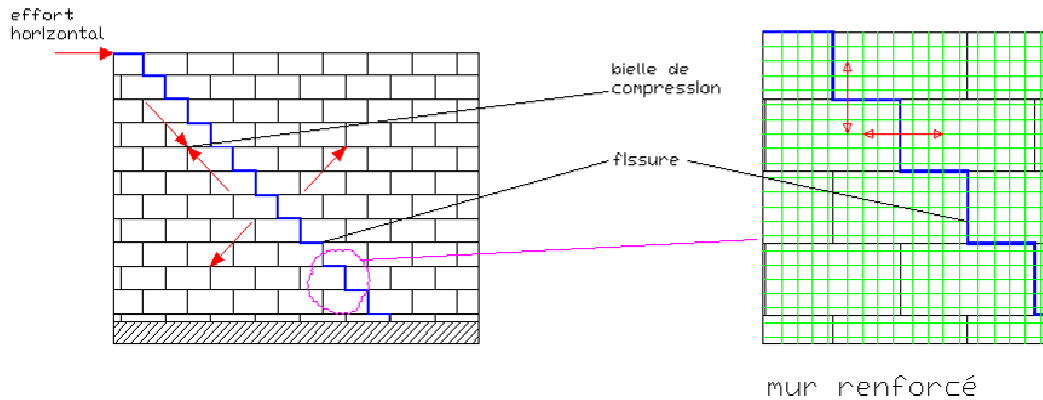
Une fois la prise effectuée, on peut enduire et oser le nouveau revêtement.

Éléments à prendre en compte dans le calcul du coût de renforcement :

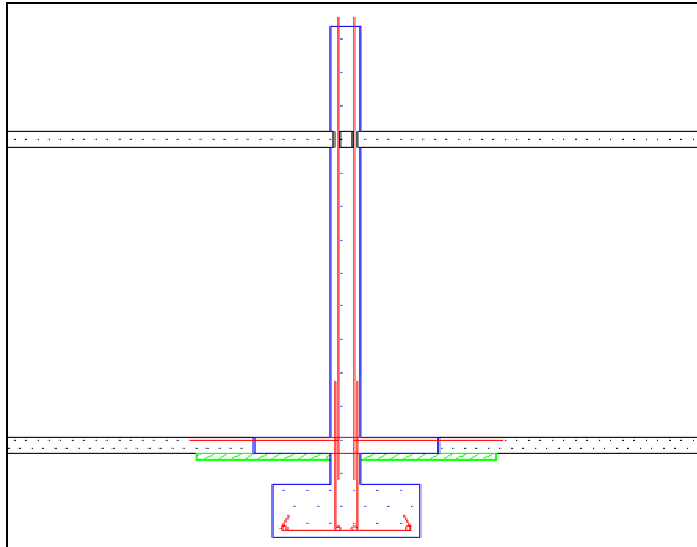
Technique récente. Les études doivent être détaillées pour s'assurer que les effets secondaires n'annuleront pas l'effet souhaité. La mise en œuvre doit être soignée pour garantir un comportement correct.

Principe du fonctionnement :

Les fibres réalisent la couture de la fissure (qui doit se développer pour mettre en tension les fibres). Elles reprennent alors les contraintes selon leur direction, empêchant la fissure de se propager.



Ajout de murs de contreventement Voiles béton



Domaine de renforcement : contreventement

Types de bâtiments concernés : Tous bâtiments

Caractéristiques mécaniques visées :

- Reprise des efforts horizontaux
- Raideur d'ensemble du bâtiment
- Diminution de l'effet de torsion

Avantages	Inconvénients
Contribue à réduire la torsion Meilleure répartition des efforts	Peut être inacceptable architecturalement Modification des espaces intérieurs Report des charges sur des zones faibles Risque de créer des irrégularités en élévation Intervention lourde Nécessite un calcul complet du bâtiment

Commentaires :

Technique bien connue, courante. Présente néanmoins des effets secondaires importants. Les conséquences de l'ajout d'un mur sur le système de fondations doivent absolument être prises en compte.

Objectifs :

- Réduire l'irrégularité des bâtiments. En disposant des contreventements à des endroits bien choisis, on peut diminuer considérablement la torsion du bâtiment en cas de séisme. On répartit également mieux les efforts horizontaux à reprendre.
- Augmenter la résistance globale du bâtiment. En augmentant le contreventement, on augmente l'effort horizontal qui peut être repris par la structure sans désordres. Néanmoins cette opération alourdit le bâtiment et il faut vérifier la structure en conséquence. Enfin, les nouveaux contreventements transmettent des efforts à des endroits qui n'étaient pas sollicités, ou moins. En particulier le taux de travail des fondations risque d'augmenter et des efforts perpendiculaires aux façades peuvent apparaître. Ce sont des points à vérifier.

Précautions et limites d'utilisation :

Vérifier la capacité des fondations

Vérifier la régularité en plan et en élévation

Vérifier les nœuds du portique (interaction avec les bielles de compression dans la maçonnerie)

Soigner les liaisons avec la structure existante : angles, portique, chaînages

Dans le cas de la réalisation de nouvelles fondations, étudier le tassement différentiel par rapport aux fondations existantes.

Les fondations doivent être accessibles depuis le niveau le plus bas, après avoir découpé le dallage, ou depuis le vide sanitaire ou la cave. Nous traiterons le cas d'un accès depuis le premier plancher.

Mise en œuvre pratique :

Cas d'un mur isolé

Cette étape doit absolument être précédée d'une étude poussée (capacité des fondations, faisabilité, redistribution des efforts).

- Fondations

Si les fondations existantes sont insuffisantes :

On doit réaliser de nouvelles fondations propres au contreventement.

Si des fondations superficielles sont possibles : Découper le dallage à l'endroit des fondations. Rainurer la dalle perpendiculairement à la semelle afin de pouvoir insérer des armatures de liaison entre la dalle et les fondations. Creuser la semelle. Coffrer l'interface dalle/fondation. Couler le béton de propreté. Mettre en place le ferrailage de la semelle et les attentes. Couler le béton jusqu'au niveau du dallage. Sceller les armatures de liaison dans la dalle.

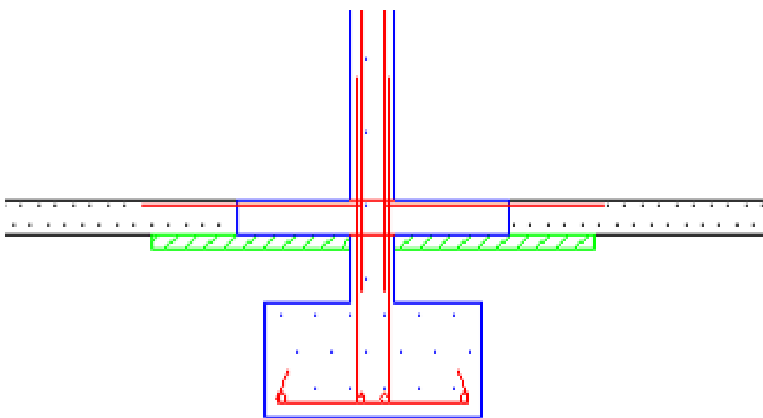
Cas des fondations plus profondes : Découper le dallage à l'endroit des fondations. Rainurer la dalle perpendiculairement à la semelle afin de pouvoir insérer des armatures de liaison entre la dalle et les fondations. Creuser une longrine sous l'emplacement du mur de contreventement, ou la coffrer. Forer des micropieux et les couler. Un fois leur capacité portante suffisante, les recéper et mettre en place le ferrailage de la longrine, les attentes et les armatures de liaison. Couler le béton de la longrine. Coffrer le départ du mur jusqu'à l'interface avec le dallage et couler cette interface. Sceller les armatures de liaison avec la dalle.

Si les fondations existantes peuvent reprendre la surcharge :

On va réaliser une poutre (ou une longrine) sous le mur pour transférer les efforts aux fondations existantes.

Découper le dallage. Creuser éventuellement une tranchée sous le futur mur au niveau des fondations. Percer les fondations à l'emplacement des armatures de liaison. Sceller ces armatures dans les fondations. Coffrer la poutre. Mettre en place le ferrailage et les attentes du voile. Couler le béton jusqu'au niveau supérieur de la poutre. Coffrer la liaison avec le dallage. Couler la liaison et sceller les armatures de liaison voile/dalle. On peut aussi envisager de couler la longrine au dessus du dallage si c'est admissible architecturalement et que le dallage résiste à la surcharge en cours de travaux. Il s'agit alors en fait d'une poutre voile. La mise en œuvre est plus rapide. Il faut juste lier les extrémités aux semelles par l'intermédiaire de plots. Le dallage n'est percé qu'au droit de ces plots.

- Coulage du voile sur un niveau :



Percer le plancher haut du niveau pour laisser passer les armatures de continuité. Découper aussi de petites bandes régulièrement espacées afin de permettre de couler le béton depuis le niveau supérieur et d'assurer ensuite la continuité du voile sur toute la hauteur. Rainurer la dalle pour disposer des armatures de liaison.

Mettre en place le ferrailage du voile, les armatures de liaison avec

la dalle et les attentes pour le niveau supérieur. Coffrer. Couler le béton et le vibrer. Sceller les armatures de liaison dans la dalle.

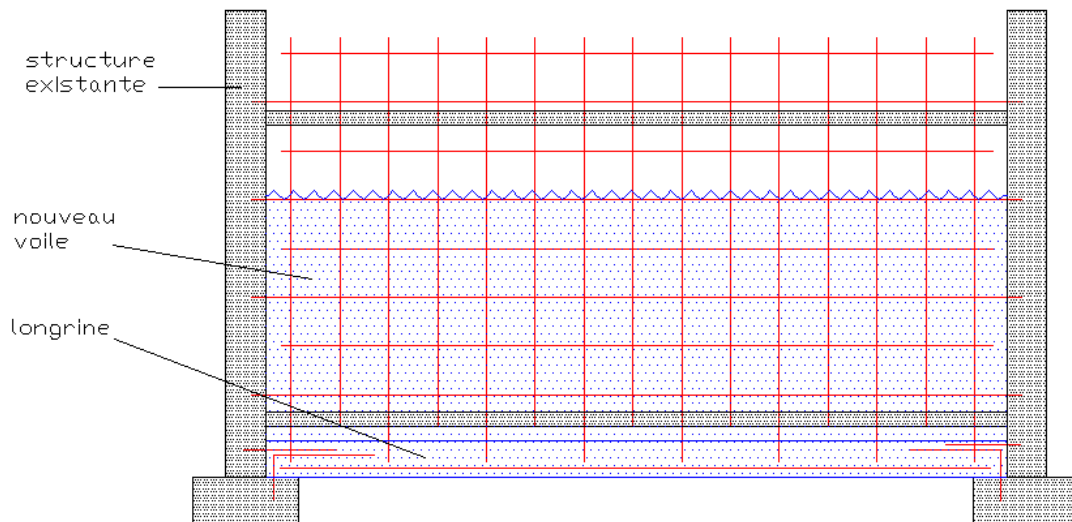
On doit attendre que le béton ait atteint une résistance suffisante pour reprendre le poids propre du voile avant de passer au niveau suivant.

- Finitions :

Après retrait du béton, traiter toutes les fissures au mortier pour assurer la liaison entre le contreventement et la structure existante.

Cas d'un mur lié à la structure existante :

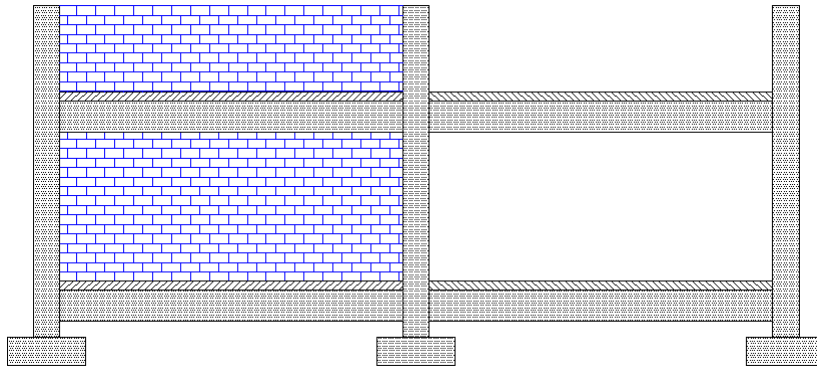
En plus des dispositions constructives précédentes, il convient de lier les voiles aux éléments de structure adjacents (poteau, mur). Cette liaison concerne aussi le système de fondation. Il faut alors sceller des barres de liaison régulièrement espacées dans la structure et les lier au ferrailage du nouveau voile pour assurer une transmission des efforts. Notons enfin la nécessité d'assurer une continuité structurale en traitant à la résine époxy ou au mortier sans retrait les interfaces entre nouvelle et ancienne structure.



Éléments à prendre en compte dans le calcul du coût de renforcement :

Technique courante. La mise en œuvre doit être soignée pour garantir un comportement correct, notamment en ce qui concerne la position des armatures et la liaison des différentes parties entre elles.

Remplissage d'un portique en maçonnerie ou en béton armé



Domaine de renforcement : contreventement

Types de bâtiments concernés : bâtiments à portiques

Caractéristiques mécaniques visées :

- Reprise des efforts horizontaux
- Raideur d'ensemble du bâtiment
- Diminution de l'effet de torsion

Avantages	Inconvénients
Contribue à réduire la torsion Meilleure répartition des efforts Technique simple	Peut être inacceptable architecturalement Modification des espaces intérieurs ou des façades Risque de report des charges sur des zones faibles Risque de créer des irrégularités en élévation Intervention lourde Nécessite un calcul complet du bâtiment

Commentaires :

Technique bien connue, courante. Présente néanmoins des effets secondaires importants. Les conséquences sur les fondations doivent absolument être prises en compte.

Le remplissage par voile en béton armé peut être éventuellement appliqué au bouchage d'ouvertures afin de donner une fonction de contreventement à un mur (façade par exemple). Il est également possible d'utiliser des anneaux de contreventement préfabriqués en béton précontraint.

Objectifs :

- Réduire l'irrégularité des bâtiments. En disposant des contreventements à des endroits bien choisis, on peut diminuer considérablement la torsion du bâtiment en cas de séisme. On répartit également mieux les efforts horizontaux à reprendre.
- Augmenter la résistance globale du bâtiment. En augmentant le contreventement, on augmente l'effort horizontal qui peut être repris par la structure sans désordre ; Néanmoins cette opération alourdit le bâtiment et il faut vérifier la structure en conséquence. Enfin, les nouveaux contreventements transmettent des efforts à des endroits qui n'étaient pas sollicités, ou moins. En particulier le taux de travail des fondations risque d'augmenter et des efforts perpendiculaires aux façades peuvent apparaître. Ce sont des points à vérifier.

Précautions et limites d'utilisation :

Vérifier la capacité des fondations

Vérifier la régularité en plan et en élévation

Vérifier les nœuds du portique (interaction avec les bielles de compression dans la maçonnerie)

Soigner les liaisons avec la structure existante : angles, portique, chaînages

Mise en œuvre pratique :

On suppose que le premier plancher est porté par une poutre et que celle-ci est dimensionnée pour pouvoir reprendre les charges dues au poids du contreventement.

La maçonnerie peut être de brique ou de blocs de béton, mais elle ne doit pas comporter d'ouvertures. Elle doit être soit continue sur toute la hauteur, soit réservée aux étages inférieurs. On peut aussi couler un voile en béton.

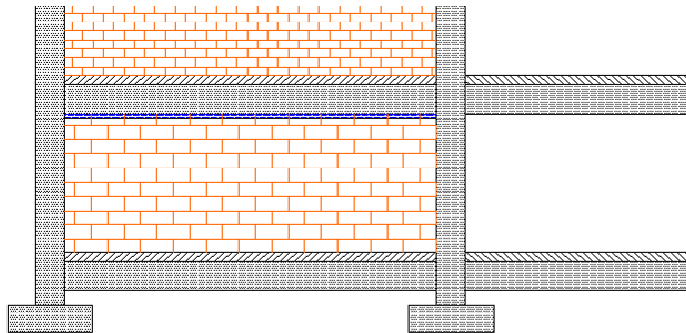
Remplissage en maçonnerie :

- Préparation du support

Décaper le plancher et la face inférieure de la poutre pour faire apparaître le béton brut. Afin de garantir une meilleure transmission des efforts, bosseler (boucharder) les surfaces découpées.

