

SSTC, Services fédéraux
des affaires scientifiques,
Techniques et Culturelles



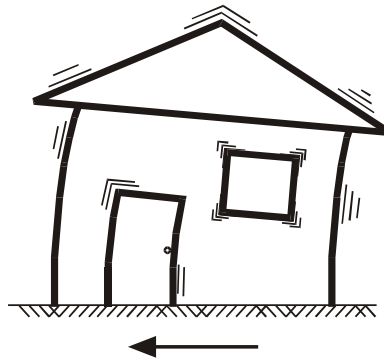
L'UNIVERSITÉ de Liège



Projet de la Commission Européenne



Observatoire Royal
de Belgique



GUIDE TECHNIQUE PARASISMIQUE BELGE POUR MAISONS INDIVIDUELLES

2003

Contacts : a.plumier@ulg.ac.be h.degee@ulg.ac.be

PRÉAMBULE

Ce manuel technique a été rédigé dans le cadre de deux recherches;

La première, intitulée « Évaluation et réduction du risque sismique en Belgique dans le cadre de l'Eurocode 8 », a été financée par les SSTC (Services fédéraux des affaires Scientifiques, Techniques et Culturelles), contrats NE NM/12/01, NM/12/02, NM/33/03.

Les partenaires de ce projet étaient:

- PLUMIER André, Département M&S (Mécanique des Matériaux & Structures), Génie Civil, Université de Liège
- JONGMANS Denis, Laboratoire de Géologie de l'Ingénieur, Université de Liège
- CAMELBEECK Thierry, Observatoire Royal de Belgique

La deuxième recherche est le projet SAFERR (Safety Assessment for Earthquake Risk Reduction) financé par la Commission Européenne.

Les partenaires de ce projet étaient:

GEO (INSA Lyon-LMT Cachan), Prof. Mazars&Reynouard, France

Centre Commun de Recherche européen, Dr A. Pinto & Dr A Antoine, Ispra, Italie

Université de Ljubljana, Prof. P. Fajfar, Ljubljana, Slovénie

LNEC Laboratorio Nacional Engenharia Civil, Dr Carvalho&Dr Coelho, Lisbonne, Portugal

Universitat Kassel, Prof. Fehling & Prof. Bouwkamp, Darmstadt, Allemagne

Les membres de l'Université de Liège qui ont participé à la préparation de ce guide sont:

- Prof. André PLUMIER, promoteur
- Dr. ir. Catherine DONEUX, ingénieur de recherche – projet SSTC
- ir. Valeria CAPORALETTI, ingénieur de recherche – projet européen SAFERR
- ir. Fabio FERRARIO, ingénieur de recherche stagiaire à l'Université de Liège
- Prof. Daniel STOICA, boursier du SSTC

TABLE DES MATIÈRES

1	INTRODUCTION	3
2	LES TREMBLEMENTS DE TERRE ET LEURS EFFETS	8
	2.1 Mesures des tremblements de terre	
	2.2 Activité sismique en Belgique - Carte de zonation sismique	
	2.3 Effets des tremblements de terre sur les sites naturels	
	2.3.1. Effets directs	
	2.3.2. Effets indirects : la liquéfaction	
	2.4 Effets des tremblements de terre sur les constructions	
	2.4.1 Effets de l'action sismique sur les constructions – Nature de l'action sismique	
	2.4.2 Dommages aux éléments structurels, non conçus pour résister aux tremblements de terre. Observations post sismiques.	
	2.4.3 Dommages aux éléments non structurels. Observations post sismiques.	
3	PRINCIPES GÉNÉRAUX DE CONCEPTION PARASISMIQUE	25
	3.1 Simplicité	
	3.2 Continuité	
	3.3 Symétrie en plan	
	3.4 Symétrie et régularité en élévation	
	3.5 Distribution rationnelle des masses	
	3.6 Niveaux flexibles	
	3.7 Homogénéité – partition en sous-structures	
	3.8 Hyperstaticité et monolithisme - continuité	
	3.9 Résistance à la torsion d'ensemble	
	3.10 Résistance aux efforts alternés	
	3.11 Contreventements	
	3.11.1 Contreventement Horizontal	
	3.11.2 Contreventement Vertical	
4	ÉLÉMENTS RELATIFS AU COMPORTEMENT DES CONSTRUCTIONS SIMPLES SOUMISES A L'ACTION SISMIQUE.	36
	4.1 Principes de la résistance aux séismes des constructions traditionnelles en maçonnerie.	
	4.2 Données quantitatives relatives a la stabilité des maçonneries sollicitées perpendiculairement à leur plan.	

4.3	Données quantitatives relatives a la stabilité des maçonneries sollicitées dans leur plan	
5	RÈGLES EXISTANTES CONTRIBUANT AU CARACTÈRE PARASISMIQUE DES CONSTRUCTIONS SIMPLES.	47
5.1	Règles non parasismiques contribuant au caractère parasismique de constructions simples	
5.1.1	L'Eurocode 6	
5.1.2	Le DAN belge de la version ENV de l'Eurocode 6	
5.1.3	La norme NBN B24-401	
5.1.4	L'Eurocode 2	
5.2	Règles spécifiques aux constructions simples en zone sismique. Références étrangères et situation belge.	
5.2.1	L'Eurocode 8.	
5.2.2	La norme française NF P06-14	
5.2.3	Conclusions de l'examen de l'Eurocode 8 et de la Norme Française NF P06-14.	
6	DIMENSIONNEMENT DES LIAISONS MUR-MUR, MUR-DIAPHRAGME	61
6.1	Introduction	
6.2	Sollicitations des liaisons mur-mur	
6.3	Sollicitations des liaisons mur-plancher	
6.4	Sollicitations des liaisons toiture-murs	
6.5	Sollicitations dans les murs aux ouvertures	
6.6	Influence du sol et de la zone sismique	
7	DETAILS CONSTRUCTIFS	69
7.1	Introduction	
7.2	Chaînage	
7.2.1	Liaisons entre plancher-mur. Principe du transfert.	
7.2.2	Chaînages horizontaux.	
7.3	Diaphragmes	
7.3.1	Diaphragmes indéformables	
7.3.2	Diaphragmes partiels indéformables	
7.3.3	Grillage de poutres comme diaphragme	
7.4	Liaisons planchers en béton - murs	
7.5	Planchers en bois. Raidissage et liaisons planchers en bois-murs	

- 7.6 Liaisons toiture-mur et raidissage de toiture
- 7.7 Liaisons mur-mur
- 7.8 Armatures des linteaux et ouvertures
- 7.9 Cheminées et éléments non structurels

Bibliographie

1 INTRODUCTION

La sismicité de la Belgique est moins élevée que celle de la Grèce, de la Turquie, de la Californie ou du Japon. Cependant, les séismes destructeurs n'y sont pas exclus ; ils sont seulement plus espacés dans le temps. Ils peuvent se produire demain.

La formation à la conception parasismiques des ouvrages fait rarement partie des programmes d'enseignement des ingénieurs des constructions ou des architectes, aussi bien en Belgique que dans le monde. Le manque est encore plus important en ce qui concerne le bâti traditionnel non ingénieré que constituent les maisons individuelles.

Au niveau européen, l'Eurocode 8 est la norme de référence pour le dimensionnement des structures aux tremblements de terre. L'appellation EN désigne la norme dans sa forme « définitive ». L'appellation prEN est le projet de norme, soumis à enquête. L'appellation ENV désigne la prénorme, la norme « expérimentale » provisoire. Le Tableau 1 reprend les différentes normes éditées par l'IBN (Institut Belge de Normalisation). La prénorme ENV-1998-1-1 date de 1995 et est accompagnée d'une annexe nationale (DAN ou NAD, Document d'Application National) qui date de 2002. La norme EN-1998 sera éditée dans le courant de 2003 et sera accompagnée elle aussi d'un document d'application national (DTN, Document Technique National).

Tableau 1. Normes antisismiques éditées par l'IBN

nom : NBN	année	Eurocode 8 : Conception et dimensionnement des structures pour la résistance aux séismes -
ENV 1998-1-1:	1995	Partie 1-1 : Règles générales - Actions sismiques et exigences générales pour les structures
ENV 1998-1-1 NAD:	2002	Partie 1-1. Document d'Application National
ENV 1998-1-2:	1995	Partie 1-2 : Règles générales - Règles générales pour les bâtiments
ENV 1998-1-3:	1995	Partie 1-3 : Règles générales - Règles particulières pour divers matériaux et éléments
ENV 1998-1-4:	1996	Partie 1-4 : Règles générales - Renforcement et réparation des bâtiments
ENV 1998-3:	1997	Partie 3 : Tours, mâts et cheminées
ENV 1998-4:	1998	Partie 4 : Silos, réservoirs et canalisations

A l'aube de l'édition de ce nouveau document d'application national de l'Eurocode 8, il a paru pertinent de rédiger un guide pratique sur le dimensionnement parasismique à l'intention des concepteurs de projet.

La disposition des murs et les détails constructifs standard des constructions simples en Belgique peuvent être réellement insécuritaires et conduire à des ruptures partielles dangereuses : des chutes de murs, des ouvertures de fissures, voire à des ruines complètes sous le tremblement de terre maximum prévu en Belgique... Ces types de dégât ont été largement rencontrés lors du tremblement de terre de Liège en 1983. Il en résulte qu'actuellement les architectes ont seulement la possibilité d'adopter une des deux attitudes extrêmes suivantes: soit dimensionner sans tenir compte des séismes et produire des structures insécuritaires (3000 maisons ont été abandonnées lors du tremblement de terre de Liège); soit réaliser des renforcements, classiques dans les zones à sismicité élevée, tels que des poutres de ceinture périphérique en béton, qui sont excessives et surtout non économiques pour les pays nord européens. Les deux attitudes sont évidemment insatisfaisantes, mais en pratique seule la première est adoptée au dépens de la sécurité publique.

Ce guide veut proposer une approche simple des concepts antisismiques ainsi que des exemples de détails techniques simples permettant d'obtenir à moindre frais une structure capable de se comporter correctement sous tremblement de terre faible à modéré. Ces dispositions visent à réduire significativement et à bas prix la vulnérabilité au séisme des structures simples, ce qui contribue à augmenter la sécurité publique.

Par structures simples, on entend les constructions individuelles (généralement) non ingénierées. L'étude sur laquelle se basent les solutions techniques présentées dans ce guide a considéré des maisons en maçonnerie non armée, dont les caractéristiques pouvaient être les suivantes :

- Éléments de maçonnerie :
 - blocs de béton,
 - blocs de terre cuite,
 - briques de terre cuite,
 - pierre naturelle (granit, pierre bleue)
- Type de murs :
 - murs pleins (anciennes constructions)
 - murs doubles (briques + blocs) avec creux de ventilation
- Type de planchers :
 - planchers coulés in situ
 - planchers composés d'éléments creux (hourdis)
 - planchers en bois

- Type de toiture :
 - lourdes (tuiles, ardoises)
 - à structure porteuse traditionnelle
 - à fermes préfabriquées

Les dispositions proposées ne sont donc pas exhaustives, ni impératives. Il est loisible d'adopter d'autres solutions respectant les mêmes principes fondamentaux du génie parasismique.

Le guide se divise en sept chapitres qui reprennent à la fois des notions générales sur les tremblements de terre et leurs effets sur le comportement des structures ainsi que des données particulières pour le bon comportement des structures de type maison individuelle :

- 1 Introduction
- 2 Les tremblements de terre et leurs effets
- 3 Principes généraux de conception parasismique
- 4 Éléments relatifs au comportement des constructions simples soumises à l'action sismique.
- 5 Règles existantes contribuant au caractère parasismique des constructions simples.
- 6 Dimensionnement des liaisons mur-mur, mur-diaphragme
- 7 Détails constructifs

2 LES TREMBLEMENTS DE TERRE ET LEURS EFFETS

La théorie la plus acceptée à l'heure actuelle relie les séismes majeurs à des mouvements tectoniques globaux continuellement en action pour soulever des chaînes de montagnes et creuser des tranchées océaniques à la surface de la terre. Ces mouvements affectent une quinzaine de "plaques" sphéroïdales et engendrent des contraintes sur les lignes de contact des plaques. Lorsque ces contraintes deviennent trop élevées, une rupture brutale se produit. C'est un tremblement de terre, à la suite duquel un nouvel état provisoire de stabilité est réalisé. Il résulte de cette description qu'il existe des régions du monde à plus haut risque sismique, qui sont les plus proches des zones de jonctions des "plaques". A côté de ces séismes majeurs, des mouvements de déplacements relatifs dans des failles situées à l'intérieur des plaques sont une autre cause de séisme, appelé alors séisme « intraplaque ». Ceux-ci sont moins importants mais leur proximité de zones construites peut les rendre également dommageables. La libération d'énergie du tremblement de terre entraîne la propagation d'ondes de compression et de cisaillement, dont le résultat pratique en surface est un **déplacement** vertical et horizontal du sol.