- Montage de la maçonnerie

Monter la maçonnerie de façon classique et laisser un vide d'environ 3 centimètres à l'interface avec la poutre supérieure. Bourrer l'espace entre la poutre et la maçonnerie avec du mortier fin.



- Finitions :

Enduire le mur et poser le revêtement.

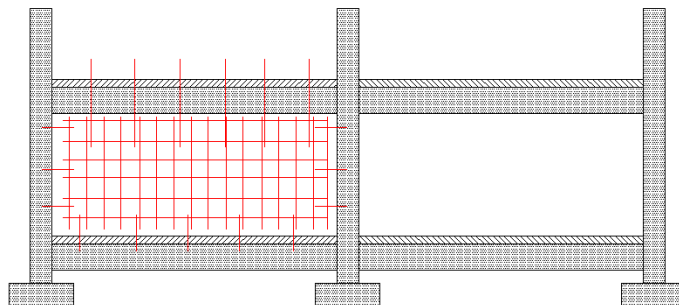
Remplissage par voile en béton armé

- Préparation du support

Décaper le plancher et la face inférieure de la poutre pour faire apparaître le béton brut. Afin de garantir une meilleure transmission des efforts, bosseler les surfaces découpées. Percer des trous de scellement sur les poteaux et des trous débouchant dans les poutres afin de garantir la continuité du ferrailage.

- Exécution du voile

Sceller les armatures de continuité et les barres de liaison. Mettre en place le ferrailage du voile (treillis soudé). Coffrer en laissant suffisamment de place pour couler le béton. Couler le béton et vibrer par l'extérieur. Veiller à assurer la meilleure liaison possible entre la poutre et le voile.

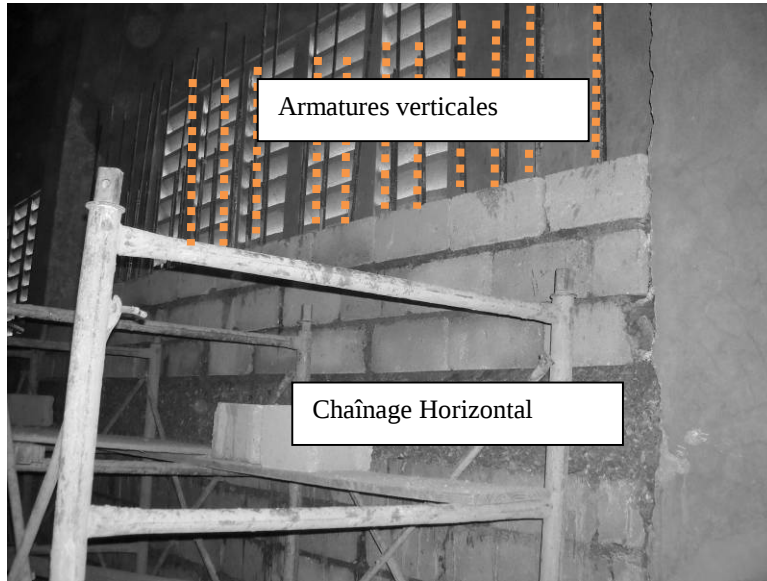


- Finitions

Décoffrer et boucher les trous au mortier. Enduire le mur et poser le revêtement. Etayer les poutres avant de poursuivre aux étages supérieurs.

Éléments à prendre en compte dans le calcul du coût de renforcement :

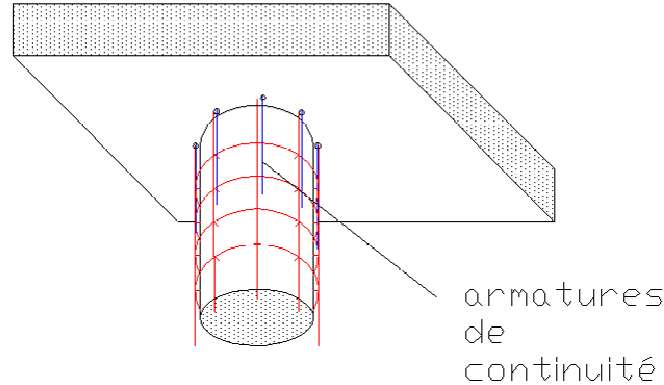
Technique courante. La mise en œuvre doit être soignée pour garantir un comportement correct, notamment aux nœuds.



Armatures verticales

Chaînage Horizontal

Chemisage en béton armé des poteaux



Domaine de renforcement : local

Types de bâtiments concernés : bâtiments à portiques

Caractéristiques mécaniques visées :

- Ductilité
- Confinement
- Augmentation de la résistance en compression et en flexion

Avantages	Inconvénients
Renforcement local Pas d'affaiblissement de la structure en cours de renforcement	Mise œuvre spécialisée Surcharges Travaux relativement lourds

Commentaires :

Technique courante en réhabilitation lourde et en renforcement post-sismique.

Objectifs :

- Améliorer la ductilité du poteau ou de l'ensemble de la structure en confinant le béton dans les zones critiques. En effet ces zones proches des nœuds sont souvent insuffisamment frettées. Les cadres empêchent également les armatures de flamber. Il faut néanmoins veiller à ne pas augmenter la raideur des poteaux traités, sinon ils vont reprendre plus de charges et risquent de devenir sous dimensionnés. Une solution consiste à utiliser seulement des cadres, sans armatures longitudinales de sorte que l'augmentation de résistance en flexion apportée par le renforcement soit négligeable.
- Garantir la localisation des rotules plastiques. On utilise un ferrailage classique (longitudinal et cadres), pour renforcer aussi la résistance du poteau en flexion dans le but de surdimensionner le poteau ; on souhaite en effet que les rotules plastiques se forment dans la poutre. Cette technique entraîne une redistribution des efforts du fait que le poteau a une plus grande raideur ; il faut alors vérifier l'ensemble de la structure par un calcul d'ensemble intégrant le renforcement.
- Augmenter la résistance globale de la structure. Le chemisage revient à augmenter la section de béton armé. Là encore on utilise un ferrailage classique. On applique cette technique à plusieurs poteaux.

Précautions et limites d'utilisation :

Tenir compte d'une redistribution des efforts due au renforcement local d'un élément de la structure.

Vérifier le taux de travail des fondations.

Dans le cas de l'utilisation d'un ferrailage longitudinal, on doit assurer la continuité des armatures à tous les niveaux.

Mise en œuvre pratique :

Chemisage avec cadres seulement

- Préparation du support :

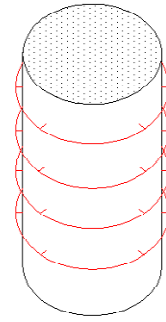
Etayer les poutres de part et d'autre du poteau afin de le soulager. Décaper le poteau pour enlever le revêtement et faire apparaître les armatures, détruire éventuellement le remplissage à l'interface avec le poteau.

- Mise œuvre du chemisage :

Sceller des barres courtes dans le poteau pour assurer la continuité du ferrailage. Mettre en place le nouveau ferrailage (cadres seuls) et les lier aux barres de scellement. Projeter le béton.

- Finitions :

Boucher les trous dans le remplissage. Enduire le poteau et poser le revêtement. Une fois la résistance du béton suffisante, enlever les étais.



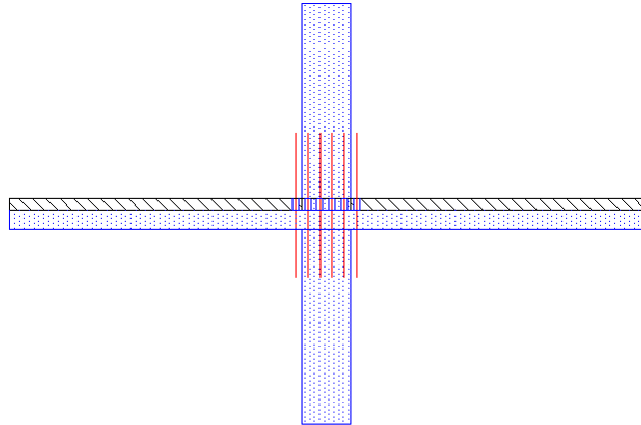
Ferrailage complet (Cf. schéma d'en-tête)

- Préparation du support :

Etayer les poutres de part et d'autre du poteau afin de le soulager. Décaper le poteau pour enlever le revêtement et faire apparaître les armatures, détruire éventuellement le remplissage à l'interface avec le poteau. Percer la dalle et éventuellement les poutres pour permettre le passage des armatures de continuité. Bien nettoyer pour éliminer toutes les poussières.

- Mise œuvre du chemisage :

Sceller des barres courtes dans le poteau pour assurer la continuité du ferrailage. Mettre en place le nouveau ferrailage (cadres et armatures longitudinales) et les lier aux barres de scellement. Disposer les barres de continuité et les fixer au ferrailage. Pour ce qui est du plancher bas du premier niveau, les barres de continuité doivent être scellées dans les têtes de fondation. Sceller les barres de continuité à la dalle. Projeter le béton.



Principe des armatures de continuité

- Finitions :

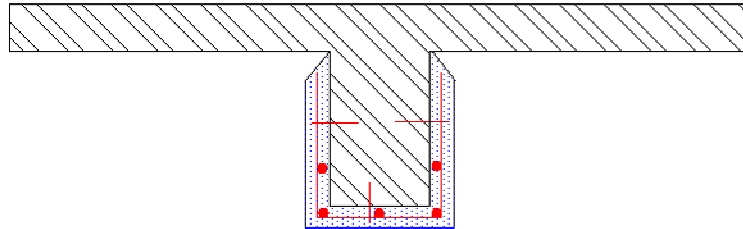
Boucher les trous dans le remplissage. Enduire le poteau et poser le revêtement. Une fois la résistance du béton suffisante, enlever les étais.

Éléments à prendre en compte dans le calcul du coût de renforcement :

Technique courante. La mise en œuvre doit être soignée pour garantir un comportement correct.



Chemisage en béton armé des poutres



Domaine de renforcement : local

Types de bâtiments concernés : bâtiments à portiques

Caractéristiques mécaniques visées :

- Ductilité
- Confinement
- Augmentation de la résistance en flexion et/ou à l'effort tranchant

Avantages	Inconvénients
Renforcement local	Mise œuvre spécialisée Surcharges Léger affaiblissement de la structure en cours de renforcement Travaux assez lourds

Commentaires :

Technique relativement courante en réhabilitation lourde.

Objectifs :

- Rendre la structure non fragile, par l'augmentation de sa résistance. On ajoute alors des cadres d'effort tranchant et des armatures longitudinales en milieu de travée.
- Améliorer la ductilité de la poutre ou de l'ensemble de la structure en confinant le béton dans les zones critiques. En effet ces zones proches des nœuds sont souvent insuffisamment frettées. Les cadres empêchent également les armatures de flamber. Il faut néanmoins veiller à ne pas augmenter la raideur des poutres traitées, sinon elles vont reprendre plus de charges et risquent de devenir sous dimensionnées. La solution consiste à utiliser seulement des cadres, sans armatures longitudinales de sorte que l'augmentation de résistance en flexion apportée par le renforcement soit négligeable. Le positionnement judicieux des armatures doit permettre de fixer l'emplacement des rotules plastiques.
- Augmenter la résistance globale ou locale de la structure. Le chemisage revient à augmenter la section de béton armé. Là encore on utilise un ferrailage classique. On applique cette technique à plusieurs poteaux.

Précautions et limites d'utilisation :

Tenir compte d'une redistribution des efforts dû au renforcement local d'un élément de la structure.

Vérifier le taux de travail des fondations après surcharge.

Mise en œuvre pratique :

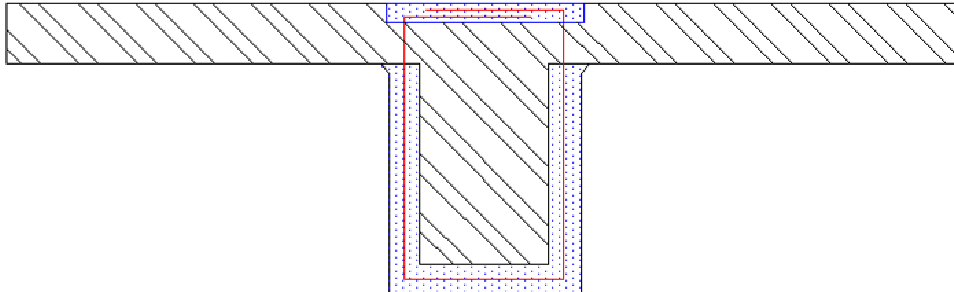
Chemisage avec cadres seulement (ductilité, effort tranchant seul)

- Préparation du support :

Etayer les planchers de part et d'autre de la poutre afin de la soulager. Décaper la poutre pour enlever le revêtement et faire apparaître les armatures, détruire éventuellement le remplissage à l'interface avec la poutre. Percer la dalle et la rainurer en partie supérieure afin de pouvoir replier les cadres et les fermer. Bien nettoyer pour éliminer toutes les poussières. Maintenir humide pour saturer le vieux béton.

- Mise œuvre du chemisage :

Mettre en place le nouveau ferrailage (cadres seuls). Sceller au mortier les cadres dans la dalle. Projeter le béton.



- Finitions :

Boucher les trous dans le remplissage. Enduire la poutre et poser le revêtement. Une fois la résistance du béton suffisante, enlever les étais ; il peut être nécessaire d'étayer sur plusieurs niveaux.

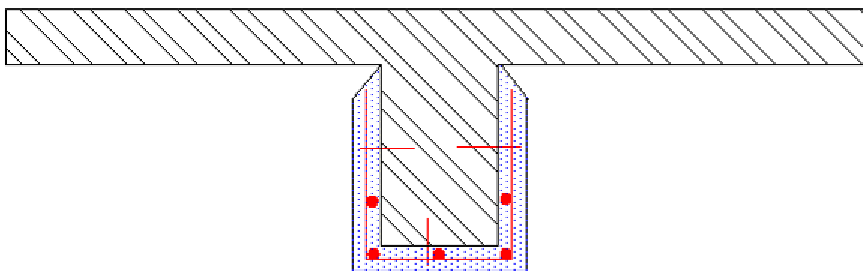
Reprise de la flexion seule

- Préparation du support :

Etayer les planchers de part et d'autre de la poutre afin de la soulager. Décaper la poutre pour enlever le revêtement et faire apparaître les armatures, détruire éventuellement le remplissage à l'interface avec la poutre. Percer les trous de scellement des étriers dans les flancs de la poutre ; bien nettoyer pour éliminer toutes les poussières. Maintenir humide pour saturer le vieux béton.

- Mise œuvre du chemisage :

Mettre en place le nouveau ferrailage (étriers et armatures longitudinales). Sceller au mortier les étriers dans la poutre. Projeter le béton.



- Finitions :

Boucher les trous dans le remplissage. Enduire la poutre et poser le revêtement. Une fois la résistance du béton suffisante, enlever les étais.

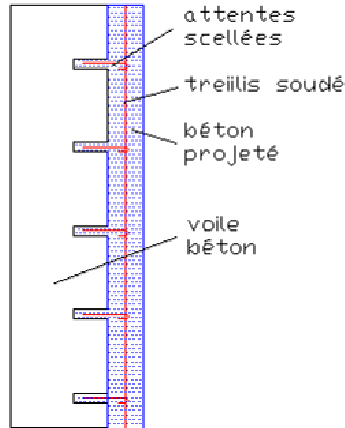
Reprise de la flexion et du cisaillement

Il suffit de combiner les deux techniques ci-dessus.

Éléments à prendre en compte dans le calcul du coût de renforcement :

Technique relativement courante. La mise en œuvre doit être soignée pour garantir un comportement correct.

Chemisage en béton armé des voiles et des murs



Domaine de renforcement : local

Types de bâtiments concernés : tous bâtiments

Caractéristiques mécaniques visées :

Ductilité

Augmentation de la résistance en compression, au cisaillement et en flexion

Avantages	Inconvénients
Renforcement local Pas d'affaiblissement de la structure en cours de renforcement	Mise œuvre spécialisée Surcharges Immobilisation des pièces traitées Travaux relativement lourds

Commentaires :

Technique relativement courante en réhabilitation lourde.