2.1 CARACTERISATION DES TREMBLEMENTS DE TERRE

Divers paramètres sont actuellement utilisés pour caractériser la violence des tremblement de terre : la magnitude et l'intensité.

La **magnitude M**, en général évaluée sur l'échelle de **Richter** (1935), exprime la puissance des séismes, indépendamment des dégâts aux constructions qu'ils peuvent entraîner. Ceux-ci sont d'ailleurs nuls dans une zone désertique et faibles dans le cas des séismes à foyer profond. La magnitude est une évaluation de l'énergie libérée au foyer du tremblement de terre. Comme telle, cette quantité n'est pas utilisable par l'ingénieur qui s'intéresse à un mouvement en surface et dans une zone géographique donnée. Il est à noter que la magnitude croît d'une unité quand l'amplitude mesurée augmente dix fois. Dans la zone épiscopentrale, les dommages aux constructions commencent à apparaître lors de séismes superficiels de magnitude 5. A ce jour, aucun tremblement de terre enregistré n'a atteint la magnitude 10.

L'échelle d'**intensité** caractérise les effets macroscopiques des tremblements de terre sur un site donné (dégâts aux constructions, crevasses dans le sol,...), sans rapport direct avec l'énergie effectivement libérée par la séisme au foyer. Pour un séisme d'une magnitude donnée, les dégâts peuvent être très variables en fonction de la profondeur du foyer, de la

durée des secousses, de la densité et de la qualité du bâti, ainsi que de la nature des formations géologiques superficielles. L'intensité est une caractérisation de l'importance des effets matériels observés en surface et de la perception par la population. Cette description vaut pour une zone géographique donnée et est assez qualitative. Il existe une quarantaine d'échelles d'intensité, établies selon les besoins spécifiques des différents pays concernés par les séismes. On cite souvent l'échelle de Mercalli. En Europe, on utilise dorénavant l'échelle d'intensité dite EMS-98 (European Macroseismic Scale 1998) reprise de manière simplifiée au Tableau 2.

Tableau 2. Échelle macrosismique européenne EMS-98 (très simplifiée)

Degré EMS	Libellé	Description des effets typiques observés
I	Imperceptible	
II	À peine ressenti	Ressenti seulement par quelques rares personnes au repos dans leurs habitations.
III	Faible	Ressenti par quelques personnes à l'intérieur des bâtiments. Les personnes au repos ressentent une oscillation ou un léger tremblement.
IV	Largement ressenti	Ressenti par de nombreuses personnes à l'intérieur des bâtiments, par quelques rares personnes à l'extérieur. Quelques personnes endormies sont réveillées. Les fenêtres, les portes et la vaisselle font un bruit de tremblement.
V	Fort	Ressenti par la plupart des personnes à l'intérieur des bâtiments, par quelques personnes à l'extérieur. De nombreux dormeurs sont réveillés. Quelques personnes sont effrayées. Les bâtiments tremblent dans toute leur structure. Les objets suspendus oscillent nettement. Les petits objets sont déplacés. Les portes et les fenêtres s'ouvrent ou se ferment.
VI	Dégâts légers	De nombreuses personnes sont effrayées et se précipitent à l'extérieur des bâtiments. Quelques objets tombent. Quelques maisons subissent de légers dégâts non structuraux (fissures à peine visibles, chute de petits morceaux de plâtre).
VII	Dégâts	La plupart des personnes sont effrayées et se précipitent à l'extérieur des bâtiments. Le mobilier est déplacé et les objets tombent des étagères en grand nombre. De nombreux bâtiments bien construits subissent des

		dégâts modérés (fissures dans les murs, chutes de plâtre, chutes partielles de cheminées). Dans les bâtiments plus anciens les murs sont fissurés et les cloisons sont endommagées.
VIII	Dégâts importants	De nombreuses personnes éprouvent des difficultés à se tenir debout. Les murs de nombreuses maisons sont crevassés. Dans quelques bâtiments bien construits, les murs sont endommagés, tandis que d'autres bâtiments plus anciens s'effondrent partiellement.
IX	Destructeur	Panique générale. De nombreuses constructions s'effondrent. Même les bâtiments bien construits présentent des dégâts très importants (murs endommagés et effondrement partiel des structures).
X	Très destructeur	De nombreux bâtiments bien construits s'effondrent.
XI	Catastrophe	La plupart des bâtiments bien construits s'effondrent. Quelques bâtiments construits selon les règles parasismiques sont détruits.
XII	Catastrophe complète	Presque tous les bâtiments sont détruits.

D'autres paramètres utilisables pour caractériser un tremblement de terre sont l'amplitude A de l'**accélération** maximale du sol (ordre de grandeur : 0,1 g en zone faiblement sismique à 0,4 g en zone très sismique) et la **durée** t (toujours inférieure à 60 s, elle est fonction de la magnitude ; ainsi, elle n'est que de quelques secondes en zone peu sismique). L'amplitude permet de se faire une idée de la résultante de force F appliquée à la construction de masse m ($F = m.A$). La durée est un paramètre déterminant dans les processus de fissurations et dégradations des éléments de la construction. Les ouvrages peuvent souvent supporter des efforts importants de courte durée et s'effondrer à la suite de secousses prolongées plus faibles.

La caractérisation la plus explicite d'un tremblement de terre est évidemment constituée d'**accélérogrammes** enregistrés dans la zone géographique considérée. Ils constituent une donnée d'action directement utilisable par la dynamique des structures.

Les **déplacements** absolus du sol, qui ne sont pas directement mesurables, par manque de points fixes de référence, sont également un paramètre significatif dans la physique du

problème. Ces déplacements sont de l'ordre de 1 à 5 cm en zone faiblement sismique à plusieurs dizaines de centimètres en zone très sismique.

Enfin, le **spectre de réponse** est la caractérisation des tremblements de terre la plus couramment utilisée par l'ingénieur. Il s'agit d'un sous-produit des accélérogrammes donnant une accélération maximale en fonction des fréquences de vibration des structures et permettant un calcul simple des efforts internes d'une structure sous action sismique.

2.2 ACTIVITÉ SISMIQUE EN BELGIQUE - CARTE DE ZONATION SISMIQUE

La Belgique est située dans un domaine intra-plaque caractérisé par de faibles taux de déformation tectonique. L'activité sismique connue (depuis le 14^{ème} siècle) est considérée comme faible à modérée. Durant la période historique, le pays a subi des tremblements de terre dévastateurs comme celui du pas de Calais de 1580 (magnitude Ms estimée à 6.0) et celui de Verviers de 1692 (magnitude Ms estimée entre 6.0 et 6.5). Durant ce siècle des tremblements de terre de plus faible magnitude ont créé des dégâts en 1938 (Oudenarde, Ms=5.3), 1983 (Liège, Ms=4.7) et 1992 (Roermond, Ms=5.4).

Une carte d'aléa sismique régional, donnant l'accélération maximum sur le rocher, a été établie pour une période de retour de 475 ans (NBN ENV 1998-1-1 NAD, 2002). Ce travail a conduit à la définition de zones sismiques en Belgique associées à une valeur d'accélération maximale. On distingue les 3 zones représentées à la Figure 2.2.1 :

Zone sismique 0 : Pas d'accélération significative

Zone sismique 1 : $PGA = a_g = 0.05 \text{ g}$ (0.50 m/s²)

Zone sismique 2 : $PGA = a_g = 0.10 \text{ g}$ (1.00 m/s²)

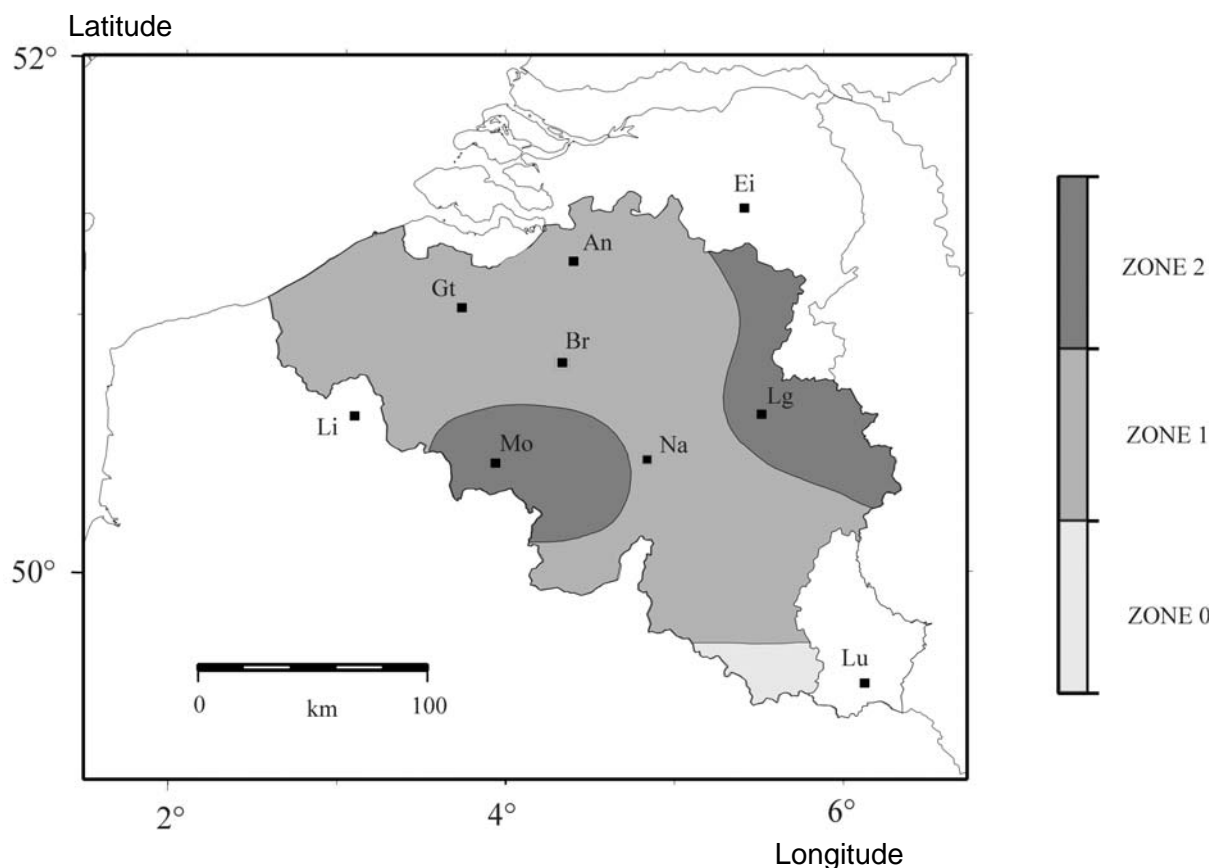


Figure 2.2.1. Carte de zonation sismique

2.3 EFFETS DES TREMBLEMENTS DE TERRE SUR LES SITES NATURELS

Les effets engendrés par les tremblements de terre sont de deux natures différentes :

- les **effets directs** sont les mouvements du sol de fondation des ouvrages, de type oscillatoire ; ces phénomènes peuvent être amplifiés par des effets de site dus à la topographie, à l'hétérogénéité des sols, à la présence de sols de médiocre qualité ou à la présence en sous-sol de galeries de mine.
- les **effets indirects** sont des phénomènes associés à l'ébranlement du sol qui entraîne, sous l'effet des vibrations, une rupture de leur cohésion : glissements de terrain, liquéfaction et perte de portance des sols, affaissement ou tassement des terrains.

2.3.1 Effets directs

L'influence du sol sur l'action sismique à la fondation de la structure peut être importante. Entre l'accélération au rocher (bedrock) et l'accélération en surface, il peut y avoir une amplification non négligeable du mouvement sismique en fonction du type de sol que traversent les ondes sismiques avant d'arriver en surface.

On tient compte de cet effet de site sur l'accélération sismique à appliquer aux structures en multipliant l'accélération au bedrock a_g par un facteur d'amplification S . L'action à laquelle doit résister la structure est proportionnelle au paramètre $a_g S$.

L'Eurocode 8 version prEN (prEN1998-1-3, 2001) considère cinq classes de sol (A, B, C, D et E) dont les caractéristiques géotechniques sont reprises au Tableau 3 et auxquels sont associés les facteurs d'amplification S du Tableau 4. On voit qu'on peut atteindre une amplification de 80 % de l'accélération au rocher pour un sol de classe D.

Tableau 3. Classement des sols suivant l'Eurocode 8 (prEN1998-1-3, 2001)

Type de sol	Description du profil stratigraphique	Paramètres		
		v_s (m/s)	N_{SPT} (coups/30cm)	c_u (kPa)
A	rocher ou autre formation géologique équivalente au rocher, incluant au maximum une couche de matériau plus faible en surface sur une épaisseur de maximum 5 m.	> 800	–	–
B	Dépôts de sable, gravier très dense, ou d'argile très dure, d'une épaisseur d'au moins quelques dizaines de mètres, caractérisés par une augmentation graduelle des propriétés mécaniques avec la profondeur.	360 – 800	> 50	> 250

C	Dépôts épais de sable, gravier ou argile dure denses ou moyennement denses, d'épaisseur allant de quelques dizaines de mètres à des centaines de mètres.	180 – 360	15 – 50	70 – 250
D	Dépôts de sol non cohesif (loose-to-medium cohesionless) (avec ou sans couches soft cohesive), ou de sol cohésif soft-to-firm	< 180	< 15	< 70
E	Profil de sol constitué d'une couche alluvionnaire en surface avec des valeurs v_s des sols de type C ou D et une épaisseur variant entre 5 m et 20 m, en-dessous duquel se trouve un matériau plus raide de $v_s > 800$ m/s			

Tableau 4. Paramètre de sol S

Type de sol	S
A	1,0
B	1,35
C	1,5
D	1,8
E	1,6

2.3.2 Effet indirect : la liquéfaction

Lors du tremblement de terre de Roermond (1992, magnitude $M_s=5.4$), des liquéfactions de sols ont eu lieu. C'est donc un problème qui peut exister en Belgique, mais il n'est en principe dommageable qu'en zone de sismicité élevée.

Les sols liquéfiables sont de 2 types :

- les sables lâches de granulométrie fine saturés en eau
- les tourbes, argiles tourbeuses, molles ou limono sableuses et les limons argilo-sableux

Lors du tremblement de terre, la pression engendrée dans l'eau par les secousses sépare les grains de sable (ou autre) qui, sans contact, perdent pratiquement toute capacité portante (sur une profondeur de 15 à 20 m maximum). Les ouvrages qui y sont fondés s'enfoncent littéralement dans le sol ou basculent. La construction sur des sols présentant un risque de liquéfaction est déconseillée.

2.4 EFFETS DES TREMBLEMENTS DE TERRE SUR LES CONSTRUCTIONS

2.4.1 Effets de l'action sismique sur les constructions – Nature de l'action sismique

Les sollicitations sismiques des bâtiments ont pour origine les déplacements du sol provoqués par le tremblement de terre. Ces déplacements ont des composantes horizontales, verticales et de rotation. La libération d'énergie au foyer du tremblement de terre, qui entraîne la propagation d'ondes de compression et de cisaillement, est la cause de ces déplacements en surface.

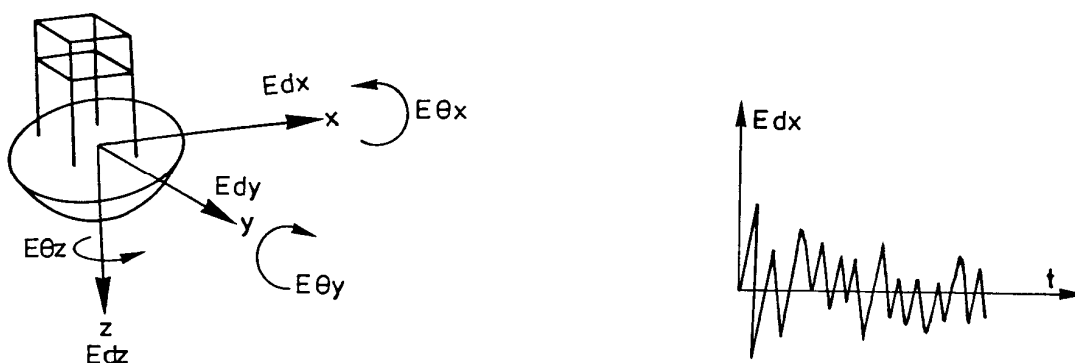


Figure 2.4.1. Composantes du mouvement sismique.

Les composantes du mouvements sont indépendantes et il faut considérer plusieurs combinaisons de ces mouvements pour obtenir une représentation convenable de l'action sismique sur les constructions.

Le déplacement vertical E_{dz} est généralement admis comme moins important que les déplacements horizontaux E_{dx} et E_{dy} . Ceci résulte du phénomène physique lui-même, car le mouvement vertical est de moindre amplitude que le mouvement horizontal, en particulier pour les tremblements de terre de faible intensité, et aussi du fait que les constructions sont conçues pour reprendre l'action verticale de la pesanteur avec une sécurité convenable, alors qu'elles ne présentent pas les mêmes ressources pour une action horizontale. Les rotations $E_{\theta x}$ et $E_{\theta y}$ ont des effets négligeables.

L'effet original le plus important d'un séisme résulte donc de l'application des composantes de déplacement horizontal E_{dx} et E_{dy} .

Le déplacement en rotation d'axe z d'un bâtiment a 2 causes:

- lors de la propagation d'une onde dans le plan horizontal, certaines zones du sol vont dans un sens pendant que d'autres vont dans l'autre, d'où des rotations $E_{\theta z}$ en base.
- une action horizontale de direction unique E_{dx} ou E_{dy} peut engendrer des rotations de torsion, si sa ligne d'action ne passe pas par le centre de torsion de la construction.

2.4.2 Dommages aux éléments structurels, non conçus pour résister aux tremblements de terre. Observations post sismiques.

On observe dans les pages suivantes des images de dommages causés par le tremblement de terre de Liège (1983, Ms = 4,7, degré EMS VII) à un certain nombre de bâtiments traditionnels en maçonnerie et on essaie d'en comprendre les causes probables.

Observations :

Fissuration verticale plus ou moins complète de l'angle entre la façade et le mur de refend. Les fissures sont plus ouvertes vers le haut de la construction.

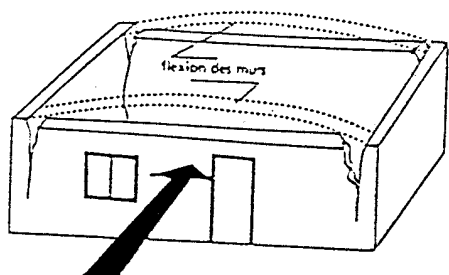


Figure 2.4.2. Fissuration verticale aux angles (Zacek, 1996)

Causes :

- le mouvement des éléments de construction (façades) perpendiculairement à leur plan amplifié par les facteurs suivants, dont les effets sont accrus par les facteurs suivants ;
- absence de diaphragmes horizontaux ;
- absence de liaisons des murs aux diaphragmes horizontaux ;
- mur de portée trop importante entre les éléments transversaux horizontaux et verticaux ;
- faiblesse des liaisons de la façade d'une maison à un mur mitoyen construit antérieurement ou entaille (cf. Liège 1983: entaille imposée par le règlement communal pour y insérer des tuyaux de descente d'eau).



Figure 2.4.3. Fissuration à l'angle de deux murs: église St Gilles (Liège, 1983)



Figure 2.4.4. Effondrement de façade (Liège, 1983)



Figure 2.4.5. Fissuration à l'angle de murs (Liège, 1983)

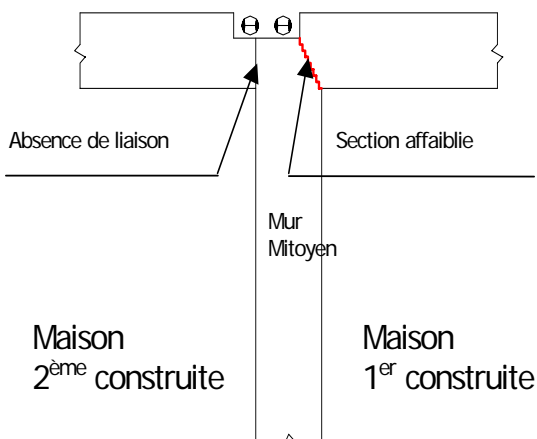
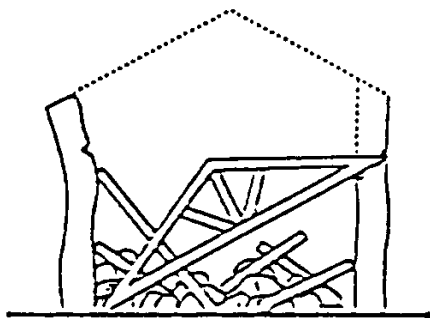


Figure 2.4.6. Une cause additionnelle de fissuration entre murs: les entailles constructives



Figure 2.4.7. Stabilisation des façades après tremblement de terre (Liège, 1983)

Observation: Effondrement de toiture



Causes:

- déformations importantes des murs perpendiculairement à leur plan entraînant la suppression de l'appui de la charpente de toiture, comme résultat des facteurs suivants ;

Figure 2.4.8. Effondrement de toiture (Zacek, 1996)

- absence ou faiblesse des liaisons des murs à la toiture et aux diaphragmes de plancher ;
- toiture lourde ;
- toiture incorrectement contreventée, peu raide dans son plan.



Figure 2.4.9. Effondrement de toiture (Liège, 1983)

Observation:

Des fissures inclinées à 45° partant des angles des ouvertures, portes ou fenêtres et/ou des fissurations horizontales dans les joints.

Causes

- le cisaillement dans le plan des murs. (fissures en croix) dû au mouvement des éléments de construction dans leur plan résistant provoque la fissuration de ces éléments ;
- dimensions insuffisantes des trumeaux ou dimensions exagérées des ouvertures ;
- absence de chaînages et d'encadrement des ouvertures.

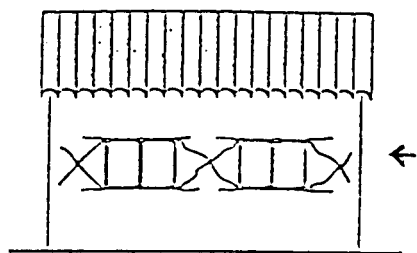
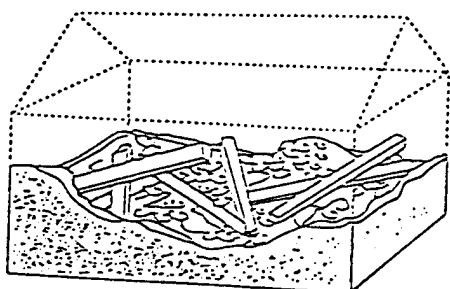


Figure 2.4.10. Trumeaux cisailés (Zacek, 1996)



Figure 2.4.11. Fissurations de cisaillement (Liège, 1983)

Observation: *Maçonneries disloquées.*

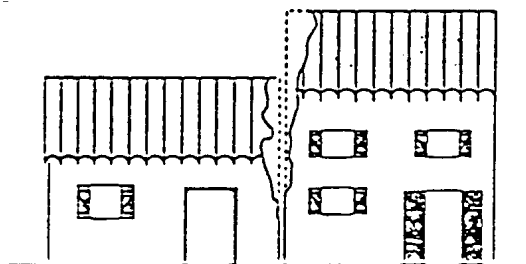


Causes:

- une action sismique très importante ;
- rupture des maçonneries par traction et cisaillement.
- exécution médiocre ;
- délabrement de la construction ;
- associée aux facteurs des cas précédents.

Figure 2.4.12. Maçonneries disloquées (Zacek, 1996)

Observation: *Dégâts à des murs séparés par un joint.*

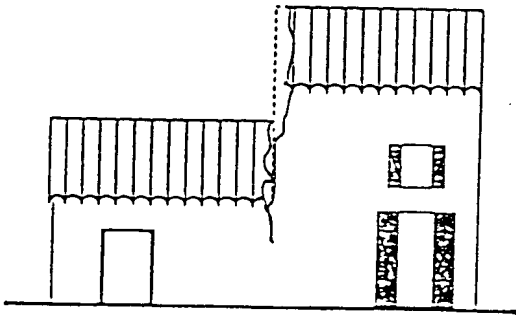


Causes:

- chocs entre les maisons dû à un joint de largeur insuffisante ou un joint rempli de matériaux.