Objectifs :

Améliorer la ductilité du voile du mur ou de l'ensemble de la structure en confinant le béton dans les zones critiques. En effet, ces zones proches des nœuds sont souvent insuffisamment frettées. Les cadres empêchent également les armatures de flamber. Il faut tenir compte du fait que cette technique augmente la raideur des voiles traités, qui, du coup, reprennent plus de charges et doivent donc être dimensionnés en conséquence. Il faut dimensionner le renforcement de telle sorte qu'il puisse reprendre la surcharge.

Augmenter la résistance globale de la structure. Le chemisage revient à augmenter la section de béton armé. Là encore on utilise un ferrailage classique. On applique cette technique à tous les voiles dont la résistance est insuffisante.

Précautions et limites d'utilisation :

Tenir compte d'une redistribution des efforts due au renforcement local d'un élément de la structure.

Vérifier le taux de travail des fondations.

Dans le cas de l'utilisation d'un ferrailage vertical, on doit assurer la continuité des armatures à tous les niveaux.

Mise en œuvre pratique :

Préparation du support :

Ôter le revêtement du mur. Pour les voiles en béton armé, gratter le béton de surface et faire apparaître les armatures existantes régulièrement. Percer des trous de scellement à intervalles réguliers pour y fixer des barres de

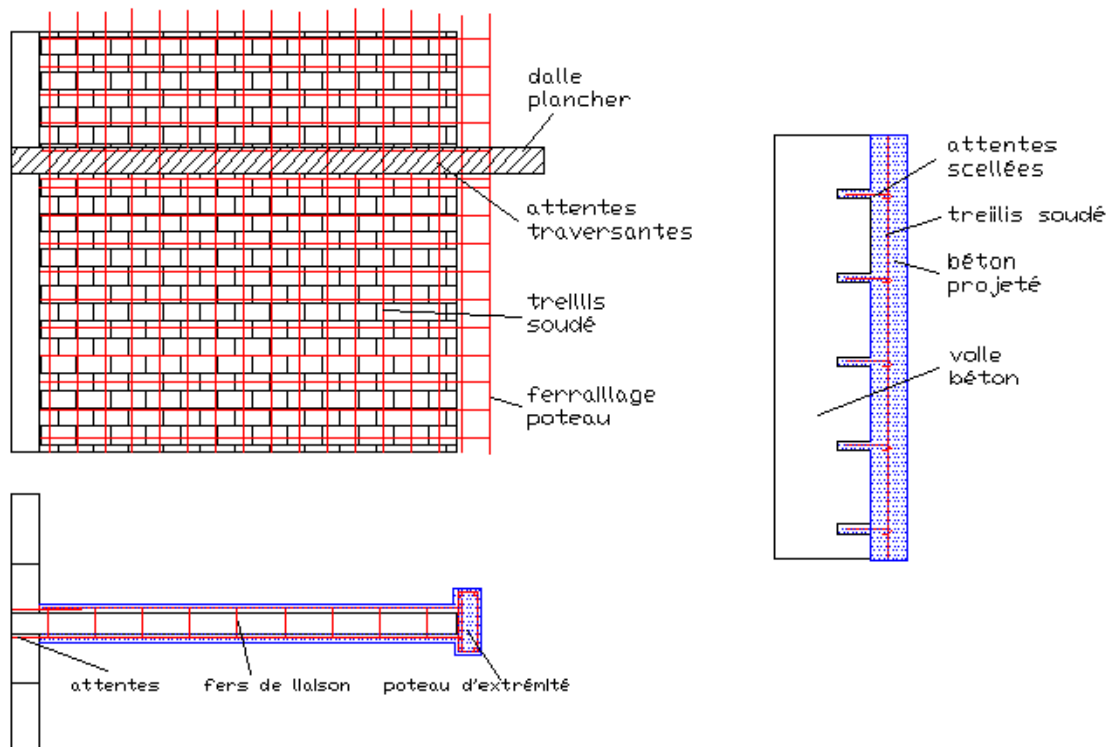
scellement. Si les deux faces d'un mur sont traitées, ces barres seront traversantes. Percer également le plancher et le plafond pour permettre le passage des armatures de continuité. Bien nettoyer pour éliminer toutes les poussières

Mise œuvre du chemisage :

Sceller au mortier des barres courtes dans le mur pour assurer la continuité du ferrailage. Mettre en place le nouveau ferrailage (treillis soudé renforcé par des barres verticales aux extrémités et les lier aux barres de scellement. Si on décide de donner une forme de T ou de I au voile (ce qui est recommandé), mettre en place le ferrailage des poteaux d'extrémité ; Veiller à bien lier les différents éléments. Mettre en place les armatures de continuité. Projeter le béton puis talocher pour lui donner une surface lisse. Une fois la prise faite, coffrer le poteau et le couler.

Finitions :

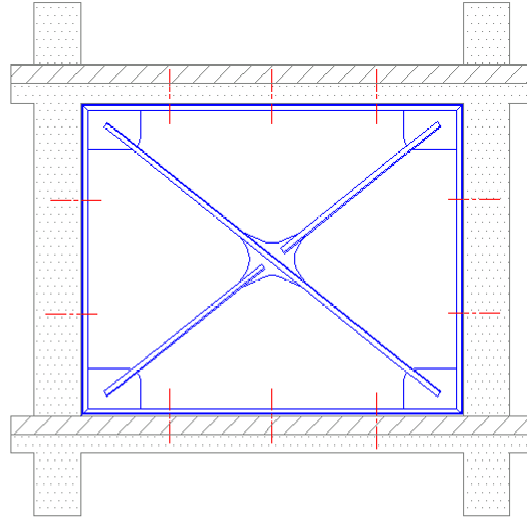
Décoffrer le poteau. Enduire le mur et poser le revêtement.



Éléments à prendre en compte dans le calcul du coût de renforcement :

Technique courante. La mise en œuvre doit être soignée pour garantir un comportement correct, notamment en ce qui concerne la position des armatures et la liaison des différentes parties entre elles.

Ajout de croix de contreventement - Contreventement métallique



Domaine de renforcement : contreventement

Types de bâtiments concernés : bâtiments à portiques

Caractéristiques mécaniques visées :

- Reprise des efforts horizontaux
- Raideur d'ensemble du bâtiment
- Diminution de l'effet de torsion

Avantages	Inconvénients
Meilleure répartition des efforts Structure légère sans fondations propres Travaux légers	Peut être inacceptable architecturalement Modification des espaces intérieurs Risque de créer des irrégularités en élévation Nécessite un calcul complet du bâtiment Peut provoquer des désordres aux nœuds et dans les fondations

Commentaires :

Il s'agit d'appliquer une méthode de contreventement classique en construction métallique à une construction mixte (béton acier). La difficulté principale vient du fait que pour fonctionner efficacement, ces contreventements doivent subir une déformation. Il faut donc limiter au maximum les jeux. :

- Dans la croix elle-même : on préférera les assemblages soudés, même si les assemblages rivetés ou boulonnés donnent plus de ductilité.
- Entre le cadre et la structure : un relevé soigné et l'utilisation de résine époxy à l'interface permettront d'éliminer les jeux inhérents au gros œuvre.

Objectifs :

- Améliorer la régularité du bâtiment : Une meilleure répartition des contreventements diminue la torsion d'ensemble ainsi que les différences de raideurs selon la direction.
- Augmenter la résistance d'ensemble : Les nouveaux contreventements permettent à la structure de reprendre un effort horizontal plus grand. A ce propos, il faut vérifier que le ferrailage des nœuds du portique est suffisant pour supporter cette augmentation des efforts transmis.

Précautions et limites d'utilisation :

Vérifier la régularité en plan et en élévation.

Vérifier les nœuds du portique (interaction avec les bielles).

Soigner les liaisons avec la structure existante.

Proscrire les croix perpendiculaires à la façade (flambage des portiques), sauf s'il est démontré que les efforts horizontaux qu'ils induisent dans les poteaux ne provoqueront pas leur flambement (croix montées sur des cadres, liaison soignée avec la dalle et la poutre, rôle de diaphragme satisfaisant pour le plancher).

Recalculer l'ensemble de la structure.

Mise en œuvre pratique :

Cas des nœuds suffisamment armés

- Réalisation des croix :

Effectuer un relevé très précis des portiques. Assembler les croix et les cadres (V ou X). Prépercer les cadres.

- Mise en place

Oter le revêtement de sol et les revêtements muraux à l'endroit du contreventement. Percer la structure selon la trame des cadres. Fixer les croix à l'aide de vis et de chevilles à expansion ou à scellement chimique.

- Finitions :

Poser les doublages et le revêtement mural.

Cas des nœuds faibles :

Il faut prévoir un chemisage des nœuds (poutres et poteaux) avec ajout de cadres d'effort tranchant seul. Le reste de la technique est inchangé. Une fois le chemisage prêt, poser les croix.

Exemples de croix de contreventement:

Croix de Saint-André

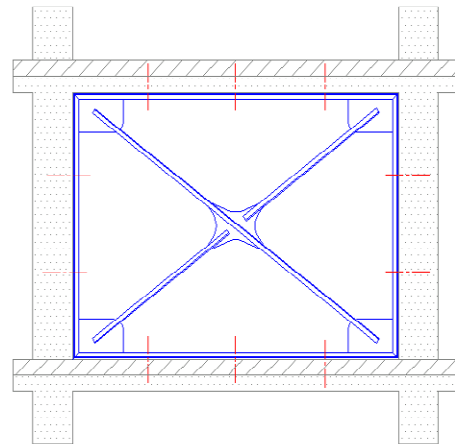
Système très connu et courant. Il transforme les efforts horizontaux du plancher supérieur en efforts horizontaux et verticaux aux nœuds inférieurs (efforts normaux dans les diagonales).

Nécessite des nœuds de bonne qualité pour le portique. En répartissant les points de fixation sur le périmètre du cadre, on répartit mieux les efforts qui transitent par celui-ci (efforts horizontaux). Les efforts horizontaux transmis aux nœuds sont donc plus faibles.

Croix de type V Inversé :

Il s'agit d'un système courant qui présente l'avantage de dégager un espace et permet une ouverture (par exemple une fenêtre ou une porte).

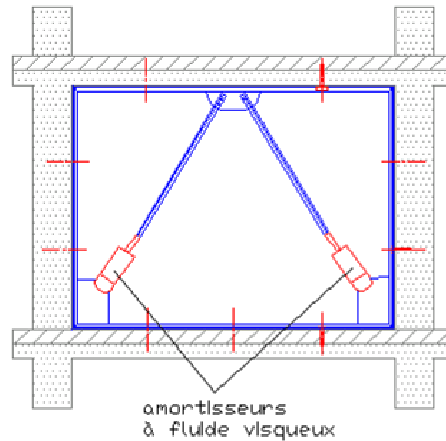
L'inconvénient est que le nœud supérieur reporte des efforts verticaux en milieu de travée de la poutre. Dans le cas où les diagonales fonctionnent à la fois en tirant et en buton, la résultante des efforts est nulle sur la poutre. Dans le cas contraire, il faut vérifier la capacité de la poutre à reprendre un effort de cisaillement au droit du nœud du V.



Éléments à prendre en compte dans le calcul du coût du renforcement :

Il s'agit d'une technique légère, sans immobilisation des pièces. Si les croix sont convenablement faites, la pose est très rapide. Enfin, la pose d'un doublage sur rails pour la finition peut être différée. Dans la plupart des cas, la croix sera montée en atelier.

Amortissement des portiques - Contreventement métallique amorti



Domaine de renforcement : contreventement

Types de bâtiments concernés : bâtiments à portiques

Caractéristiques mécaniques visées :

- Reprise des efforts horizontaux
- Dissipation d'énergie

Avantages	Inconvénients
Meilleure répartition des efforts Structure légère sans fondation Travaux légers	Peut être inacceptable architecturalement Modification des espaces intérieurs Risque de créer des irrégularités en élévation Nécessite un calcul complet du bâtiment Peut provoquer des désordres aux nœuds Coût

Commentaires :

La difficulté principale vient du fait que pour fonctionner efficacement, ces contreventements doivent subir une déformation. Il faut donc limiter au maximum les jeux. :

- Dans la croix elle-même : on préférera les assemblages soudés même si les assemblages rivetés ou boulonnés donnent plus de ductilité.
- Entre le cadre et la structure : un relevé soigné et l'utilisation de résine époxy à l'interface permettront d'éliminer les jeux inhérents au gros œuvre.

Objectifs :

- Diminuer l'énergie à laquelle le bâtiment est soumis en en dissipant une partie par les amortisseurs.
- Améliorer la régularité du bâtiment : Une meilleure répartition des contreventements diminue la torsion d'ensemble ainsi que les différences de raideurs selon la direction.
- Augmenter la résistance d'ensemble : Les nouveaux contreventements permettent à la structure de reprendre un effort horizontal plus grand. A ce propos, il faut vérifier que le ferrailage des nœuds du portique est suffisant pour supporter cette augmentation des efforts transmis.

Précautions et limites d'utilisation :

Vérifier la régularité en plan et en élévation.
 Vérifier les nœuds du portique (interaction avec les bielles).
 Soigner les liaisons avec la structure existante.
 Recalculer l'ensemble de la structure.

Les contreventements amortis ne peuvent pas reprendre efficacement les sollicitations statiques (pas de contrôle du déplacement). La mise en place de guides ou de butées peut annuler l'efficacité des dispositifs d'amortissement. L'énergie dissipée par les amortisseurs viscoélastiques dépend de la fréquence de la sollicitation.

Mise en œuvre pratique :

Cas des nœuds suffisamment armés

- Réalisation des croix :

Effectuer un relevé très précis des portiques. Assembler les croix et les cadres (V ou X). Prépercer les cadres.

- Mise en place

Oter le revêtement de sol et les revêtements muraux à l'endroit du contreventement. Percer la structure selon la trame des cadres. Fixer les croix à l'aide de vis et de chevilles à expansion ou à scellement chimique.

- Finitions :

Régler l'amortisseur et annuler tous les jeux. Poser les doublages pour cacher les croix. Poser le revêtement mural.

Cas des nœuds faibles :

Il faut prévoir un chemisage des nœuds (poutres et poteaux) avec ajout de cadres d'effort tranchant seul. Le reste de la technique est inchangé. Une fois le chemisage prêt, poser les croix.

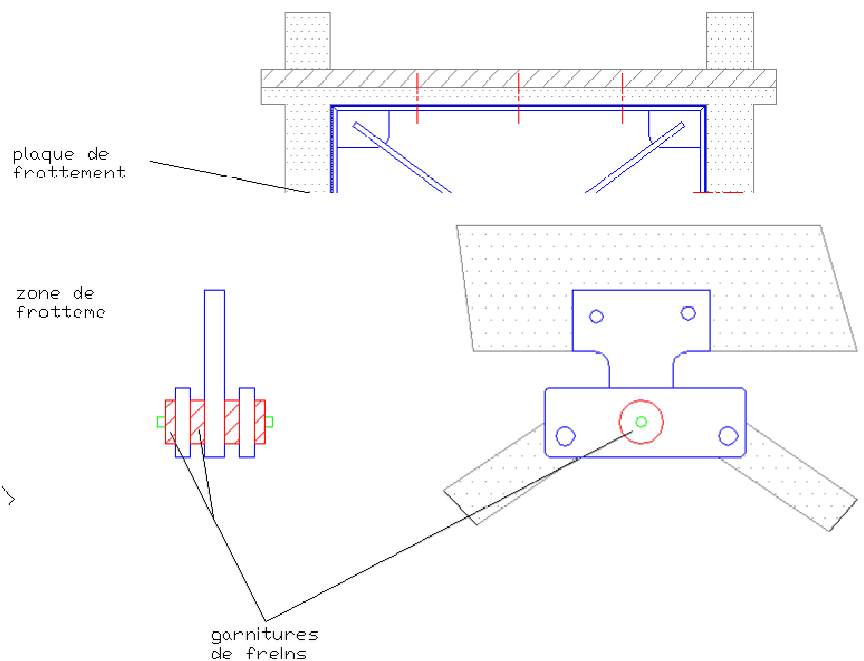
Exemples d'amortisseur:

Amortisseur à frottement (type Pall)

Il s'agit d'un amortisseur couramment utilisé.