Figure 2.4.13. Dégâts à des murs jointifs (Zacek, 1996)

Observation: *Dégâts dans la zone de variation de hauteur d'un bâtiment.*



Cause:

- contraintes de traction due aux oscillations de la partie haute de la construction.

Figure 2.4.14. Dégâts dans la zone de variation de hauteur (Zacek, 1996)

Observation: *Fissuration aux départs des ouvertures.*



Cause:

- concentration de contraintes combinées à une des causes précédentes.

Figure 2.4.15. Décrochage de façade à une ouverture.

(Liège, 1983)

2.4.3 Dommmages aux éléments non structurels. Observations post sismiques.

Chutes de cheminées, dégâts aux cheminées.

Les cheminées sont des solides élancés, peu résistants en flexion, surtout lorsque la corrosion du mortier par les gaz de combustion les transforme en un simple tas de briques empilées, sans aucune liaison.



Figure 2.4.16. Cheminée de bonne qualité endommagée (Liège, 1983)



Figure 2.4.17. Chute de cheminée et destruction d'une Renault R5 (Liège, 1983)

Chute d'éléments peu stables et mal arrimés.

Des frontons, parties hautes de pignons, couvertures de cheminées, radiateurs, garnitures diverses basculent parce que la résultante des forces appliquées tombe en dehors de la base du corps et que les liaisons sont insuffisantes.



Figure 2.4.18. Chute de garniture en pierre (Liège, 1983)



Figure 2.4.19. Le fronton de gauche a basculé...voir l'effet à la figure suivante...



Figure 2.4.20. Chute d'un bloc de pierre massif devant le cinéma Palace (Liège, 1983)



Figure 2.4.21. Chute de pierres au Quai de Rome (Liège, 1983)

Bris de vitrages.

La déformation, même très faible, du bâtiment entraîne celle du vitrage lorsque le jeu entre châssis et vitrage est trop faible pour éviter l'application de force au vitrage

Plafonnage endommagé.

Fissures dans les plafonnages et chute de morceaux de plâtras.

3 PRINCIPES GENERAUX DE CONCEPTION PARASISMIQUE

Le présent chapitre ne fait pas référence aux constructions simples en maçonnerie, ni à une séismicité faible à modérée. Les principes présentés sont généraux et applicables à tout type de structure à construire en zone sismique. On les introduit ici pour donner des notions générales de conception parasismique.

On peut cependant parfaitement concevoir des structures ne respectant pas ces principes et aptes à subir avec succès une action sismique. Le respect des principes énoncés a pour résultat principal de minimiser le supplément de prix nécessaire pour passer de la structure normale à la structure parasismique. En outre, il semble que la sécurité sera en général mieux assurée dans une structure bien conçue calculée de manière approchée que dans une structure mal conçue pour laquelle des calculs compliqués sont effectués.

La forme des bâtiments et la répartition des différents éléments qui les constituent ont une incidence importante sur le comportement sous charges sismiques. La recherche de la simplicité et d'une bonne régularité dans les formes, dans la répartition des masses et des éléments porteurs est un principe de base de bonne conception parasismique permettant de limiter l'amplitude des déformations provoquées par les secousses et la concentration d'efforts sur certains éléments structuraux. On explicite cette recherche en traitant successivement les aspects suivants :

- Simplicité
- Continuité
- Symétrie en plan
- Symétrie et régularité en élévation
- Distribution rationnelle des masses
- Niveaux flexibles
- Homogénéité – partition en sous-structures
- Hyperstaticité et monolithisme
- Résistance à la torsion d'ensemble
- Résistance aux efforts alternés
- Contreventements (horizontaux et verticaux)

3.1 SIMPLICITE

Le comportement d'une structure simple est plus facile à comprendre et à calculer que le comportement d'une structure complexe. Le risque d'omettre un phénomène particulier, comme une interaction entre parties de raideurs différentes ou un cumul d'effets différents entre ces parties, est faible. De plus, cette simplicité de l'ensemble concourt à la simplicité des détails.

3.2 CONTINUITÉ

Toute discontinuité dans le dessin d'une structure conduit à une concentration de contraintes et de déformations. Le comportement non homogène d'une structure présentant des discontinuités majeures est toujours source de problème, car il rend délicat le calcul de la structure dans son ensemble et difficile le dessin correct des nœuds cruciaux où doivent se produire les grandes déformations.

Sans attention particulière, toute discontinuité structurale entraîne la présence de zones de raideur différente ; les plus raides constituent des « points durs » qui concentrent les efforts, ce qui se traduit souvent par des dommages sismiques si aucun détail particulier n'a été dimensionné pour reprendre ces concentrations de contraintes.

La continuité structurale permet de répartir correctement les charges sismiques sur les éléments porteurs et d'optimiser le comportement dynamique de la structure.

Le principe de continuité a un impact sur le dessin d'ensemble des structures, ce qui est explicité dans les principes 3 et 4.

3.3 SYMETRIE EN PLAN

Dans la vue en plan d'un bâtiment, les principes de simplicité et de continuité se traduisent par le choix de formes symétriques telles que celles représentées à la Figure 3.3.1.

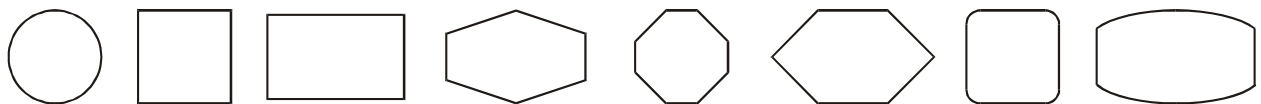


Figure 3.3.1. Formes favorables : plans simples à 2 axes de symétrie (AFPS, 2002)

La symétrie du plan selon deux axes tend à réduire notablement la torsion d'axe vertical. La sollicitation de torsion des bâtiments en forme de L, T, U, V ou Z est très supérieure à celle des bâtiments symétriques et compacts. A la jonction des ailes, des concentrations de contraintes très importantes sont inévitables étant donné la différence de rigidité des ailes dans une direction donnée. Pour un bâtiment en L par exemple, la partie du bâtiment ayant une profondeur plus faible est plus flexible que la partie voisine et se déforme d'avantage

sous l'action des forces horizontales ; elle vrille autour de la zone plus rigide (voir Figures 3.3.2 et 3.3.3).

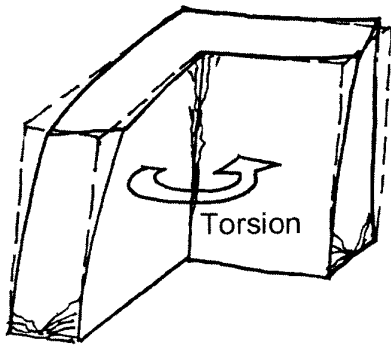


Figure 3.3.2. Influence de la forme du bâtiment sur la résistance à la torsion (AFPS, 2002)

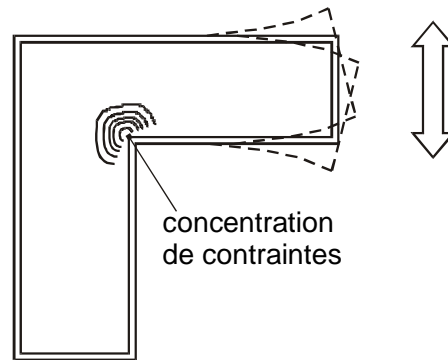


Figure 3.3.3. Concentration de contraintes dans les angles rentrants (AFPS, 2002)

Les angles rentrants sont susceptibles d'être le siège de concentrations de contraintes et doivent être évités. On doit donc rechercher des plans symétriques simples ou découper les plans symétriques complexes par des joints parasismiques (voir Figure 3.7.1).

Il convient de faire remarquer que l'effet favorable de la symétrie géométrique architecturale peut être entièrement annulé par une asymétrie du système porteur. Dans la construction courante, les systèmes porteurs asymétriques sont fréquents. Dans ce cas, le centre des masses par où passe la résultante des charges sismiques sera décalé du centre des raideurs, et la construction sera soumise à une torsion d'axe vertical d'autant plus grande que les deux centres seront éloignés l'un de l'autre. La répartition symétrique ou quasi symétrique des éléments porteurs rigides, permettant que les centres de gravité et de rigidité de la construction soient rapprochés ou confondus, est par conséquent une caractéristique essentielle d'une bonne construction parasismique.

3.4 SYMETRIE ET REGULARITE EN ELEVATION

Les avantages des formes symétriques et les problèmes introduits par les configurations complexes des bâtiments se retrouvent aussi en élévation : concentrations de contraintes aux angles rentrants dues aux oscillations différentielles entre parties de volume ou hauteur différentes dans le bâtiment.

Le principe de simplicité se traduira par un aspect aussi régulier que possible, sans variation brusque de section. De telles variations conduisent nécessairement à l'existence de différentes parties vivant chacune leur vie propre lors d'un séisme, avec des problèmes particuliers à la jonction des différentes parties.

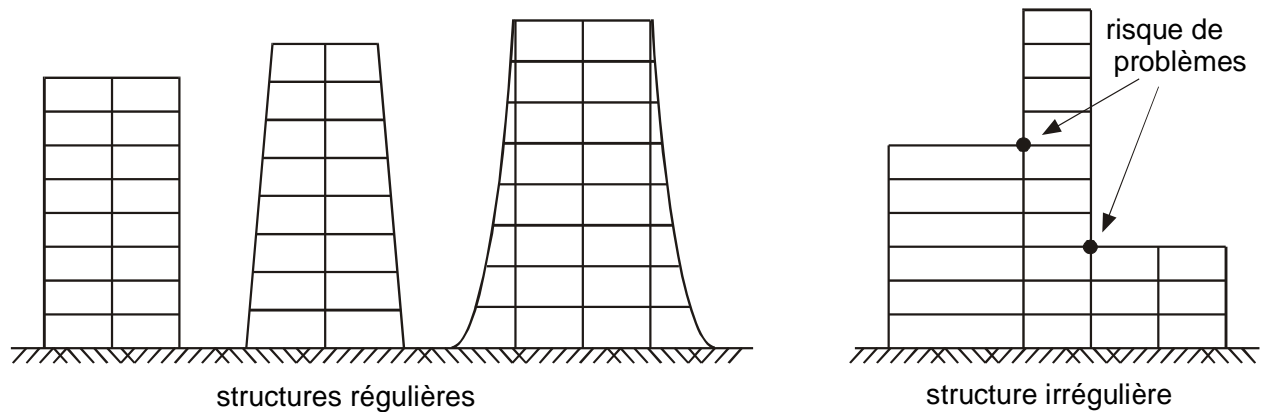


Figure 3.4.1. Application du principe de simplicité et continuité aux plans d'élévation

3.5 DISTRIBUTION RATIONNELLE DES MASSES

Les constructions légères sont plus favorables que les structures lourdes, parce que les charges sismiques sont proportionnelles à la masse et à l'accélération ($F=ma$).

Lorsque c'est possible, il convient d'éviter de concentrer les poids morts de service dans des zones de la structure où leur mise en mouvement va entraîner la naissance de forces considérables, de flexion ou de torsion.

Pour les problèmes de flexion, la hauteur d'un bâtiment n'est pas un facteur défavorable en soi. Par contre, pour un bâtiment de hauteur donnée, on devrait rechercher la position la plus basse possible du centre de gravité, par la présence d'étages enterrés, par des étages inférieurs en structure lourde et en plaçant les équipements les plus lourds aux niveaux les plus bas.

Pour les problèmes de torsion, les charges lourdes devraient être placées près du centre de torsion du bâtiment.

3.6 NIVEAUX FLEXIBLES

Les niveaux transparents sont très courants dans les bâtiments dans lequel le rez-de-chaussée est occupé par des commerces ou des parkings. Ils sont cependant fortement déconseillés dans les zones sismiques car ils peuvent constituer des niveaux flexibles, dans lesquels se concentrent toutes les déformations de la structure (Figure 3.6.1). La solution est de conférer à ces niveaux ouverts une rigidité comparable à celle des autres niveaux, par exemple par un contreventement en façade ou en découplant les allèges (dissociation des colonnes) et en permettant d'égaliser la hauteur libre des colonnes de la structure principale (Figure 3.6.2). Le code américain UBC 1994 limite la hauteur des bâtiments comportant un niveau flexible à un étage sur rez-de-chaussée et 9 m au-dessus du sol.

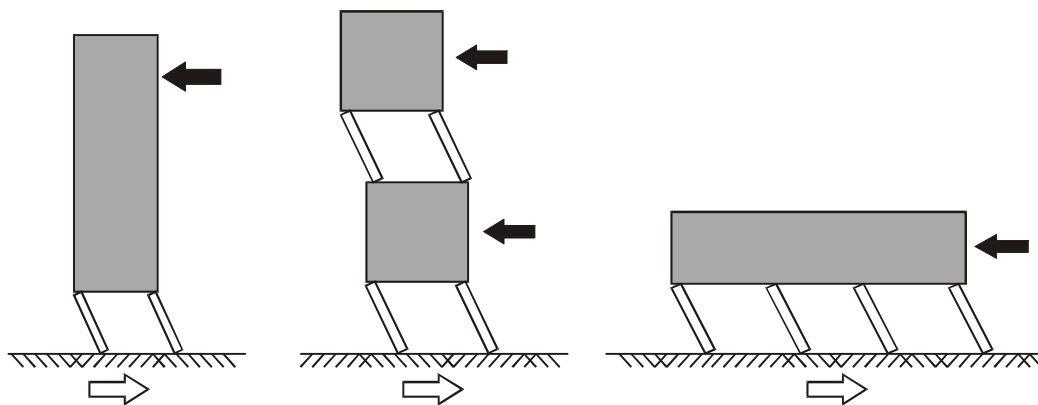


Figure 3.6.1. Bâtiments avec niveaux transparents. Lorsque les niveaux transparents sont plus flexibles que les autres niveaux, les colonnes de ces niveaux subissent de grandes déformations qui peuvent provoquer la ruine du bâtiment (soft floor), (AFPS, 2002)

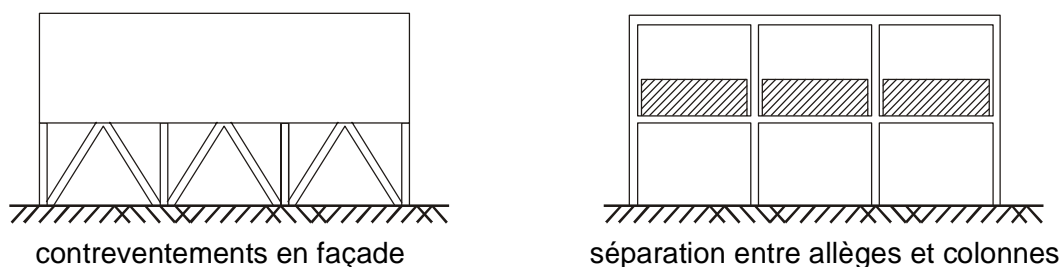


Figure 3.6.2. Solutions pour bâtiments comportant des niveaux transparents (AFPS, 2002)

L'effet de niveau flexible peut être provoqué également par une inégalité significative des hauteurs d'étage (Figure 3.6.3). Il est donc souhaitable de rigidifier les niveaux de hauteur plus importante pour que la construction ait une rigidité régulière sur toute la hauteur.

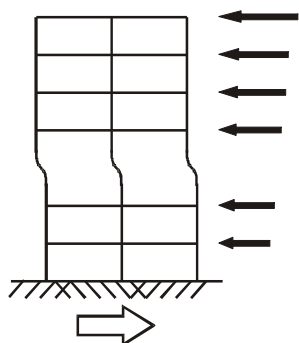


Figure 3.6.3. Bâtiment avec un niveau de plus grande hauteur que les autres niveaux. Sans précaution, la flexibilité du niveau de plus grande hauteur peut entraîner la ruine de l'étage (soft floor). (AFPS, 2002)

3.7 HOMOGENEITE – PARTITION EN SOUS-STRUCTURES

Dans le cas général, le système porteur devrait être homogène dans chaque bâtiment. Si les bâtiments sont fractionnés en unités par des joints parasismiques, le système porteur peut varier d'une unité à l'autre, mais devrait rester homogène dans chacune d'elles. En effet, chaque système a un comportement dynamique propre. Lorsque deux systèmes ayant des raideurs différentes sont liés, il en résulte des concentrations de contraintes préjudiciables dans les éléments de liaison.

Les bâtiments dissymétriques ou trop complexes peuvent être fractionnés par des joints dits parasismiques, qui désolidarisent mécaniquement les divers blocs et permettent qu'ils oscillent librement sans collision (Figure 3.7.1). L'exécution de tels joints n'est pas sans difficulté, car ils doivent être assez larges pour éviter le martèlement entre blocs. C'est aussi une solution coûteuse, qu'on ne doit pas rechercher a priori, surtout pour un bâtiment élevé où le joint doit être réalisé sur toute la hauteur.

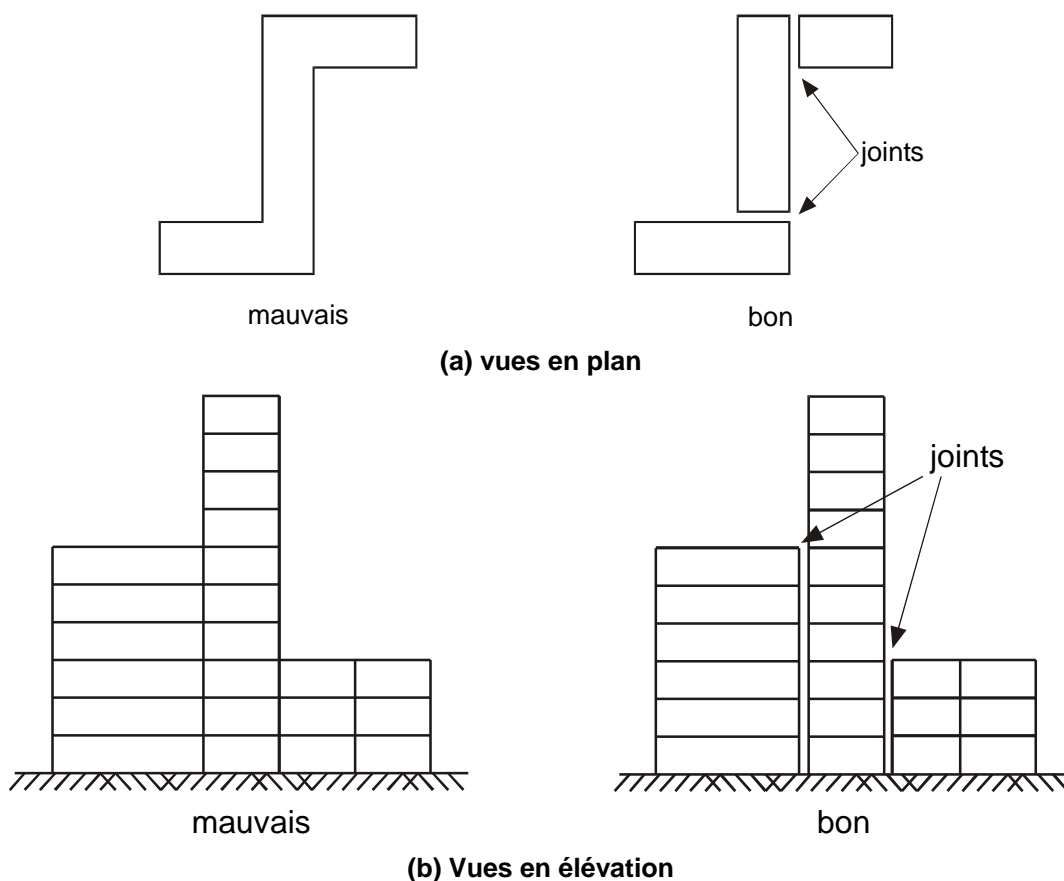


Figure 3.7.1. Fractionnement des bâtiments par des joints sismiques

3.8 HYPERSTATICITE ET MONOLITHISME - CONTINUE

L'hyperstaticité, c'est-à-dire le fait que les éléments porteurs en excès par rapport à ce qui est strictement nécessaire, augmente la résistance d'un bâtiment aux séismes, car en général la rupture des éléments redondants n'entraîne pas l'effondrement du bâtiment. En revanche, les structures isostatiques deviennent instables dès la rupture d'un élément porteur.

Le monolithisme d'une structure croît avec l'efficacité de ses liaisons. Il favorise la continuité mécanique entre les différents éléments porteurs de l'ouvrage, ce qui est favorable.

3.9 RESISTANCE A LA TORSION D'ENSEMBLE

Pour obtenir la raideur maximale à la torsion d'ensemble, il faut que les éléments susceptibles de donner la raideur torsionnelle à la structure soient portés le plus possibles vers le pourtour de la construction (Figures 3.9.1 et 3.9.2). La disposition constructive avec un seul noyau (cage d'escalier, ascenseur), classique en zone non sismique, n'est pas idéale a priori.

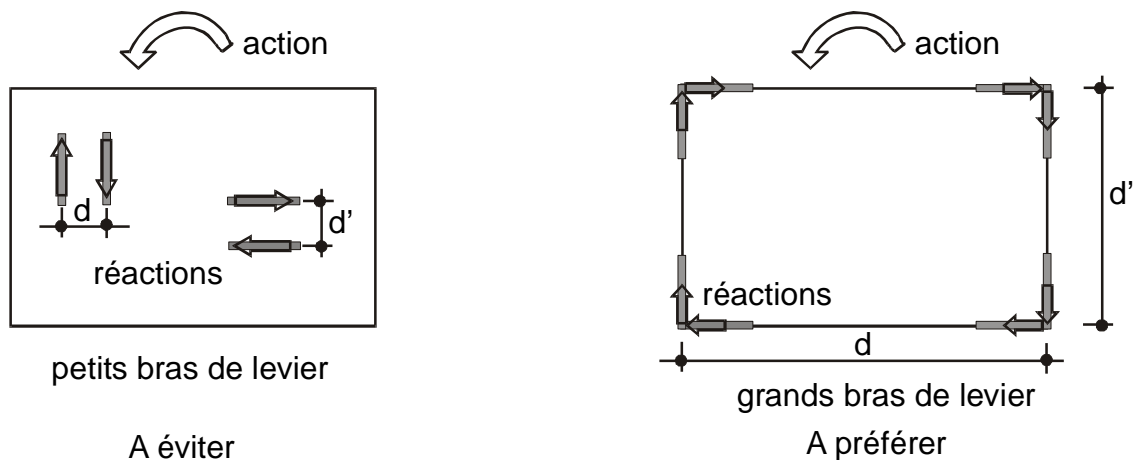


Figure 3.9.1. Distance entre les éléments de contreventement. Une grande distance entre les éléments parallèles favorise la résistance de la structure à la torsion grâce à un bras de levier important dans le plan horizontal. (AFPS, 2002)

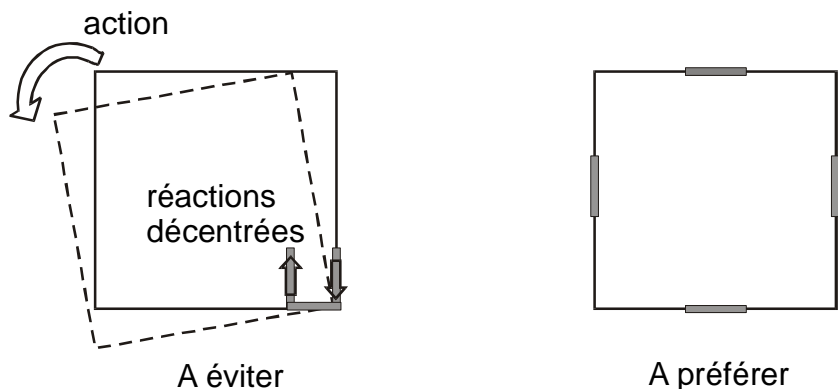


Figure 3.9.2. Une position décentrée des éléments de contreventement est à l'origine d'une sollicitation du bâtiment en torsion (en plus d'un bras de levier très faible) (AFPS, 2002)

3.10 RESISTANCE AUX EFFORTS ALTERNES

Une manière efficace de résister aux efforts alternés dus aux tremblements de terre est de choisir des zones spécifiques dans la structure qui vont dissiper l'énergie due au séisme ; ces zones dissipatives doivent avoir une grande ductilité c'est-à-dire qu'elles doivent pouvoir subir de grands « endommagements » (plastifications) sans perte de résistance sous efforts alternés. Dans les zones non dissipatives de la structure, l'utilisation d'éléments peu ductiles est tout à fait possible.