Fonctionnement : Lorsque le portique se déforme horizontalement, le cadre de la croix se met en parallélogramme. Par suite le cadre intérieur subit la même déformation. Il y a alors frottement de la plaque de frottement sur le cadre (rotation relative dans les zones de contact), ce qui dissipe de l'énergie.

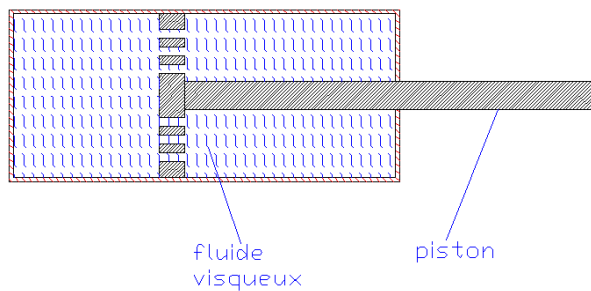
Variante : (pour croix en V inversé)



Amortisseur à fluide visqueux

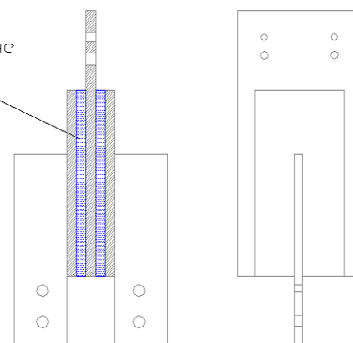
Il fonctionne sur le même principe qu'un amortisseur de voiture. L'utilisation de ce type d'amortisseur tend à se développer ces dernières années. Il faut néanmoins bien maîtriser les ancrages.

Il existe différents types d'amortisseurs fonctionnant sur ce principe. Certains ont été intégrés aux fondations. On peut aussi en fixer dans les croix de contreventement, en continuité des diagonales.



Autre modèle :

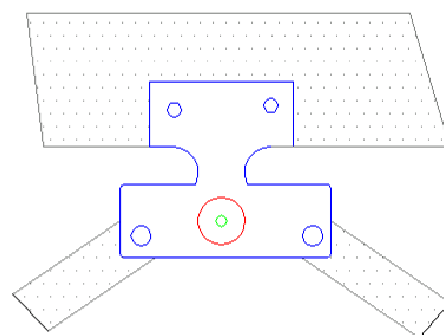
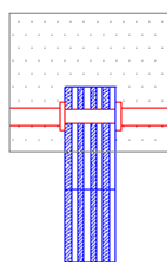
matériau viscoélastique



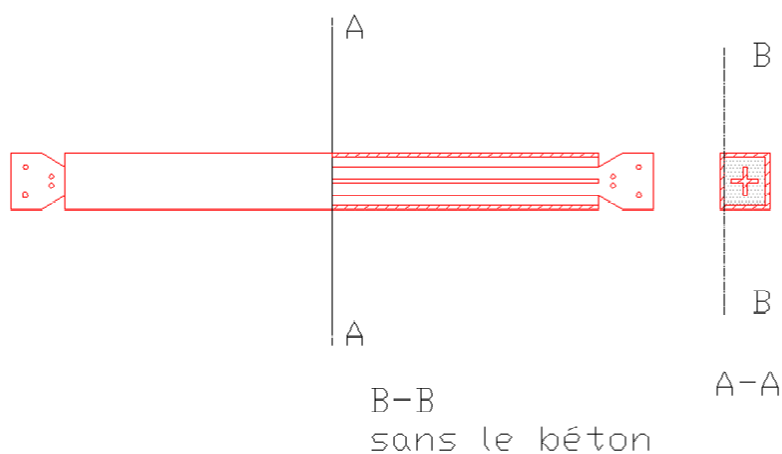
Amortisseur élastoplastique

La dissipation d'énergie est due à la déformation plastique des plaques dans la zone étroite. Les caractéristiques du matériau doivent être choisies pour assurer une déformation des plaques avec dissipation d'énergie sans risquer la rupture (résistance à la fatigue)

Une variante assez utilisée (20 bâtiments aux USA) est appelée « unbonded brace ». Elle consiste en une diagonale de treillis de section en croix et de faible limite élastique mais de grande ductilité. Elle est entourée



d'un tube métallique et d'un remplissage en béton. Le tube et le remplissage évitent le flambement, et on peut donc solliciter la bielle au-delà de sa limite élastique en compression comme en traction ; celle-ci dissipe alors de l'énergie en traction comme en compression par déformation plastique, sans devenir instable. Un matériau favorisant le glissement du béton sur l'acier est appliqué à l'interface avec la bielle pour limiter les effets parasites. La bielle pouvant travailler dans les deux sens une seule est nécessaire par cadre de contreventement.



Éléments à prendre en compte dans le calcul du coût du renforcement :

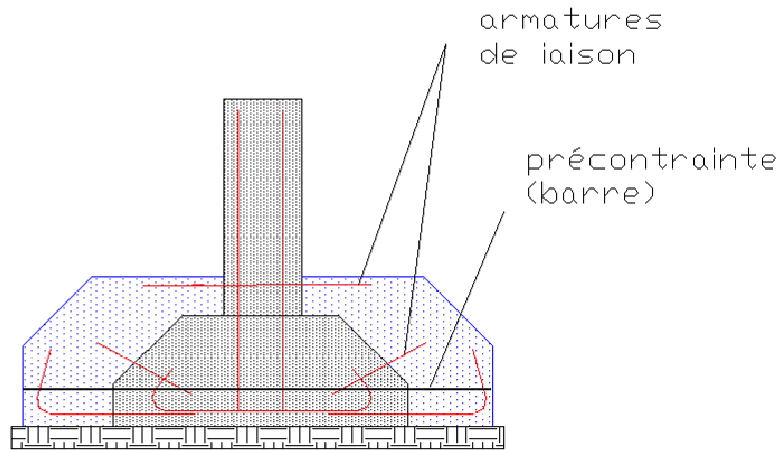
Il s'agit d'une technique légère, sans immobilisation des pièces. Si es croix sont convenablement faites, la pose est très rapide. Enfin, la pose d'une cloison sur rails pour la finition peut être différée. Dans la plupart des cas, la croix sera montée en atelier.

Renforcement des fondations

Élargissement des semelles

Chaînage

Micropieux



Domaine de renforcement : fondations

Types de bâtiments concernés : tous bâtiments

Caractéristiques mécaniques visées :

- Capacités portantes des fondations (augmentation de la surface portante)
- Diminution des tassements différentiels
- Rigidité d'ensemble pour les bâtiments à semelles isolées

Avantages	Inconvénients
Évite les fissures dues aux tassements différentiels Augmente la charge admissible par le bâtiment	Nécessite une reprise en sous œuvre Travaux très lourds Création de désordres dans les murs lors des travaux (tassements, décompression...) Accès délicats Peut modifier le comportement du sol (excentricité, surface portante...)

Commentaires :

L'état des fondations d'un bâtiment existant et la nature de travaux nécessaires pour l'améliorer sont difficiles à apprécier. Le chaînage des fondations isolées est requis des bâtiments neufs par les règles PS92 et l'Eurocode 8. Risques de tassements différentiels si toutes les fondations ne sont pas traitées de la même façon. L'accès aux fondations est un problème majeur.

Objectifs :

Il s'agit d'une augmentation de la résistance globale du bâtiment. L'élargissement des fondations augmente leur surface portante. En conséquence, elles peuvent être soumises à un effort plus important pour le même taux de travail.

Le chaînage des fondations donne plus de rigidité aux bâtiments fondés sur semelles isolées ou sur pieux isolés.

Précautions et limites d'utilisation :

Reprendre le calcul de la fondation modifiée (excentricité, surface...)

Liaison avec la structure existante

Désordres dans la structure dus à la reprise en sous œuvre.

Mise en œuvre pratique :

Élargissement des fondations :

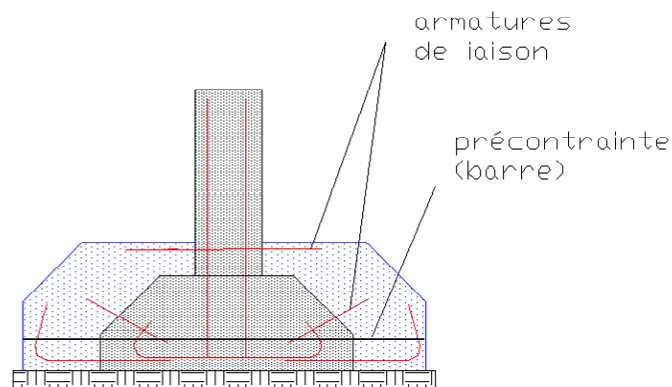
Élargissement de la base par ajout de béton périphérique :

- Préparation :

Aménager un accès aux fondations (terrassement, sciage du dallage)

- Élargissement de fondations :

Dégager et nettoyer la semelle. Piquer ensuite le béton de parement pour garantir l'adhérence de la partie rajoutée. Ferrailer et coffrer l'extension de la semelle. Veiller à sceller des armatures de liaison entre la partie existante et la nouvelle. Ajouter des colliers métalliques pour les poteaux, et éventuellement de la précontrainte transversale pour lier les deux parties.



- Finitions :

Remettre en état (terrassement, réparation du dallage).

Reprise en sous œuvre : (voir schéma d'en-tête)

Cette technique risque de provoquer des désordres importants.

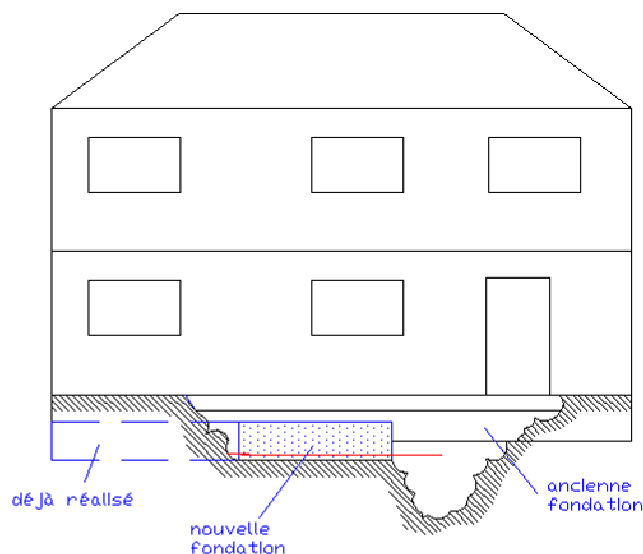
- Préparation :

Aménager un accès aux fondations (terrassement, sciage du dallage)

Pour un poteau, étayer de part et d'autre pour assurer une descente de charge provisoire. Pour un mur, on peut profiter de l'effet de voûte de déchargement, à condition d'attaquer la semelle sur des tronçons de faible longueur.

- Élargissement de fondations :

Creuser la fouille sous la structure. Coffrer, ferrailer puis on coule. Veiller à la continuité du ferrailage. Une fois la prise terminée, vérifier le contact entre la nouvelle partie et l'ancienne puis charger progressivement la semelle en enlevant les étais.



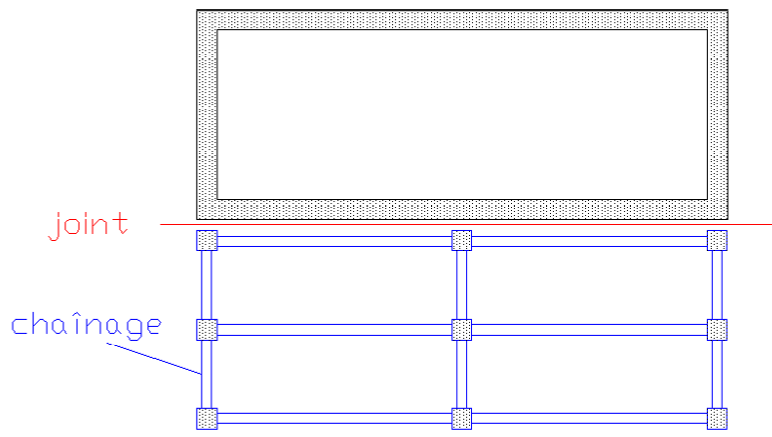
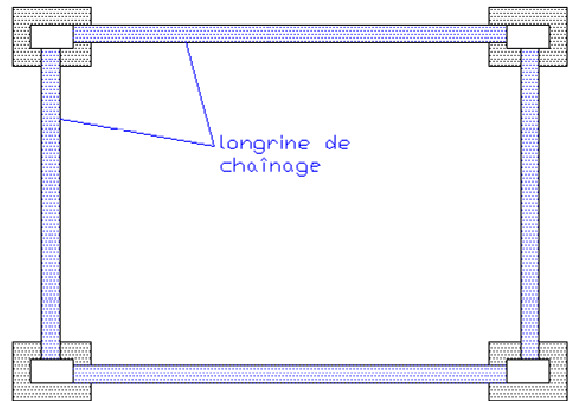
- Finitions :

Remettre en état (terrassement, réparation du dallage).

Chaînage des fondations :

On réalise des longrines pour lier les têtes de fondations. Découper le dallage. Creuser éventuellement une tranchée sous le futur mur au niveau des fondations. Percer les fondations à l'emplacement des armatures de liaison. Sceller ces armatures dans les fondations. Coffrer la longrine. Mettre en place le ferrailage et les attentes du voile. Couler le béton jusqu'au niveau supérieur de la longrine.

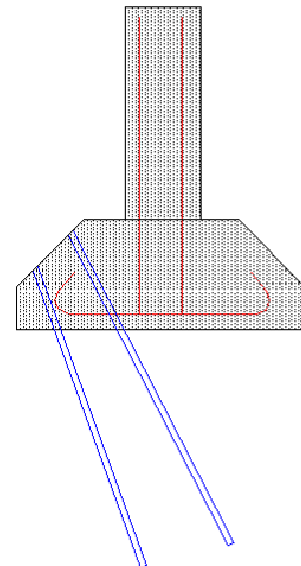
Si le bâtiment comporte à la fois des semelles filantes et des semelles isolées, il faut chaîner les semelles isolées et dissocier les deux systèmes de fondations par un joint de rupture.



Micropieux :

On peut se contenter d'un accès par l'extérieur ou par le sous-sol. C'est souvent la méthode la plus rapide et celle qui génère le moins de nuisances.

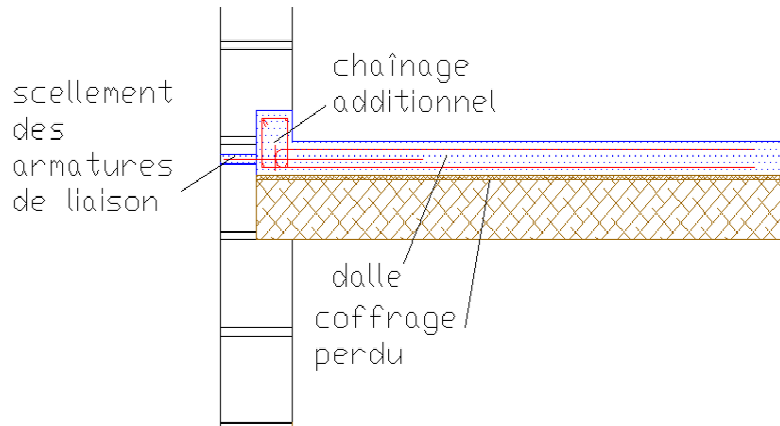
La technique consiste à forer des pieux de faibles diamètres à travers les fondations et qui se prolongent suffisamment loin dans le sol pour améliorer la capacité portante des fondations par frottement le long des pieux. On peut parfois chercher à atteindre le bon sol. Il s'agit de fondations souples qu'il faut encastrer en tête. Il s'agit d'une technique courante de renforcement. Elle est bien maîtrisée par les entreprises spécialisées.



Éléments à prendre en compte dans le calcul du coût de renforcement

Les techniques ci-dessus ont toutes les mêmes objectifs, mais leur coût est très variable. De plus ce coût dépend aussi beaucoup des particularités du bâtiment, par exemple l'accessibilité des fondations.