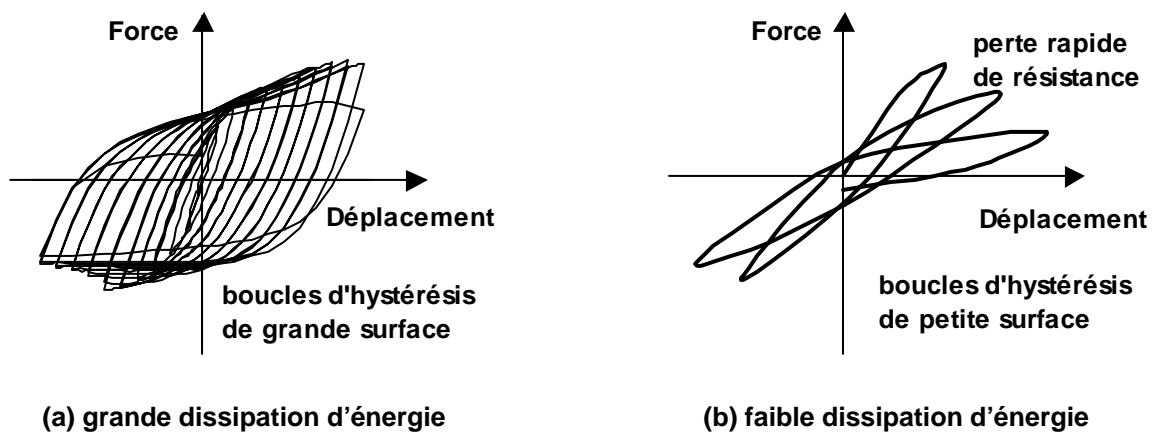


Figure 3.10.1. Comportements dissipatifs et non dissipatifs d'éléments de structure

3.11 CONTREVENTEMENTS

3.11.1 Contreventement Horizontal

Le rôle du contreventement horizontal est de transmettre les actions latérales sollicitant les constructions sur les éléments verticaux de contreventement, qui les communiquent ensuite aux fondations. Par conséquent, pour jouer ce rôle, les planchers doivent être solidarités à la structure sous-jacente. Le contreventement horizontal doit être prévu à tous les niveaux du bâtiment, y compris au niveau des toitures.

En construction parasismique, il devrait être assuré par des diaphragmes rigides, c'est-à-dire des planchers et des toitures résistant à la flexion et au cisaillement dans leur propre plan et possédant une déformabilité relativement faible.

Tous les éléments verticaux liés à un diaphragme rigide subissent sous charges latérales le même déplacement en tête. Ces charges se répartissent donc sur les contreventements verticaux proportionnellement à la raideur relative de ces derniers. Les éléments les plus rigides supportent ainsi les charges les plus importantes.

Lorsque la raideur d'un contreventement vertical diminue à cause de fissurations ou de sa ruine, les efforts qu'il ne peut plus reprendre sont automatiquement redistribués par le diaphragme horizontal sur les autres contreventements verticaux. Il est donc souhaitable que le nombre de contreventements verticaux soit supérieur au minimum nécessaire à la stabilité de la structure.

Les diaphragmes flexibles devraient être évités mais ne sont pas interdits. Les charges qu'ils transmettent aux éléments verticaux ne sont pas proportionnelles à la raideur latérale de ceux-ci, mais aux aires de plancher (charges verticales) que chacun des éléments verticaux supporte. Les éléments les plus rigides, donc souvent plus résistants, ne peuvent soulager ceux dont la résistance aux charges latérales est plus faible. Cette situation peut donner lieu à une répartition défavorable des charges sur les éléments verticaux. Par ailleurs, les diaphragmes flexibles ne transmettent pas bien les forces dues à la torsion d'ensemble.

La rigidité des diaphragmes dépend :

- de leur forme : les diaphragmes longs et étroits sont flexibles. Les diaphragmes présentant des angles rentrants peuvent subir des concentrations de contraintes entraînant des dommages.

- des rigidités respectives du diaphragme et du contreventement vertical. Si la rigidité du contreventement vertical est importante (murs en maçonnerie ou voiles de béton), les portées modérées du diaphragme sont préférables afin de limiter leur flexibilité.
- de leur matériau : les planchers en contreplaqué sur solives en bois se comportent comme des diaphragmes relativement rigides dans une structure en bois, mais sont flexibles dans une structure en maçonnerie.
- de l'efficacité de la solidarisation de leurs éléments constitutifs (exemple : diaphragme en treillis de bois)
- de l'importance des ouvertures (trémies) qui devrait être minimisée. La présence de trémies est à l'origine de concentrations de contraintes, les plus importantes dans les angles rentrants. Les ouvertures doivent être les plus petites possibles et leur contour renforcé (Figure 3.11.1).

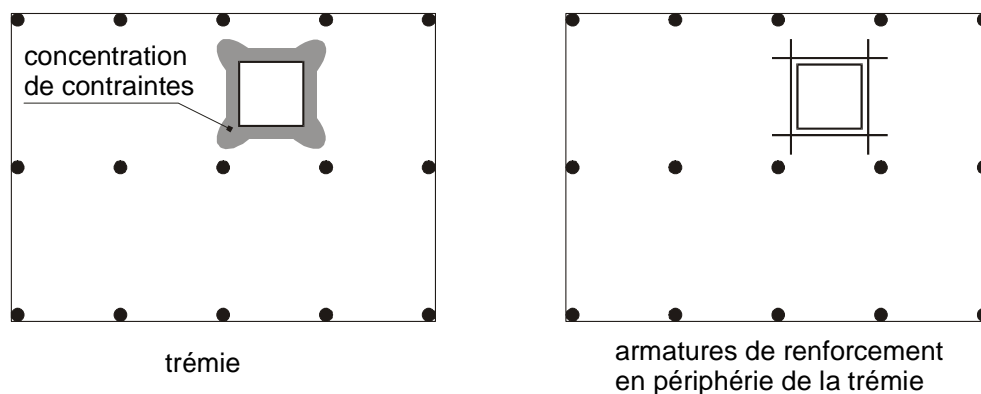


Figure 3.11.1. Diaphragme avec trémie.

Deux dispositions sont essentielles pour un comportement satisfaisant des diaphragmes :

- un bon ancrage des diaphragmes dans les chaînages sur toute leur périphérie, afin de permettre la transmission des efforts horizontaux aux éléments de contreventements. Les glissements éventuels des diaphragmes insuffisamment ancrés n'assurent plus la bonne transmission des efforts du diaphragme aux éléments verticaux et peuvent conduire à un effondrement par perte d'appui.
- la solidarisation des éléments constitutifs le diaphragmes (idem ci-dessus)

3.11.2 Contreventement Vertical

Les contreventement verticaux transmettent les efforts dus aux charges horizontales vers les fondations. Ces éléments peuvent être classés en trois catégories : panneaux rigides, portiques et palées triangulées (croix de St André par exemple).

Les panneaux rigides englobent les murs en maçonnerie, voiles en béton et béton armé, voiles en panneaux ou en bois massif, etc. Leur efficacité ne doit pas être réduite par des ouvertures. En général, les conditions pour considérer un pan de mur situé entre ouvertures (trumeau) comme élément de contreventement varient en fonction de la hauteur du bâtiment et des conditions de sismicité.

Le contreventement triangulé, qui constitue également un solution rigide, est fréquemment utilisé car souvent plus économique que la solution en portique.

Le portique résiste aux sollicitations horizontales par flexion des poutres et colonnes qui le compose. Les triangulations résistent par traction (et/ou compression) des éléments qui les composent.

Si les diaphragmes horizontaux étaient parfaitement rigides dans leur plan, il suffirait théoriquement de trois éléments de contreventement vertical par niveau, non concourants et non parallèles. Il est cependant nettement préférable d'en mettre un nombre plus élevé pour répartir les charges sur un nombre plus grand d'éléments. La redondance devient une nécessité dans le cas des bâtiments de grandes dimensions horizontales, dont les planchers, plus longs, sont plus flexibles et doivent être raidis.

Les contreventements verticaux devraient être les plus larges possibles, afin d'augmenter le bras de levier en base dans le plan vertical et réduire les efforts (Figure 3.11.2). Ils devraient être disposés en façade ou près des façades pour maximiser la résistance à la torsion d'ensemble du bâtiment. Ainsi, il est préférable de rigidifier les angles (Figure 3.9.1). La liaison entre contreventement vertical et plancher doit être assurée à tous les niveaux. Les contreventements verticaux devraient être disposés symétriquement par rapport au centre de gravité du niveau. Dans le cas d'une distribution asymétrique des éléments de contreventement, la construction est soumise, par le vent et les séismes, à des efforts supplémentaires dus à la torsion d'axe vertical (Figure 3.9.2).

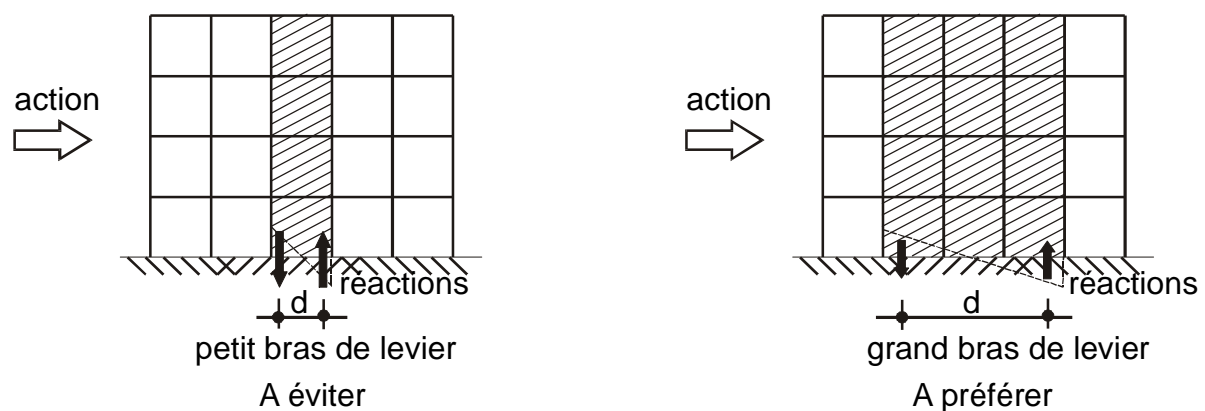


Figure 3.11.2. Les éléments larges offrent une meilleure résistance aux forces horizontale grâce à un bras de levier plus grand dans le plan vertical. (AFPS, 2002)

4 ELEMENTS RELATIFS AU COMPORTEMENT DES CONSTRUCTIONS SIMPLES SOUMISES A L'ACTION SISMIQUE.

4.1 PRINCIPES DE LA RESISTANCE AUX SEISMES DES CONSTRUCTIONS TRADITIONNELLES EN MAÇONNERIE.

Les tremblements de terre induisent des forces dans les structures en raison de leur "inertie". Ces forces sont la manifestation de la tendance des constructions à rester immobiles, donc à résister à la mise en mouvement.

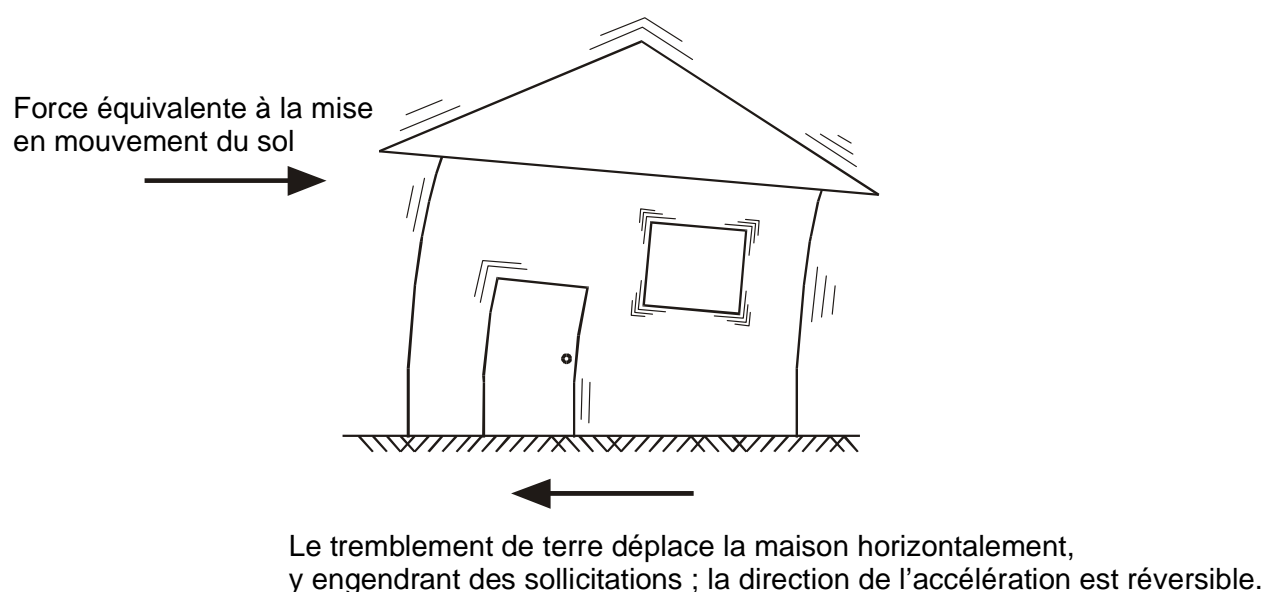


Figure 4.1.1. Principe d'action d'un tremblement de terre sur une structure

Des effets similaires sont produits si le sol est stationnaire et une force horizontale appliquée. Pour cette raison, l'effet d'un tremblement de terre présente des similarités avec l'effet du vent. Cependant, l'effet du vent est proportionnel à la surface frontale ou maître couple de la structure, alors que l'effet sismique est lié à la masse de la structure.

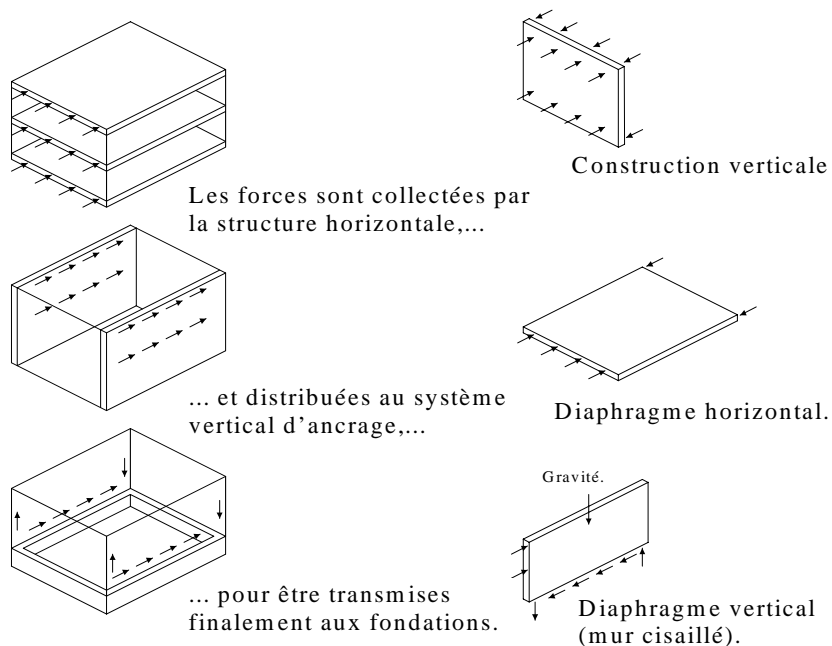


Figure 4.1.2. Propagation des forces de vent et fonctions de base des éléments d'une "boîte"

Les constructions conventionnelles "non ingénierées" résistent au vent ou au tremblements de terre en raison de leur configuration en "boîte" (cf. Figure 4.1.2).

Cette configuration offre de la résistance par ses constituants, toit, planchers et murs. Cependant, comme la résistance d'un mur à des charges agissant dans son plan est généralement plus élevée que la résistance du même mur à des forces perpendiculaires à son plan (D'Ayala et al., 1997), une résistance convenable du bâtiment ne sera assurée que si des murs parallèles à l'action sismique, travaillant en cisaillement, stabilisent la construction. Au contraire, les murs perpendiculaires à l'action sismique devront être stabilisés à leurs lignes de croisement avec les diaphragmes horizontaux.

Les sollicitations horizontales de vent ou de séismes sont transmises à la fondation de la construction par le système de contreventement du bâtiment. Celui-ci comporte deux familles d'éléments : des contreventements horizontaux, planchers et toitures, et des contreventement verticaux, les murs ou, parfois, des portiques. Le rôle du contreventement horizontal est de transmettre les actions latérales aux éléments verticaux de contreventement, qui les communiquent ensuite aux fondations.

Les toits et planchers jouent le rôle de diaphragmes horizontaux. S'ils sont rigides (planchers en béton par exemple), c'est-à-dire s'ils peuvent résister au cisaillement et à la flexion dans leur plan, ils assurent un égal déplacement horizontal des têtes de mur qu'ils relient et transmettent les actions horizontales vers les éléments verticaux, essentiellement ceux qui

sont parallèles à l'action appliquée. Les charges se répartissent alors sur les contreventements verticaux proportionnellement à leurs raideurs relatives, les éléments les plus rigides supportant les charges les plus grandes.

Lorsque la raideur d'un contreventement vertical diminue à cause de fissurations ou de sa ruine, les efforts qu'il ne peut plus reprendre sont automatiquement redistribués par le diaphragme horizontal sur les autres contreventements verticaux. Ceux-ci transmettent ensuite ces actions vers les fondations. Le rôle de contreventement horizontal ne peut pas être assuré par des planchers qui ne seraient pas solidarités à la structure verticale. Il est indispensable que des contreventements horizontaux soient présents à tous les niveaux du bâtiment, y compris les toitures.

Des diaphragmes flexibles, tels que des planchers en bois, sont moins efficaces que les diaphragmes rigides, mais ne sont pas interdits. Les charges qu'ils transmettent aux éléments verticaux ne sont pas proportionnelles à la raideur latérale de ceux-ci, mais aux aires de plancher (charges verticales) que chacun de ces éléments supporte. Les éléments les plus rigides, donc souvent plus résistants, ne peuvent soulager ceux dont la résistance aux charges latérales est plus faible. Cette situation peut donner lieu à une répartition défavorable des charges sur les éléments verticaux. Par ailleurs, les diaphragmes flexibles ne transmettent pas les forces dues à la torsion d'ensemble.

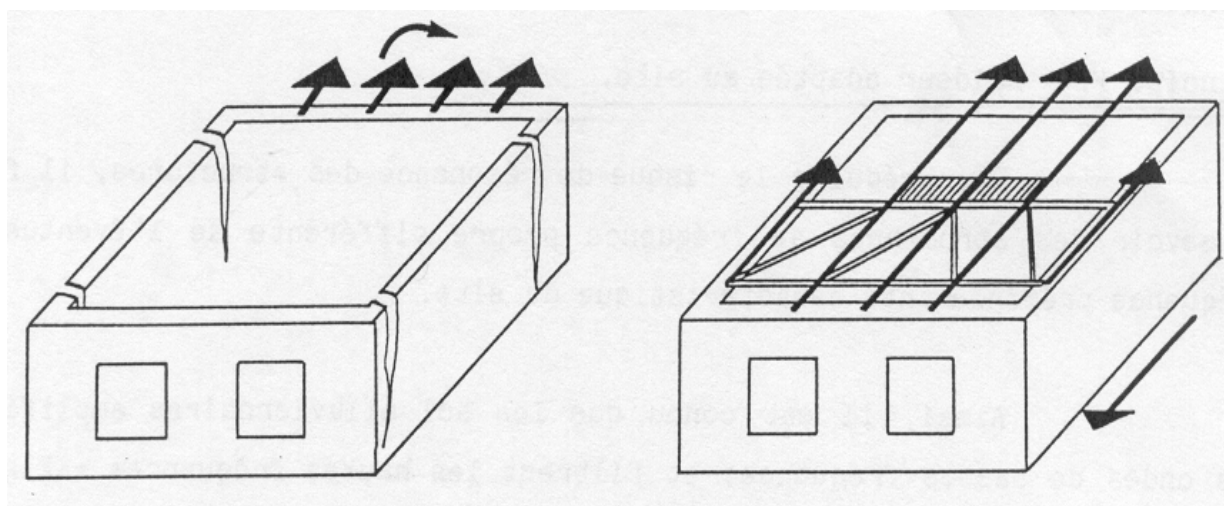


Figure 4.1.3. Rôle des planchers sous action sismique : former des diaphragmes pour assurer la cohésion de la structure (Plumier, 1992)

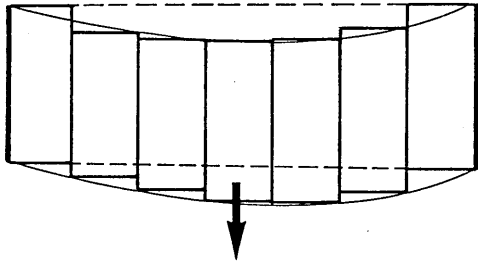


Figure 4.1.4. Problème posé par un diaphragme composé d'éléments disjoints ou de raideur insuffisante (Plumier,1992)

La raideur d'un diaphragme dépend de sa constitution, de sa forme, du matériau utilisé et de la raideur relative du contreventement vertical. Ainsi, dans une structure en maçonnerie, les planchers en bois sont des diaphragmes flexibles, alors que dans une structure bois, les planchers en bois peuvent être considérés comme rigides.

Les murs parallèles à l'action appliquée résistent le mieux aux forces horizontales et travaillent comme murs cisailés. Ce sont souvent les murs extérieurs qui sont les plus importants en volume qui contribuent le plus à la résistance aux forces horizontales. Si ces murs sont correctement construits et ancrés (taille, conception, réalisation,...), qu'ils sont présents sur les 4 côtés de la construction, qu'il existe un toit et des planchers qui fonctionnent comme diaphragmes et que les liaisons murs-murs, murs-plancher, murs-toiture sont résistantes, la construction complète fonctionne comme une "boîte". Dans ce cas, les forces induites par des tremblements de terre faibles à modérés peuvent être supportées avec peu ou pas de dommages.

On a vu –cf. 2.4.2 et 2.4.3- que les dégâts les plus importants dus au tremblement de terre résultent des facteurs suivants:

- la tendance au basculement des murs perpendiculaires à l'action sismique
- le manque de liaison entre murs et planchers, murs et murs, toiture et murs
- le manque de murs dans la direction parallèle au séisme

Les mécanismes de résistance et de déformation sous action sismique sont plus ou moins complexes selon la configuration et le type de système porteur de la construction. On peut s'en faire une première idée en prenant comme exemple une maison simple sur plan rectangulaire. La Figure 4.1.5 donne deux cas typiques de constructions dont la résistance aux séismes est faible. La Figure 4.1.6 représente des constructions dont la conception est correcte et qui forment une "boîte" rigide.