Renforcement des planchers - Coulage d'une dalle



Domaine de renforcement : contreventement horizontal

Types de bâtiments concernés : bâtiments à planchers bois ou plancher à poutrelles précontraintes et corps creux.

Caractéristiques mécaniques visées :

- transmission des efforts horizontaux à la structure
- raideur d'ensemble du bâtiment

Avantages	Inconvénients
Amélioration de la rigidité Effet diaphragme Pas de modification des espaces intérieurs	Peut être inacceptable architecturalement Risque de créer des irrégularités en élévation Nécessite un calcul complet du bâtiment Travaux lourds

Commentaires :

Concerne également le renforcement d'un plancher à poutrelles métalliques. Technique de renforcement traditionnelle. En zone sismique, on cherche en plus à améliorer le comportement au séisme (effet diaphragme).

Objectifs

On souhaite conférer au plancher traité un fonctionnement de diaphragme, et souvent de doter en même temps le bâtiment d'un chaînage horizontal.

Il est parfois possible de couler sur les poutres une dalle de répartition, de préférence en béton léger, mais il faut vérifier que la maçonnerie peut reprendre cette surcharge sans désordre. Lorsqu'elle est envisageable, cette solution est la plus efficace. Il faut lier la dalle aux murs en creusant une engravure dans les murs périphériques et en y lançant des ancrages adaptés (voir schéma ci dessous). Avant le coulage et la prise du béton, il faut assurer un étaieement soigné, sur plusieurs étages le cas échéant, pour éviter l'effet de mare et répartir les surcharges en phase de construction.

Précautions et limites d'utilisation :

Une vérification de la capacité portante des fondations et de la maçonnerie doit être faite au préalable.

Soigner la liaison plancher-mur

Affaiblissement du mur au niveau des planchers lors des travaux

Tenir compte des variations géométriques du bois

Mise en œuvre pratique:

Plancher bois d'une maison individuelle non chaînée (avec conservation des poutres) :

Ces dispositions nécessitent des murs porteurs d'au moins 20cm de large. On pourra se référer au schéma d'en-tête de fiche.

- Préparation :

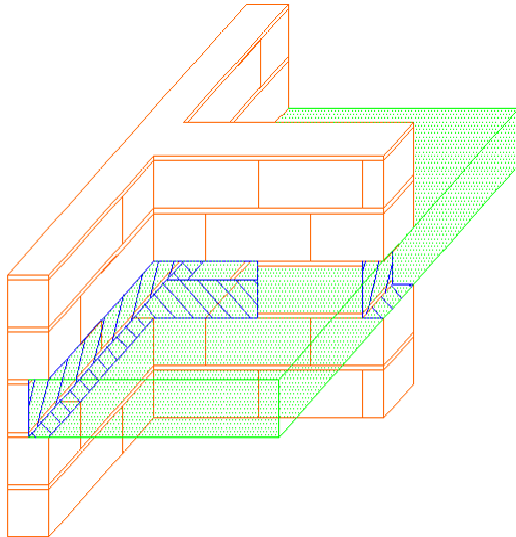
Vider les pièces des meubles du niveau courant et du niveau inférieur. Protéger le sol du niveau inférieur. Prévoir l'acheminement du béton et l'évacuation des gravas. Démontez le revêtement de sol et le plancher existant au niveau courant.

- Coffrage

Poser le coffrage perdu en contreplaqué qui servira également de platelage. Etayer les poutres existantes (diviser la portée par 2 au moins). Etayer si besoin les murs de grande longueur avec des étais tire-pousse et prévoir les réservations (pieds des étais, gaines).

- Exécution

Réaliser les saignées du chaînage sur le pourtour du plancher sur la demi-épaisseur des murs porteurs (au moins 10cm).



Pour les refends, on crée des réservations pour garantir la continuité des armatures et du plancher d'une part, et la continuité du refend d'autre part. Poser le ferrailage de la dalle, celui du chaînage et les armatures de continuité à travers les refends. Le ferrailage de la dalle doit être prévu pour supporter ses poids propres et les charges d'exploitation sans participation des poutres. On peut aussi envisager une participation des poutres à la reprise du moment de flexion, mais il faut alors connecter la dalle à la poutre et calculer l'ensemble en section mixte.

Principe des réservations

- Coulage et finitions

On procède ensuite au coulage de la dalle. On peut utiliser un béton classique ou un béton léger si ses performances mécaniques sont suffisantes au regard des

sollicitations sismiques. Un soin particulier doit être apporté à la pénétration du béton dans la saignée. Une fois que le béton a fait prise, coffrer le reste du chaînage dont le niveau est supérieur à la dalle. Couler le reste du chaînage. Lorsque le béton a atteint une résistance suffisante, ôter les étais tire-pousse, boucher les réservations et procéder au ragréage de la dalle et des chaînages. Ôter les étais à l'étage inférieur, et remettre en état. Pose du nouveau revêtement de sol et remise en état de la pièce. On peut alors passer à la pièce suivante selon la même procédure.

Cas du chaînage existant

La difficulté tient à la nécessité de lier le chaînage à la dalle, de manière à transmettre le cisaillement lorsque le bâtiment tend à se mettre en parallélogramme. Une solution consiste à sceller les armatures de la dalle dans le chaînage sur tout le pourtour du plancher. Le scellement se fait à la résine époxy ou au coulis de ciment. Le but est de réaliser une sorte de couture de l'interface. Le cisaillement des armatures et leur longueur d'ancrage doivent être vérifiés.

Dans la majorité des cas, les poutres bois reposent sur le chaînage. Elles ne pourront donc pas être gardées.

- Préparation

Comme précédemment, à ceci près qu'on ne dispose pas des poutres pour soutenir le coffrage de la dalle.

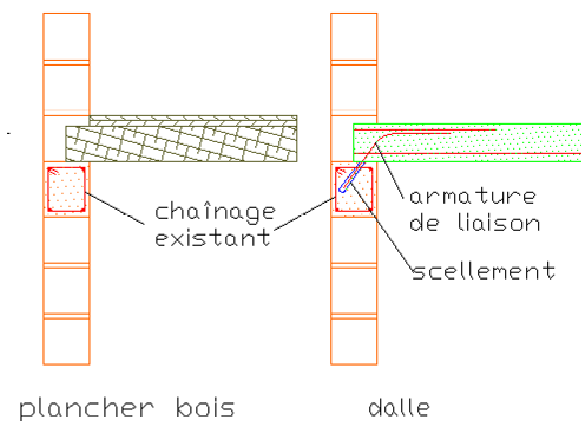
- Exécution

Après avoir ôté les poutres, piquer la surface du chaînage pour garantir une meilleure adhérence du béton. Réaliser

les trous de scellement. Nettoyer à l'air. Sceller les armatures de liaison. Mettre en place le coffrage de la dalle et les armatures (treillis soudé, chapeaux). Saturer d'eau le chaînage existant.

- Coulage et finitions

Couler la dalle en veillant à une bonne pénétration du béton dans les engravures. Après la prise, enlever les étais et poser le revêtement de sol. Désinstaller le chantier et remettre en état.



Cas des planchers béton préfabriqués (corps creux)

On suppose l'existence d'un chaînage horizontal. Sinon on est ramené au premier cas avec le plancher en bois.

Le plancher est déjà en béton, mais il ne peut pas être considéré comme un diaphragme car il n'est pas assez rigide au cisaillement. Une solution est de lui ajouter une dalle de répartition d'épaisseur 6cm environ. En plus de solidariser les blocs préfabriqués et les poutres, elle reprendra elle-même le cisaillement et empêchera le bâtiment de se mettre en parallélogramme. Il faut alors vérifier que les poutrelles sont capables de reprendre la surcharge de béton frais, après étaieage si nécessaire (conseillé tous les 2m). Les corps creux servent de coffrage.

- Préparation

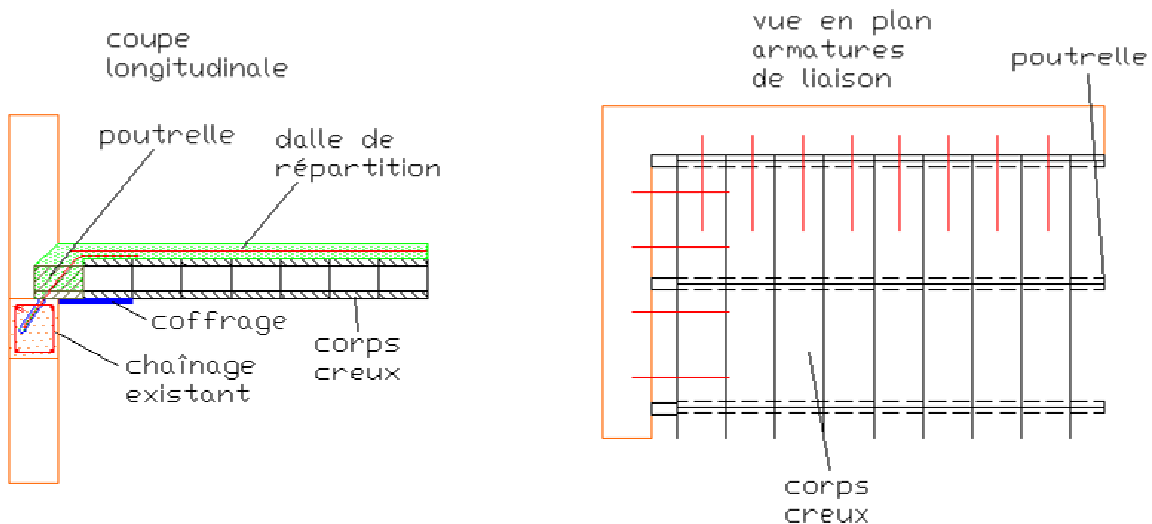
Comme dans le premier cas.

- Exécution

Dégager ces corps creux en dégarnissant le plancher de son revêtement et de la chape. A l'interface avec le mur, dans le sens transversal, détruire le dernier bloc de béton de chaque trame. Réaliser les trous de scellement dans le chaînage sur tout le pourtour du plancher et sceller les armatures de liaison (idem cas précédent). Boucher les alvéoles des corps creux en rive de plancher (sens transversal). Coffrer les rives dégagées. Mettre en place le ferrailage de la dalle.

- Coulage et finitions

Couler la dalle de répartition et les extrémités de plancher. Après séchage, enlever les étais et procéder aux finitions.



Plancher mixte bois/béton

Une solution pour renforcer les planchers en bois semble se développer, à savoir les planchers mixtes bois/béton. Le principe est d'associer les deux matériaux en conservant la poutraison existante (esthétique, absence de démontage, support de coffrage) et d'ajouter une dalle en béton léger (isolation acoustique, surcharges reprises plus importantes). La connexion entre les deux matériaux est assurée par des rainures et des éléments métalliques (vis, connecteurs à clous). Les premiers essais dans le domaine donnent des résultats intéressants pour ce qui est de critères de flèche et de résistance à la flexion. Les solutions de connexions sont également satisfaisantes du point de vue de la reprise du cisaillement. La légèreté de la dalle finie permet d'augmenter la résistance à la flexion (ce qui peut être souhaitable en cas de changement d'utilisation du bâtiment) sans pour autant augmenter beaucoup l'effort sismique horizontal, qui dépend de la masse du plancher, ni la surcharge sur les fondations existantes. Pour ce qui est des possibilités d'utiliser cette nouvelle dalle comme diaphragme, des études doivent être spécifiquement conduites. Il faut prendre en compte la connexion à la structure verticale et l'éventualité d'y intégrer un chaînage horizontal (ce qui a priori peut être réalisé comme dans les cas précédents), mais aussi la plus faible résistance du béton léger. L'effet de chargements dynamiques sur la connexion bois/béton doit aussi être étudié.

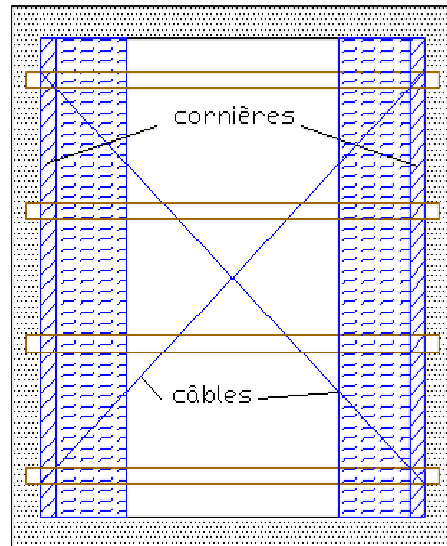
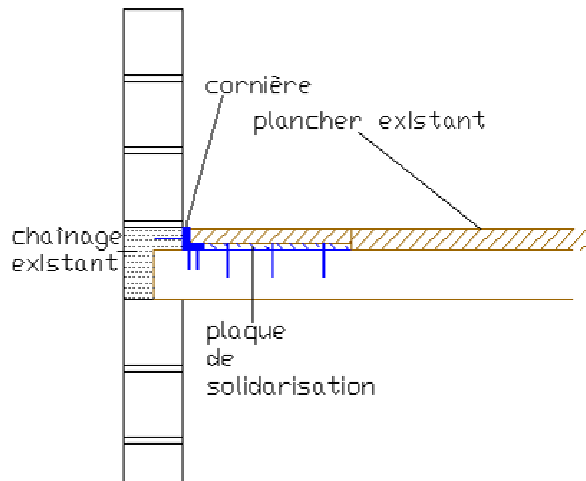
Éléments à prendre en compte dans le calcul du coût de renforcement :

Les chaînages ou les engravures doivent être faits par une entreprise spécialisée pour ne pas trop affaiblir les murs lors des travaux.

Peut être entrepris en site occupé, à condition de libérer la pièce en question et celle du niveau inférieur. Nuisances importantes (travaux de gros-œuvre : bruits, poussières, traces).

Nécessité de vérifier la capacité portante des murs et des fondations (surcharges dues au béton environ 10 fois plus lourd que le plancher bois) et la reprise des efforts horizontaux par les murs (effet diaphragme, niveau lourd donc effort horizontaux plus grands).

Renforcement des planchers - Solidarisation des solives - Augmentation de la surface d'appui des planchers



Domaine de renforcement : contreventement horizontal

Types de bâtiments concernés : bâtiments à planchers bois

Caractéristiques mécaniques visées :

- transmission des efforts horizontaux à la structure
- raideur en torsion du bâtiment

Avantages	Inconvénients
Amélioration de la rigidité Pas de modification des espaces intérieurs Pas de surcharge du bâtiment Travaux légers, nuisances assez faibles Les assemblages donnent de la ductilité	Peut être inacceptable architecturalement Risque de créer des irrégularités en élévation Effet diaphragme limité

Commentaires :

Fait appel à des techniques de renforcement classiques

Objectifs :

Cette technique nécessite un chaînage existant au niveau des poutres et dans les angles.

Pour obtenir un effet de diaphragme, il faut garantir la liaison mur plancher et la rigidité en plan du plancher. On cherche à améliorer la rigidité du plancher en renforçant la connexion poutre plancher et en liant les solives entre elles (cloutage des plaques de bois (panneaux de particules ou contreplaqué par exemple), renforcement par cornières, triangulation). On peut également trianguler l'ensemble du plancher par des tirants (palée de contreventement). La liaison des poutres avec le mur doit elle aussi être renforcée par exemple par des connecteurs métalliques scellés au mur. Notons toutefois que la connexion rigide entre les poutres et les murs est très difficile à cause des variations géométriques de pièces de bois selon l'hygrométrie.

Précautions et limites d'utilisation :

Nécessite un chaînage horizontal existant au niveau des planchers

Liaison plancher mur.

Affaiblissement du mur au niveau des planchers.

Tenir compte des variations géométriques du bois.

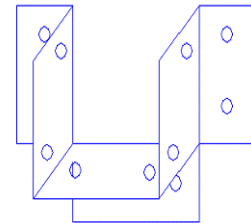
Mise en œuvre pratique:

- Préparation

Vider les deux pièces concernées (haut et bas) et ôter le revêtement de sol existant sur le plancher à traiter. Démontez le platelage pour faire apparaître les poutres. Disposez un platelage provisoire pour les travaux sur le plancher.

- Solidarisation des poutres (Voir schéma d'en-tête)

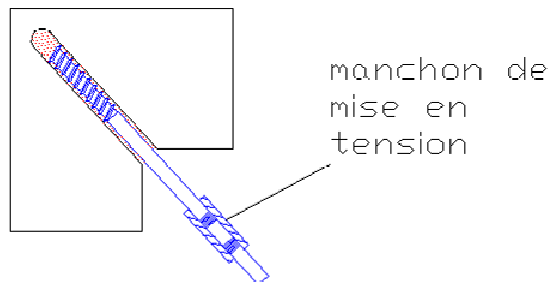
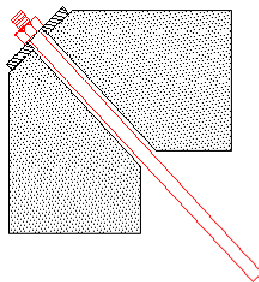
Percer les points de scellement de la cornière dans le chaînage (murs perpendiculaires aux poutres). Sceller la cornière (chevilles à expansion et vis ou résine époxy). Fixer les poutres aux cornières (vis auto taraudeuses) en deux points, en zone centrale de la poutre pour éviter l'éclatement du bois. Une variante consiste à utiliser des sabots faits à l'aide d'une cornière pliée en U et qu'on fixe autour du talon de la poutre. Il existe aussi des sabots pour charpente industrielle. On ne les utilisera que si leur épaisseur est suffisante (1.5 mm). Au droit des refends, entretoiser les poutres de part et d'autre du mur.



Fixer les plaques de solidarisation à chaque extrémité du plancher. Celles-ci doivent être suffisamment larges et épaisses pour former une fois fixées sur les poutres, un ensemble rigide dans le plan et hors plan. Elles doivent être de plus continues afin de solidariser toutes les poutres. On aura intérêt à prendre la plus grande largeur qu'il est possible d'acheminer sur place avec la longueur requise (au minimum 50cm pour une portée des poutres de 3,5m). Ces plaques doivent s'opposer au glissement des poutres ; la connexion travaille en cisaillement. On utilisera des plaques de contreplaqué ou des panneaux de particules de 20mm d'épaisseur au moins pour les espacements courant entre poutres. Une variante consiste à utiliser des plaques métalliques. Un soin particulier doit être apporté à la connexion pour que les vis ne déforment pas les plaques et créent ainsi jeu qui annulerait l'effet recherché.

- Contreventement horizontal

On désire faire passer les tirants à ras des poutres entre le plancher et les poutres ; cependant il faut éviter tout contact des tirants avec les poutres pour ne pas introduire d'efforts parasites dans les poutres ni de pertes de tension dans le câble. Percer en biais le chaînage aux angles afin de sceller les ancrages des tirants. L'ancrage est soit scellé à la résine, soit le trou est débouchant et l'ancrage s'appuie sur le chaînage du côté extérieur. On peut utiliser aussi des ancrages pour câbles de précontrainte. Tendre les tirants pour annuler les jeux et anticiper le fluage d'ensemble : les tirants n'assurent le contreventement que lorsqu'ils sont tendus. Les tirants pourront être au choix des câbles ou des barres métalliques filetées aux extrémités.



Exemple de scellement des tirants

- Pose du plancher et finitions

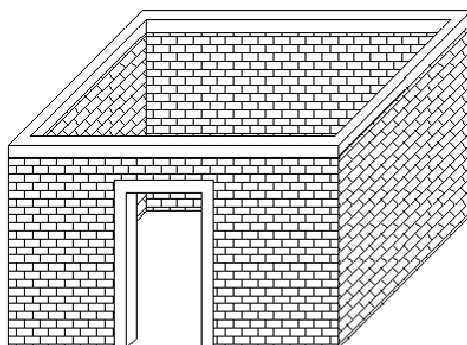
Calepiner le plancher pour laisser passer les tirants puis poser le platelage (panneaux de particules par exemple, puis le clouer sur les poutres (pointes torsadées de 90mm tous les 30 cm). Poser le revêtement de sol, l'isolation (éventuellement) et le faux plafond (entre les poutres pour cacher les tirants) et remettre en état les pièces.

Éléments à prendre en compte dans le calcul du coût de renforcement :

Technique relativement rapide.

Immobilisation des pièces, mais le reste du bâtiment peut être occupé.

Chaînage horizontal - Création ou réparation d'un chaînage en tête de bâtiment



Domaine de renforcement : ensemble du bâtiment

Types de bâtiments concernés : bâtiments à mur de maçonnerie

Caractéristiques mécaniques visées :

- Transmission des efforts à la maçonnerie (cisaillement)
- Confinement des blocs
- Stabilité d'ensemble, liaison des murs

Avantages	Inconvénients
Evite la déstructuration du bâtiment	Travaux lourds Difficulté de la mise en œuvre Affaiblissement des murs pendant la phase de travaux Hétérogénéité de raideur Modification de la répartition des charges

Commentaires :

S'applique aussi à l'amélioration des chaînages existants. Plus adapté aux travaux de réhabilitation lourde
Le chaînage sous toiture est insuffisant pour garantir la stabilité du bâtiment si les murs sont hauts (plus de deux niveaux). Il faut également prévoir un chaînage des planchers.

Objectifs

On cherche à lier ensemble tous les éléments de maçonnerie (blocs de béton ou briques) afin d'améliorer le comportement d'ensemble. Cette technique permet une redistribution des efforts lorsqu'une zone particulière est sollicitée. Pour être vraiment efficace, le chaînage doit être horizontal et vertical. Ici, on se limite au cas où, soit le chaînage vertical existe, soit un dispositif de renforcement des angles et des intersections murs/refends a été adopté (harpage efficace des maçonneries, utilisation de blocs d'angles, existence d'un ferrailage vertical). Dans la suite, le terme chaînage vertical englobera l'ensemble de ces dispositions constructives. Le cas où la réalisation de chaînages dans les deux directions est nécessaire conduit à des travaux trop lourds pour être envisageables.

Précautions et limites d'utilisation :

Etayer les murs et vérifier leur capacité portante pendant les travaux.
Veiller au recouvrement suffisant des armatures dans les coins.
Prévoir des cadres de cisaillement régulièrement espacés.
Soigner la liaison entre le chaînage et les murs pour une bonne transmission des efforts.

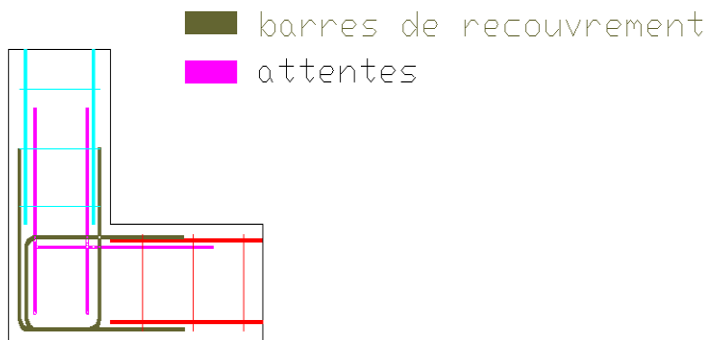
Mise en œuvre pratique:

En ôtant la toiture : On peut alors réaliser le chaînage de l'ensemble du bâtiment au sommet des murs. Pour être efficace, le chaînage doit être continu et porter sur des murs qui sont tous au même niveau. Son exécution est semblable à celle d'une poutre, à ceci près que le chaînage repose sur le mur. On prévoira des dispositifs d'ancrage de la toiture dans le chaînage.

- Préparation :

Monter l'échafaudage et la grue. Isoler le reste du bâtiment en cas de pluie (bâche). Enlever la couverture et la stocker pour une éventuelle réutilisation. Démontez les poutres secondaires (sens longitudinal). Démontez la structure principale : fermettes, poutraison principale. Si la charpente est en bon état et si le projet le prévoit, on pourra remonter la charpente à l'identique à la fin des travaux. Démolition des pignons jusqu'au niveau du futur chaînage.

- Exécution du chaînage



Coffrer le chaînage sur l'ensemble du bâtiment avec une épaisseur de chaînage d'au moins 20cm. Mettre en place le ferrailage (longitudinal et transversal). Veiller au bon recouvrement des armatures longitudinales dans les angles (longueur de recouvrement suffisante, pliage en angle droit dans les angles). Il faut absolument lier le chaînage horizontal au chaînage vertical. Sceller des attentes verticales au droit de celui-ci, et les relier sur le ferrailage horizontal.

Couler le béton. Bien vibrer pour que le béton pénètre partout.

- Remise en place de la toiture

Reconstruire les pignons en maçonnerie et poser la charpente. Solidariser la charpente et le chaînage en scellant les connecteurs dans le béton (fermettes). Procéder à la couverture et aux finitions (revêtement mural sur les pignons, zinguerie)

Variantes :

Reprise en sous œuvre:

Moins tributaire des conditions météorologiques, mais plus difficile. Ne peut pas être fait en site occupé.

Etayer la toiture près du mur. Reprise en sous œuvre : créer les engravures horizontales sur une demi-épaisseur du mur, mettre en place des armatures (barres ou profilé), couler le béton. Après durcissement du béton on peut réaliser la deuxième moitié. Si la partie de mur au dessus du chaînage est lourde (pignon), on peut le réaliser par tranche d'un mètre environ afin de ne pas trop affaiblir le mur. Le problème est de garantir la continuité des armatures du chaînage.

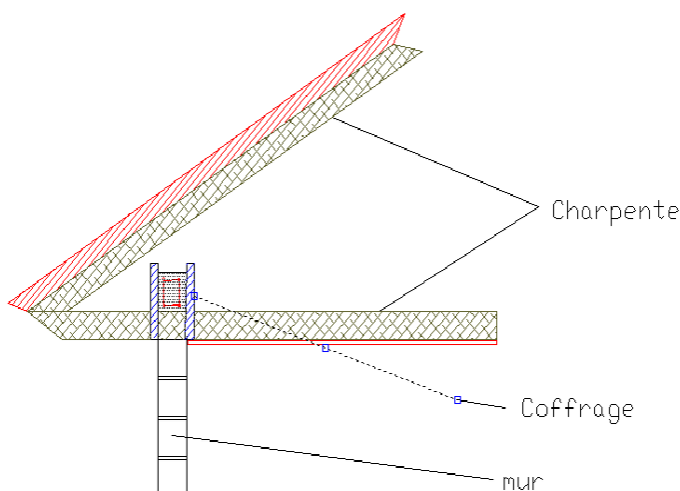
Veiller à lier les deux parties du chaînage entre elles.

Chaînage sous toiture :

Certaines toitures ont l'avantage de présenter un écart suffisant entre le dessus du mur et les chevrons. On peut alors y placer le chaînage sans démonter la toiture ni la reprendre en sous œuvre. Les travaux peuvent être faits en

site occupé. L'espace est néanmoins encombré ce qui rend difficile son accès. Si c'est possible on va créer le chaînage au dessus de la poutre. Il faut quand même garantir un jeu suffisant entre la poutre et le béton pour ne pas gêner les dilatations du bois. On peut par exemple entourer la poutre de polystyrène expansé en feuilles de 2 cm d'épaisseur, qui seront enlevées après la prise du béton. L'exécution est semblable au premier cas sans dépose de la toiture.

- Préparation



Ouvrir un accès par le toit. Faire un platelage sur les poutres dans les combles.

- Réalisation du chaînage

Creuser les engravures dans les pignons et les refends. Coffrer l'espace entre les poutres et sur la hauteur du chaînage. Protéger les poutres en les recouvrant de polystyrène expansé à l'intérieur du coffrage (épaisseur de 2 cm environ). Mettre en place le ferrailage en veillant à la liaison avec les chaînages existants. Couler le béton.

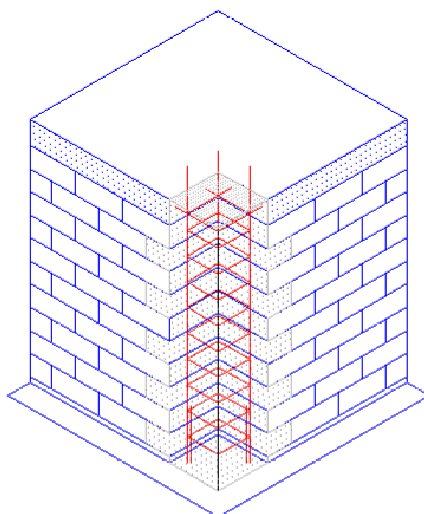
- Repli du chantier.

A titre d'indications, un chaînage classique sous la toiture sur la totalité de l'épaisseur du mur comporte 2 à 4 armatures longitudinales HA10 et de cadres HA6 espacés de 15 cm.

Eléments à prendre en compte dans le calcul du coût de renforcement :

Technique lourde.

Chaînage vertical - Création ou réparation d'un chaînage



Domaine de renforcement : ensemble du bâtiment

Types de bâtiments concernés : bâtiments à mur de maçonnerie

Caractéristiques mécaniques visées :

- Transmission des efforts à la maçonnerie (cisaillement)
- Confinement des blocs
- Stabilité d'ensemble, liaison des murs

Avantages	Inconvénients
Evite la déstructuration du bâtiment	Travaux lourds Difficulté de la mise en œuvre Affaiblissement des murs pendant la phase de travaux Hétérogénéité de raideur Modification de la répartition des charges Risque de désordres locaux

Commentaires :

S'applique aussi à l'amélioration des chaînages existants. Plus adapté aux travaux de réhabilitation lourde
Le chaînage vertical nécessite un chaînage horizontal préalable. En cas d'absence de ce dernier, il faut prévoir de le réaliser aussi. Néanmoins, il semble plus pratique de réaliser d'abord le chaînage vertical.

Objectifs

Le but est de rendre le bâtiment non fragile. On cherche à lier ensemble tous les éléments de maçonnerie (blocs de béton ou briques) afin d'améliorer le comportement d'ensemble. Cette technique permet une redistribution des efforts lorsqu'une zone particulière est sollicitée. Pour être vraiment efficace, le chaînage doit être horizontal et vertical.

Précautions et limites d'utilisation :

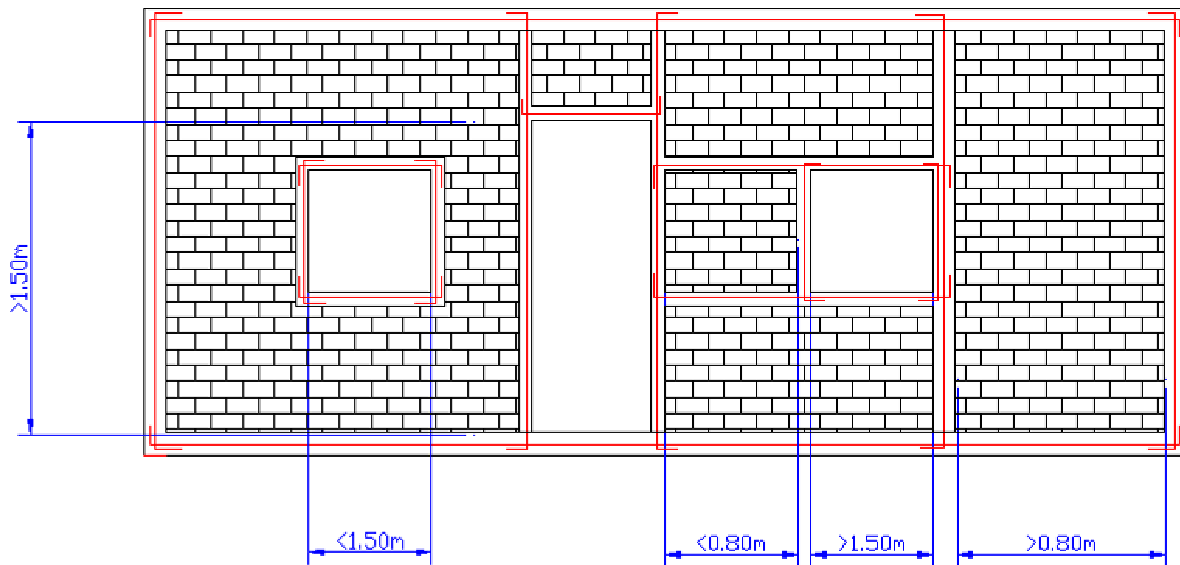
Veiller au recouvrement suffisant des armatures dans les angles.
Prévoir des cadres de cisaillement régulièrement espacés.
Soigner la liaison entre le chaînage et les murs pour une bonne transmission des efforts.

Mise en œuvre pratique:

Création d'un chaînage en béton

Il s'agit de techniques très lourdes. L'accès par l'intérieur est réservé aux cas de réhabilitation lourde en site libre. Les chaînages doivent être réalisés dans les angles et en partie courante de façon à encadrer les grandes ouvertures.

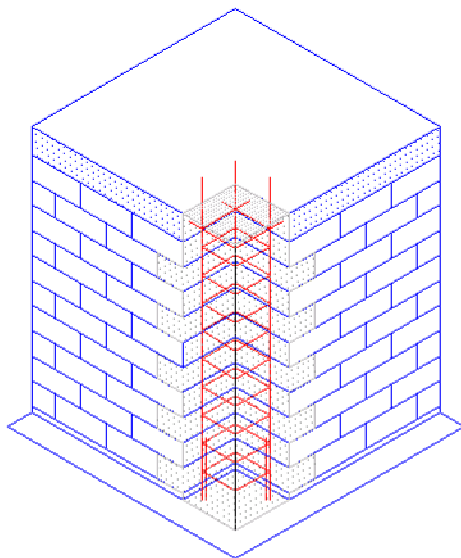
On rappelle ci-dessous le principe des chaînages verticaux donné dans le guide CP-MI Antilles (dans les zones de sismicité moyenne, ces exigences peuvent être abaissées) :



Par l'extérieur

- Préparation :

Faire une saignée verticale d'une profondeur d'au moins 15 cm et une largeur de 20cm sur toute la hauteur du bâtiment. Veiller à faire apparaître les armatures des chaînages horizontaux afin de créer une liaison efficace au nœud. Dans le cas de bâtiments à dalle, cela implique de traverser celle-ci. Sceller des tiges verticales dans les fondations pour assurer une bonne transmission des efforts.



- Exécution :

Ferrailler avec des armatures de poteau : armatures longitudinales (minimum 4HA10) et cadres (HA6 tous les 15cm). S'il n'y a pas suffisamment d'armatures dans le nœud de liaison avec la dalle ou le chaînage horizontal, sceller des tiges horizontales en veillant à atteindre le ferrailage horizontal avec une longueur de recouvrement suffisante. Dans tous les cas les longueurs d'ancrage et de recouvrement prévus par les l'Eurocode 8 et 2 doivent être respectées. Les armatures longitudinales doivent être rectilignes sur toute la hauteur du bâtiment.

Coffrer sur la hauteur d'un niveau. Couler le béton et vibrer par l'extérieur. Le béton doit être assez fluide pour atteindre tous les points du coffrage et remplir les espaces dans les blocs cassés. L'efficacité de la liaison avec la maçonnerie en dépend. Veiller surtout au bétonnage correct du nœud.

- Finitions :

Décoffrer et boucher les trous non comblés. Refaire les

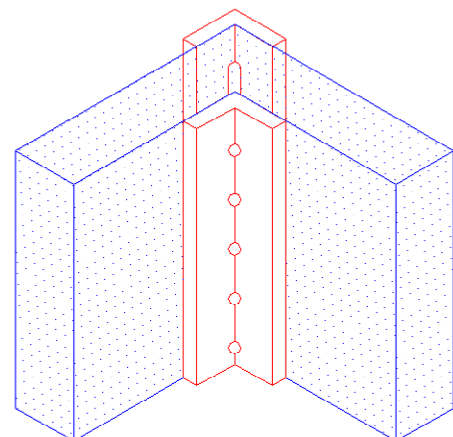
revêtements extérieurs.

Par l'intérieur

La démarche est similaire mais plus difficile du fait des problèmes d'accès. On se contentera de percer la dalle afin de faire passer les armatures de continuité.

Chaînage métallique

Les armatures sont cette fois extérieures au mur afin d'éviter de l'affaiblir. On souhaite solidariser les blocs en les confinant.



Par assemblage

On utilise des plats et des cornières de part et d'autre du mur. Ceux-ci sont ensuite reliés par des tiges filetées afin d'assurer la transmission des efforts et de confiner les blocs. Il faut s'assurer qu'il n'y a pas de risque de fissuration des blocs en contact avec les tiges sous l'effet des contraintes locales.

Par collage

Les mêmes éléments métalliques sont utilisés mais ils sont collés sur la maçonnerie. Leur dimension (largeur) est liée à la longueur d'ancrage nécessaire pour réaliser le collage.

- Préparation :

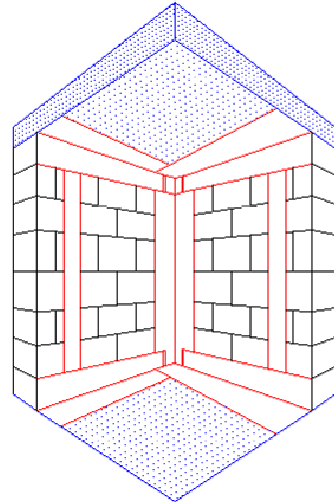
Gratter le revêtement des murs à l'extérieur et à l'intérieur pour faire apparaître la maçonnerie à l'endroit du chaînage. Percer les dalles et les fondations pour faire passer des tiges de continuité. Les sceller à la résine ou au mortier. Pour les plats assemblés, repérer les emplacements des tiges filetées et percer le mur.

- Exécution :

Placer les plats et souder les liaisons d'un même côté (entre plats ou avec les tiges de continuité). Boulonner les assemblages ou coller les plats (ne pas oublier d'appliquer une pression sur les plats pendant le collage).

- Finitions :

Enduire ou peindre les plats pour les protéger de la corrosion. Poser les revêtements muraux et l'isolation.

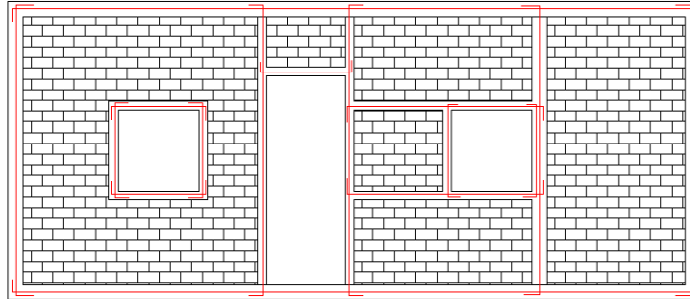


Éléments à prendre en compte dans le calcul du coût de renforcement :

Technique lourde.

Encadrement des ouvertures

Création ou réparation de linteaux et de montants



Domaine de renforcement : ouvertures

Types de bâtiments concernés : bâtiments à mur de maçonnerie

Caractéristiques mécaniques visées :

- Transmission des efforts à la maçonnerie (cisaillement)
- Confinement des blocs

Avantages	Inconvénients
Évite la déstructuration du bâtiment Renforce les ouvertures, ce qui facilite l'évacuation du bâtiment après séisme Possible en site occupé	Travaux assez lourds, mais locaux

Commentaires :

S'applique aussi à l'amélioration des chaînages existants. Plus adapté aux travaux de réhabilitation lourde. Peut être planifié par phase (pièce par pièce par exemple). Techniques de renforcement classiques.

Objectifs

On cherche à lier ensemble tous les éléments de maçonnerie (blocs de béton ou briques) afin d'améliorer le comportement d'ensemble. Cette technique permet une redistribution des efforts lorsqu'une zone particulière est sollicitée. Pour être vraiment efficace, le chaînage doit être horizontal et vertical. Souvent un linteau existe déjà, pour des raisons de facilité de la construction. Par contre, dans ce cas, il est très difficile de connaître le taux d'armatures a priori. Le principe de chaînage global d'un mur à ouvertures est donné par le schéma d'en-tête.

Précautions et limites d'utilisation :

Etayer les ouvertures.

Veiller au recouvrement suffisant des armatures dans les coins.

Prévoir des cadres de cisaillement régulièrement espacés lorsque les encadrements sont en béton armé.

Soigner la liaison entre le chaînage et les murs pour une bonne transmission des efforts.

Contrôler le retrait du béton et s'assurer qu'il ne remet pas en cause l'efficacité de l'encadrement.

Mise en œuvre pratique:

- Préparation :

Ôter les huisseries. Mettre en place un échafaudage bas.

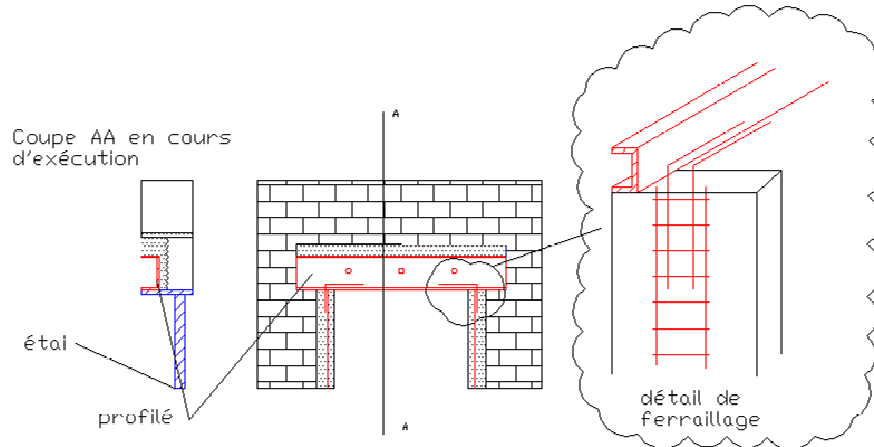
- Exécution des travaux

En l'absence de linteau existant :

Mur fortement chargé : La descente de charges se fait par voûte de déchargement autour de l'ouverture. Il faut veiller à ne pas trop perturber la descente de charge pendant l'exécution. On procède par reprise en sous œuvre.

Linteau : On peut le réaliser avec des profilés métalliques (IPE ou U) sur la demi-épaisseur du mur. Étayer la partie supérieure de l'ouverture sur une demi-épaisseur en pinçant une plaque qui servira de coffrage pour la face inférieure du linteau. Faire une engravure dans le mur sur l'autre demi-épaisseur. Celle-ci doit être suffisamment large pour que le linteau fonctionne lorsqu'on creusera les jambages. Mettre en place le profilé. Bourrer de béton et veiller à ce qu'il pénètre partout et assure un bon contact entre la maçonnerie supérieure et le profilé. Laisser sécher suffisamment pour que le béton atteigne une résistance suffisante pour reprendre la descente de charge.

Déplacer les étais sous la partie qui vient d'être terminée. Procéder comme précédemment sur la partie restante et lier les profilés par des tiges filetées tous les 15 cm. Une fois que le béton a la résistance suffisante, on peut passer à la réalisation des jambages.

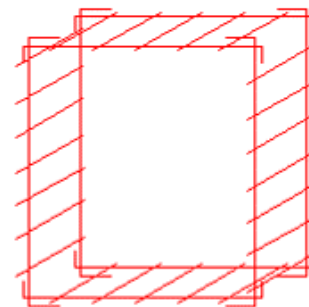


Jambages : On exécute en une seule fois les jambages et le fond de l'encadrement sur toute la largeur. Casser la maçonnerie sur une dizaine de centimètres de profondeur. Rainurer le béton entre les profilés du linteau pour faire passer les armatures de liaison. Mettre en place les parois latérales du coffrage. Placer le ferrailage en scellant les armatures de liaison dans le linteau au mortier à prise rapide. Fermer le coffrage vertical en laissant une ouverture pour couler le béton. Couler le béton. Après séchage, enlever les étais et boucher les trous et enrober les profilés de béton (projeté sur du grillage à moutons).

Mur faiblement chargé : L'encadrement a seulement un rôle de solidarisation des blocs. On peut alors exécuter l'encadrement en une seule fois. Préparer le ferrailage complet. Élargir l'ouverture de 10 cm sur son périmètre. Placer les armatures. Coffrer et couler le béton. Pour assurer une bonne liaison en partie supérieure, boucher éventuellement l'espace entre le linteau et la maçonnerie avec du mortier ou de la résine après que le béton a effectué son retrait.

Avec un linteau existant :

Étayer le linteau existant. Élargir l'ouverture pour réaliser les jambages et la semelle. Piquer le linteau pour faire apparaître les armatures sur une dizaine de centimètres au droit des jambages. S'il s'agit d'un linteau métallique, procéder comme dans le premier cas. Placer les armatures et les armatures de liaison. Sceller ces dernières au mortier. Coffrer et couler comme précédemment.

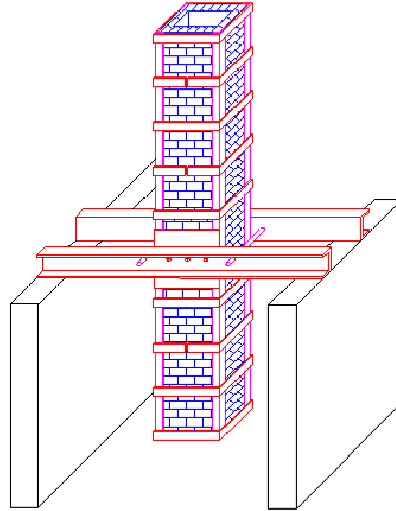


ferrailage d'une fenêtre

Éléments à prendre en compte dans le calcul du coût de renforcement :

La création de linteaux est relativement courante en réhabilitation classique. Le fonctionnement correct des encadrements est très lié à la qualité d'exécution. Une mise en charge trop rapide peut fissurer le béton ou désolidariser la maçonnerie, ce qui rendrait inutile les travaux. Dans la technique de base, on réduit les délais lorsqu'on renforce plusieurs ouvertures, puisque le séchage est fait en temps masqué. Prévoir le remplacement des huisseries.

Renforcement de la structure secondaire : Cheminées, balcons, auvents, éléments de façade



Domaine de renforcement : structure secondaire

Types de bâtiments concernés : tous bâtiments

Caractéristiques mécaniques visées :

- Éviter l'effondrement partiel

Avantages	Inconvénients
Petits travaux extérieurs Concerne la plupart des dégâts causés par les séismes en France Peut éviter des victimes Diagnostic simple	Risque souvent sous évalué

Commentaires :

Fait appel à des techniques de renforcement classiques et simples.

Objectifs :

Il s'agit d'éviter la fragilité des éléments de structure secondaire dont la chute pourrait affecter la structure principale ou faire des victimes.

Précautions et limites d'utilisation :

Ces dispositions sont à prendre avant toutes autres mesures plus importantes visant la structure principale. Cependant elles ne garantissent pas la tenue de cette dernière.

Mise en œuvre pratique :

- Diagnostic :

Repérer tous les éléments de structure secondaire présentant un risque d'effondrement. Chercher les moyens de prévention existant (liaisons, dispositifs de retenue). Dans le cas d'insuffisance de ces dispositions, élaborer une stratégie de renforcement en tenant compte des effets secondaires (report de charges, forces ponctuelles...).

- Renforcements courants :

Haubanage des antennes

Il est nécessaire dans le cas d'antennes de grande hauteur et lourde. Leur chute pourrait endommager la toiture et provoquer des effondrements en chaîne. Les haubans doivent être fixés sur la structure principale (murs ou charpente) à des endroits qui ne seront pas déstabilisés par le report de charges ponctuelles. On placera au moins 4 haubans pour garantir une certaine hyperstaticité.

Renforcement des cheminées

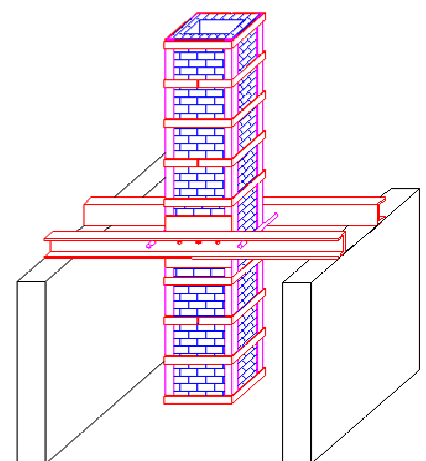
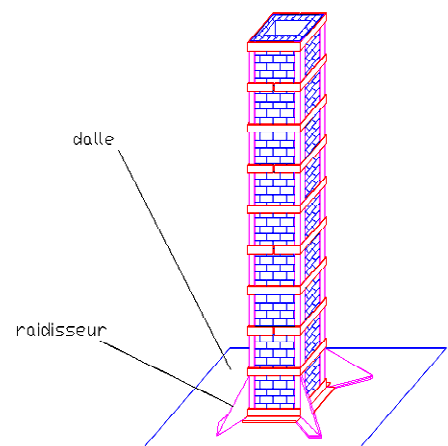
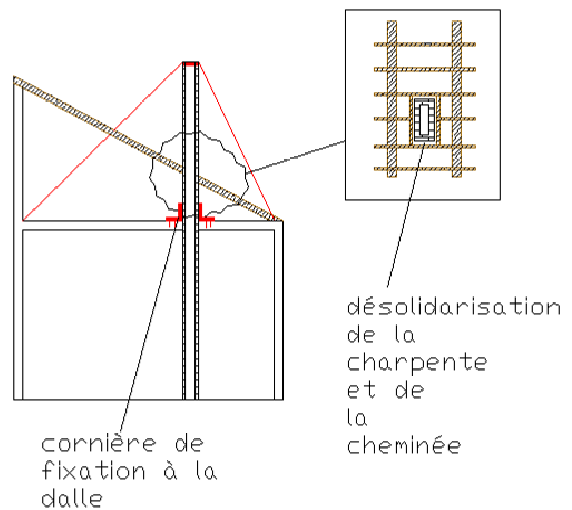
La plupart des dégâts causés par les séismes en France sont dus à la chute des cheminées. Lorsque celles-ci perforent la toiture ou tombent dans la rue, elles peuvent faire des victimes. Le problème est dû à deux facteurs principaux : le poids des cheminées par rapport à la charpente (charpente en bois) et leur élancement (cas des toits de forte pente). Elles subissent un effet coup de fouet à cause de la différence de raideur avec la structure principale.

Une première solution si le poids de la cheminée n'est pas préjudiciable (ou si elle est autostable) est de l'haubaner en tête et de la solidariser à la charpente au niveau de l'interface. Les haubans sont liés à la cheminée par un collier métallique. L'ancrage des haubans doit se faire sur des éléments de structure principale capable de reprendre les tractions (refend, poteaux) ; l'ancrage en travée sur une poutre crée des moments négatifs pour lesquels il faut vérifier le ferrailage. Cette solution est néanmoins peu esthétique.

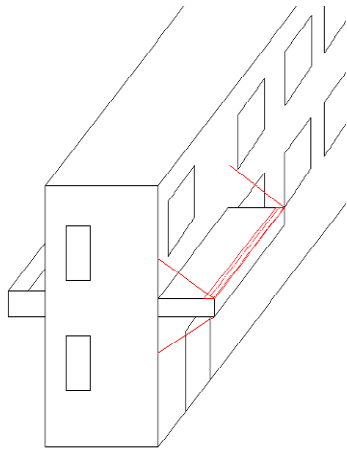
On peut aussi armer la maçonnerie par un chemisage externe de manière à la rendre capable de reprendre les efforts liés à cet effet coup de fouet. On applique alors les méthodes du chemisage des poteaux. Un matériau composite ne peut être utilisé en raison de sa vulnérabilité à la chaleur (en plus de son coût). Le chemisage par cornières métalliques semble le plus indiqué. On veillera à protéger les éléments métalliques, par exemple par un revêtement adapté peu sensible à la chaleur (peinture, armatures galvanisées, béton...). Il faut veiller à prolonger les armatures jusqu'à la dalle la plus proche et les y ancrer pour former une liaison encastrée. En effet la formation d'une rotule dans la cheminée provoquerait son effondrement.

Une autre possibilité consiste à remplacer le conduit en maçonnerie par un conduit en tube métallique plus léger. On veillera à bien le solidariser avec la toiture. Cette solution est à privilégier si la hauteur de la cheminée par rapport à la première dalle disponible est grande. Une cheminée lourde devrait reprendre des efforts trop importants.

Si cette solution n'est pas envisageable, il faut créer un appui intermédiaire pour réduire la hauteur de console de la cheminée. Le renforcement du moment résistant est fait par chemisage comme précédemment. On peut envisager de créer de part et d'autre du conduit, deux poutres parallèles en béton (coulé en place ou préfabriquées, par exemple précontrainte) au dessus du plancher haut en bois et de les lier aux refends les plus proches. Il faut les dimensionner de manière à reprendre des moments en milieu de travée (positifs ou négatifs). Si on ne peut utiliser qu'une poutre, il faut aussi la calculer en torsion ; dans ce cas on privilégiera les sections symétriques. On peut aussi utiliser des profilés métalliques. On veillera particulièrement à la liaison entre les poutres et le conduit, par exemple en soudant une plaque métallique sur les cornières où on viendra visser les poutres (voir schéma). Ensuite, une fois les poutres posées, on les solidariserait par des tirants légèrement tendus afin d'éviter les tractions perpendiculaires au conduit et assurer un travail homogène en torsion.



Renforcement des porte-à-faux

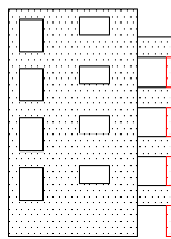


Des éléments de décoration en porte-à-faux peuvent atteindre des poids relativement importants. Leur chute peut être mortelle ou bloquer les issues de secours. On suppose que le ferrailage est insuffisant pour reprendre l'augmentation d'accélération verticale due au séisme (augmentation du moment de console, inversion du moment).

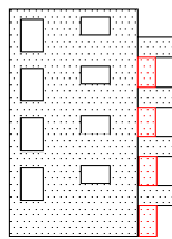
On peut décider de supprimer le porte-à-faux en créant des poteaux aux extrémités. On veillera à répartir la charge ponctuelle provoquée par la présence du poteau sur l'élément (risque de perforation), par exemple en réalisant une poutre. Il peut s'agir aussi de renforcer des poteaux existant non dimensionnés au séisme. On vérifiera aussi que les fondations de ces poteaux sont satisfaisantes. Une autre solution consiste à utiliser des haubans associés à un système de répartition des efforts. Cette solution est efficace pour les accélérations vers le bas. Si le soulèvement est risqué, il faut doubler le système de haubans.

Renforcement des balcons

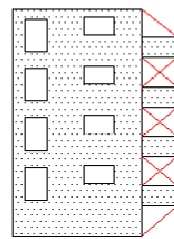
Ce sont des porte-à-faux qui sont souvent lourdement chargés. On peut les renforcer par l'ajout de poteaux sur toute la hauteur, l'ajout de voiles latéraux ou la triangulation des cotés.



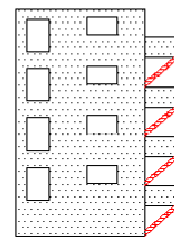
ajout de poteaux



ajout de voiles



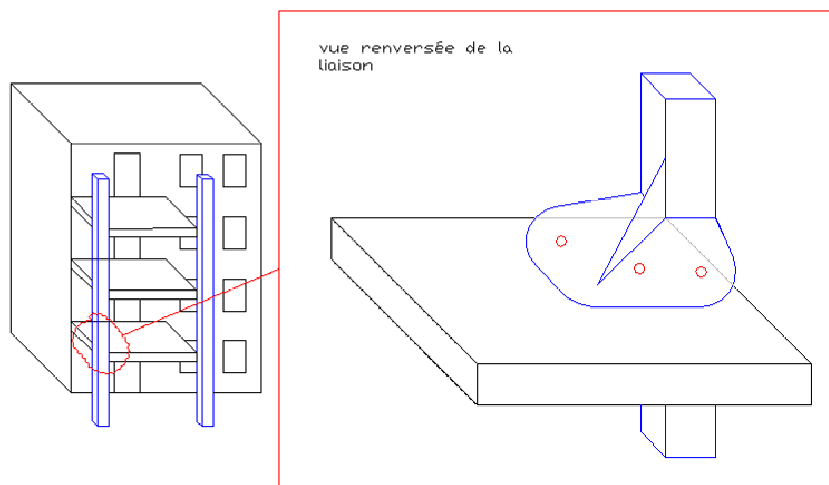
haubanage



triangulation

Dans tous les cas on veillera à l'interaction avec la structure existante et aux fondations éventuelles (poteaux, voiles). Dans ces deux derniers cas les travaux sont importants et le coulage peut présenter des difficultés.

- Si on opte pour l'ajout de poteaux, le ferrailage du balcon risque de devenir insuffisant car les armatures sont disposées à l'origine pour reprendre un moment négatif, maximal à l'encastrement. Or après ajout des poteaux, le moment maximal est positif et se situe en milieu de travée. On peut envisager de renforcer cette partie par du composite collé en plaques en milieu de travée (entre les poteaux et entre les poteaux et la façade). La liaison des têtes de poteaux et des balcons doit être soignée pour éviter le soulèvement ou le poinçonnage. On doit enfin garantir la continuité des armatures longitudinales si ces poteaux sont en béton armé. On peut palier en partie à ce problème en envisageant des poteaux métalliques (éventuellement pourvu d'un habillage pour le traitement esthétique). Ces poteaux sont continus et sont placés contre le balcon. La liaison au balcon se fait par un gousset soudé au poteau.



- Lorsqu'on ajoute des voiles sur toute la profondeur des balcons, la distribution des moments est aussi modifiée. Il faudra peut-être renforcer en travée de la même manière que précédemment mais seulement dans le sens de la largeur. Etant donné la pauvreté du ferrailage en rive d'une dalle en console, la liaison entre le nouveau voile et la dalle risque de poser problème, même si on ne considère qu'un appui ponctuel (épaufrure du béton, fissuration).
- Les deux dernières techniques présentent les mêmes difficultés que pour l'ajout de poteau : il faut traiter les singularités liées aux liaisons et à la redistribution des efforts. Ces dernières méthodes sont néanmoins plus légères.

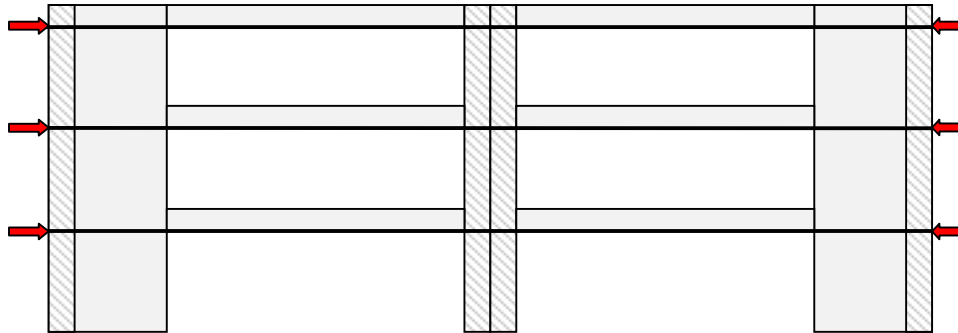
Façades préfabriquées

Il faut garantir leur stabilité et leur maintien en place. Elles doivent être accrochées aux quatre coins avec deux attaches fixes (haut) et deux attaches mobiles ou ductiles (bas). Ainsi ce système permet un mouvement des façades et les maintient en place après séismes. Lors de celui-ci tout se passe comme si les façades étaient suspendues par le haut. Il faut dimensionner les attaches fixes en conséquence. Prévoir un dispositif anti-désolidarisation (ou de retenue, de type lien par câble court) afin de retenir les façades en cas de rupture des attaches.

Eléments à prendre en compte dans le calcul du coût de renforcement :

Technique relativement rapide et ne nécessitant généralement que des travaux extérieurs. Ceux-ci peuvent être intégrés aux frais de maintenance ou de rénovation du bâtiment.

Solidarisation des éléments de structure par Ajout de précontrainte extérieure



Domaine de renforcement : ensemble du bâtiment

Types de bâtiments concernés : tous bâtiments

Caractéristiques mécaniques visées :

- Augmentation du moment résistant (poutres ou planchers)
- Augmentation de l'effort tranchant
- Torsion : solidarisation d'ensemble (anti-basculement des murs, solidarisation du bâtiment en un seul bloc (cas des joints de dilatation))
- Liaison mur fondations
- Diminution du basculement d'ensemble
- Réduction de la traction dans les murs (fissures horizontales dues à l'accélération horizontale du séisme)

Avantages	Inconvénients
Diminution de l'effet de torsion Répartition des efforts horizontaux	Nécessite un calcul complet du bâtiment Tracé du câble fixé par l'effet recherché Travaux lourds Pertes de précontraintes sensibles aux déformations de la structure (fluage, déformation des murs de maçonnerie par glissement)

Commentaires :

Technique courante en génie civil (renforcement et construction des ponts)

Précautions et limites d'utilisation :

Ancrage des câbles. Modification du cheminement des efforts. Concentration de contraintes au niveau des ancrages. Soulèvement des fondations. Surcharge du mur.

Mise en œuvre :

Deux effets principaux :

Solidarisation du bloc : tracé rectiligne.

Augmentation du moment résistant d'une poutre : tracé polygonal. La présence de déviateurs augmente les pertes de précontraintes. L'augmentation du moment résistant et la reprise du cisaillement dépendent du tracé du câble.

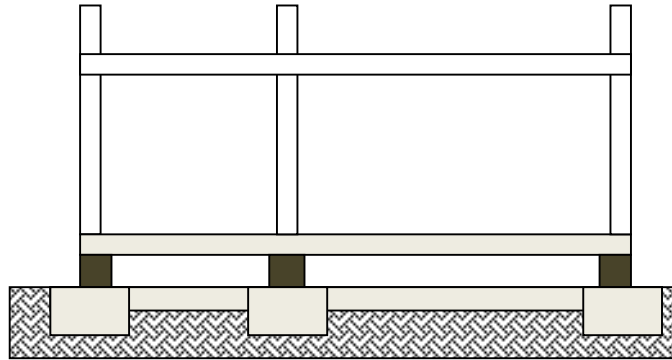
Dispositifs d'ancrage : plaques métalliques ou tête d'ancrage classique si on peut la noyer le mur. On peut aussi utiliser une longrine d'extrémité.

Préparer l'accès aux fondations (renforcement des murs). Créer le tracé du câble (forage, précontrainte extérieure symétrique (intérieur du extérieur mur). Positionner et mettre en tension le câble.

Éléments à prendre en compte dans le calcul du coût de renforcement :

Technique courante, surtout en génie civil. Connaît déjà des applications dans le bâtiment. Le recours à une entreprise spécialisée est indispensable. L'accessibilité des fondations et la géométrie du bâtiment sont déterminantes. Des renforcements annexes sont à envisager du fait du report des charges.

Isolateurs



Domaine de renforcement : réduction des efforts sismique

Types de bâtiments concernés : tous types de bâtiments

Caractéristiques mécaniques visées :

- Diminution de l'accélération horizontale subie par la structure

Avantages	Inconvénients
Conserve les particularités architecturales du bâtiment	Travaux très techniques Coût très élevé Problèmes d'accès aux niveaux isolés Compatibilité de la structure

Commentaires :

Surtout utilisé pour les bâtiments hors du commun ou protégés.

Il en existe de nombreux modèles. Les cas d'isolement sismique sont suffisamment rares pour recevoir des solutions particulières

Mise en œuvre :

Il s'agit d'une technique réservée à des entreprises spécialisées. Les principales étapes sont les suivantes :

Préparation des emplacements des isolateurs : renforcement, reprise en sous-œuvre. Mise en place des vérins. Découpe des fondations. Vérinage du bâtiment. Mise en place des isolateurs. Retraits des vérins. Rétablissement des accès.

Précautions et limites d'utilisation :

Les accès (seuil, escaliers, passerelles) ne doivent pas être fixés au bâtiment de façon rigide pour ne pas gêner ses mouvements.

Exemple d'isolateurs :

- à déformation avec ou sans butée
- à glissement
- appuis à pendule glissant
- appuis à glissement et pendule de déformation
- à roulement

Vues en coupe d'isolateurs à déformation