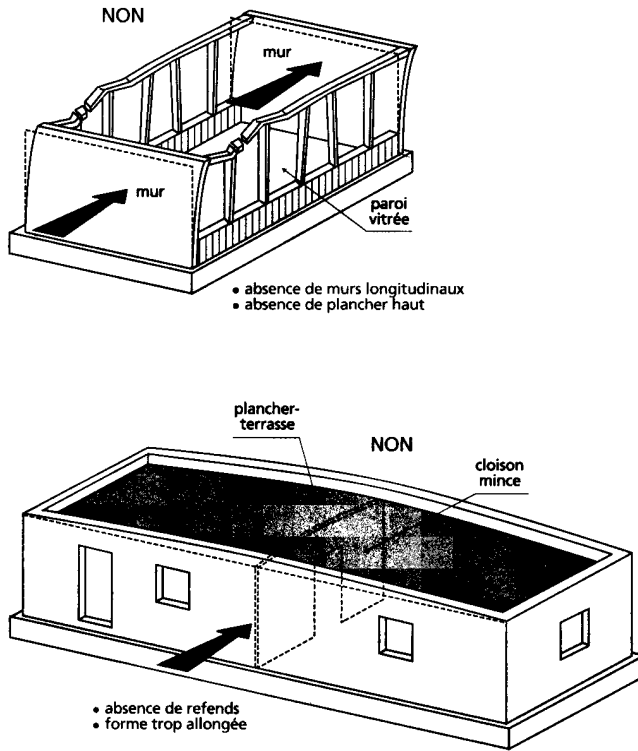


Figure 4.1.5. Constructions dont la résistance aux séismes est faible (Zacek, 1996)

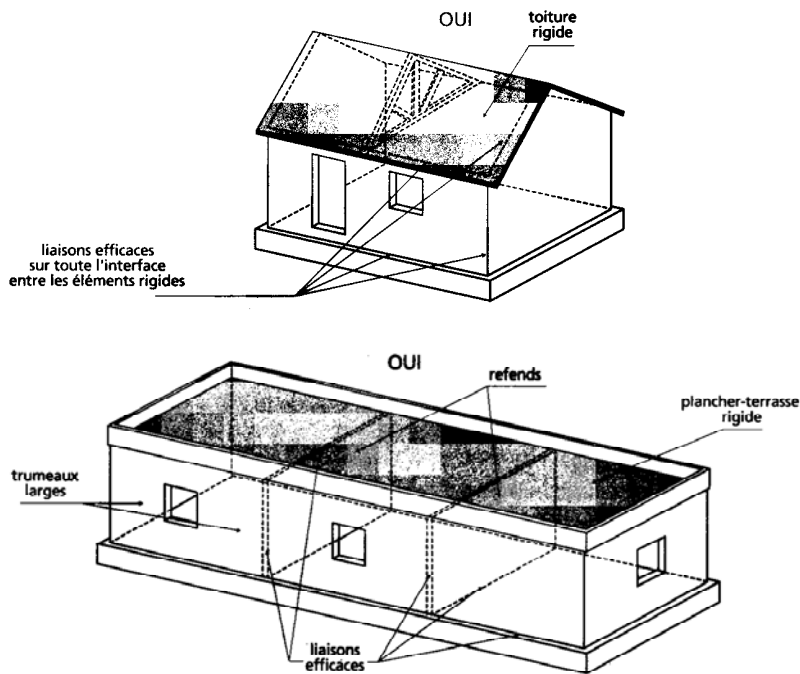


Figure 4.1.6. Constructions dont la conception est correcte ("boîte" rigide) (Zacek, 1996)

4.2 DONNEES QUANTITATIVES RELATIVES A LA STABILITE DES MAÇONNERIES SOLLICITEES PERPENDICULAIREMENT A LEUR PLAN.

La stabilité d'un mur sollicité par une action perpendiculaire à son plan est influencée par les paramètres suivants :

- la hauteur du mur ;
- son épaisseur ;
- sa masse ;
- sa résistance en flexion;
- les conditions de liaisons du mur.

Pour ce dernier point, on peut distinguer quatre situations :

- * M_{1H} le mur posé sur sa base et non tenu sur les autres bords. M_{1H} correspond au cas pratique du mur qui est lié sur les bords verticaux par des éléments dont la résistance en traction est faible, tels que des joints en maçonnerie non armée ;
- * M_{2H} le mur posé sur sa base et tenu au niveau d'un diaphragme horizontal, mais libre sur ses bords verticaux. M_{2H} correspond au cas pratique du mur de type M_{1H} , mais pour lequel un diaphragme horizontal effectivement lié au mur par des liaisons capables de reprendre les forces de traction et de compression générées par l'action sismique à cette interface est présent;
- * M_{1H2V} le mur tenu sur ses bords verticaux, mais libre à sa partie supérieure ; M_{1H2V} correspond à ce type de mur en maçonnerie pour lequel des éléments spécifiques de coin ont été prévus. Il peut s'agir d'éléments de coin en pierre naturelle ou de renfort par armatures métalliques placés dans les lits de mortier de cette zone ;
- * M_{2H2V} le mur tenu sur 4 bords, bénéficie à la fois des liaisons de M_{2H} et M_{1H2V} . C'est le cas des structures en maçonnerie chaînées.

Les mécanismes de flexion hors plan correspondant aux liaisons M_{1H} , M_{2H} , M_{1H2V} et M_{2H2V} sont représentés à la Figure 4.2.1. Les résistances offertes par les situations M_{1H} à M_{2H2V} sont très différentes, comme l'indiquent les valeurs calculées du moment de résistance au basculement M_R et de l'accélération limite (de stabilité) A données au Tableau 5 en fonction de la géométrie des panneaux en maçonnerie et de leurs liaisons ainsi que de la masse m du mur. t est l'épaisseur, h la hauteur du mur, α et β définissent les proportions du mur correspondant à l'état limite ultime du mur.

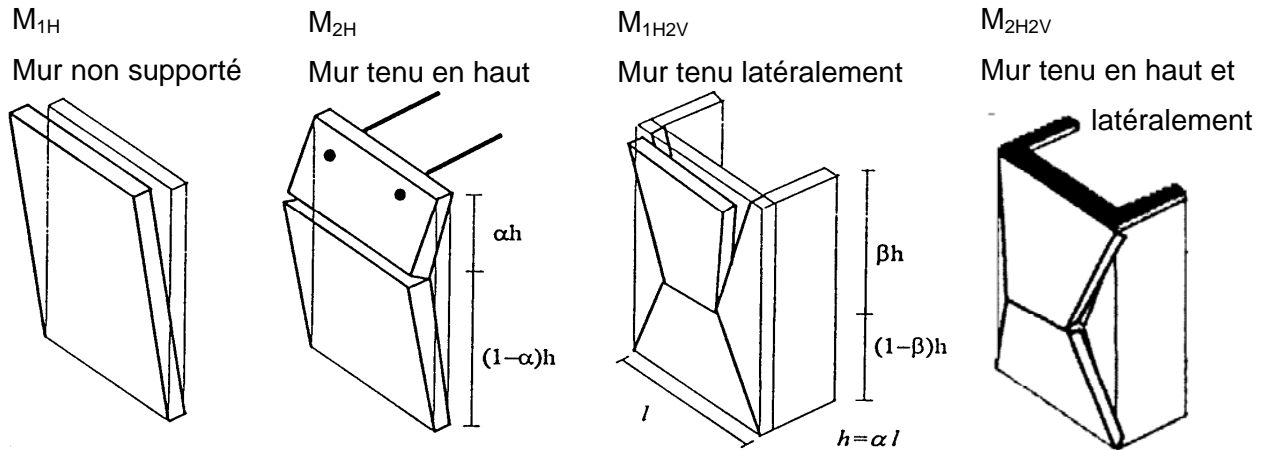


Figure 4.2.1. Mécanismes hors plan pour différentes conditions de liaison des murs (D'Alaya et al., 1997)

Tableau 9. Accélération limite de basculement en fonction des liaisons du mur.

	M_{1H} Mur posé	M_{2H} Mur posé en bas et tenu en haut	M_{1H2V} Mur posé et tenu latéralement	M_{2H2V} Mur tenu sur les 4 côtés
M_R Moment de rappel	$\frac{tmg}{2}$	$\frac{tmg}{(1-\alpha)}$	$tmg(1-\beta)$	$tmg(1-\beta)$
Accélération limite A	$\frac{tg}{h}$	$\frac{2tg}{h(1-\alpha)}$	$12 \frac{tg}{h} \frac{(1-\beta)}{(3-2\beta)}$	$12 \frac{tg}{h} \frac{(1+\beta)}{(3-2\beta)}$

L'examen du Tableau 5 montre que les conditions de bord changent de façon majeure les résistances. Pour $\alpha = \beta = 0,5$, on trouve :

$$\frac{a_{ult.M2H}}{a_{ult.M1H}} = 4 \qquad \frac{a_{ult.M1H2V}}{a_{ult.M1H}} = 6 \qquad \frac{a_{ult.M2H2V}}{a_{ult.M1H}} = 18$$

On déduit de façon évidente de ces valeurs que les conditions de liaison de type M_{1H} (c'est à dire l'absence de liaison verticale efficace sur la hauteur du mur et l'absence de liaison aux diaphragmes horizontaux) sont à éviter absolument, car elles correspondent à un risque élevé de basculement du mur. Il faut donc en pratique assurer des liaisons (tirants, poutres de chaînage entre parois verticales et horizontales), si on veut conférer un caractère antisismique à une construction.

On voit, en particulier, que:

- un mur bien liaisonné sur 4 bords est 3 fois plus résistant aux actions qui lui sont perpendiculaires qu'un mur bien liaisonné sur 3 bords ($18/6 = 3$)
- un mur bien liaisonné sur 3 bords est 1,5 fois plus résistant qu'un mur seulement posé ($6/4 = 1,5$)

4.3 DONNEES QUANTITATIVES RELATIVES A LA STABILITE DES MAÇONNERIES SOLLICITEES DANS LEUR PLAN

Dans un mur soumis à des forces verticales et horizontales dans son plan, on peut observer plusieurs types de rupture, représentés aux Figures 4.3.1 et 4.3.2 :

1. Rupture de traction à la base du mur (région A). Ce type de rupture est caractérisé par des contraintes de traction perpendiculaires aux lits de mortier, avec la formation d'une fissure horizontale et par voie de conséquence un glissement horizontal le long du joint. Cela se produit pour un rapport charges verticales sur charges horizontales assez faible (résultante faiblement inclinée sur l'horizontale).
2. Rupture de flexion à l'autre extrémité du mur (région B) – excès de compression. On voit apparaître des fissures dans la région B, l'excès de cisaillement étant repris par de la compression. La ruine du mur a lieu par basculement du mur et/ou écrasement du béton au coin inférieur comprimé. Cela se produit si la contrainte de compression dépasse la résistance et, en général, pour de grand rapport hauteur sur largeur de mur (résultante proche de la verticale).
3. Rupture de cisaillement (région C). Ce type de rupture est caractérisé par la formation d'une bielle de compression inclinée et de fissures diagonales perpendiculaires à cette bielle, qui résultent de l'existence de tractions orientées suivant la diagonale AD. Elle se produit si la résistance en traction du mur est faible et, en général, pour un rapport hauteur sur largeur de mur faible.

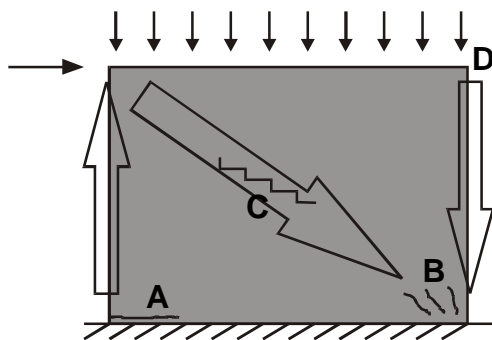


Figure 4.3.1. Fissurations possibles d'un mur cisailé et transfert d'efforts

Les données quantitatives données au Tableau 6 considèrent le troisième mécanisme de rupture de la Figure 4.3.2, représenté de manière plus détaillée à la Figure 4.3.3.

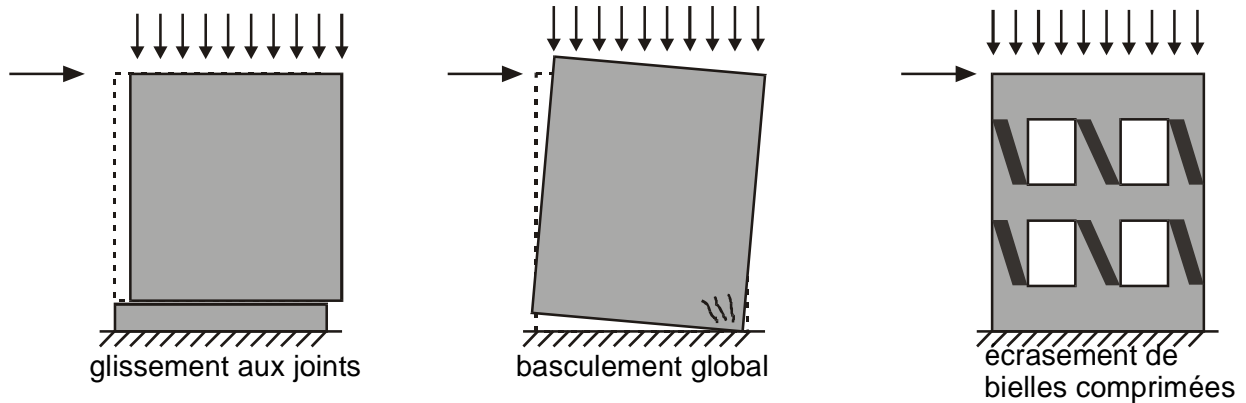


Figure 4.3.2. Mécanismes de rupture d'une maçonnerie dans son plan

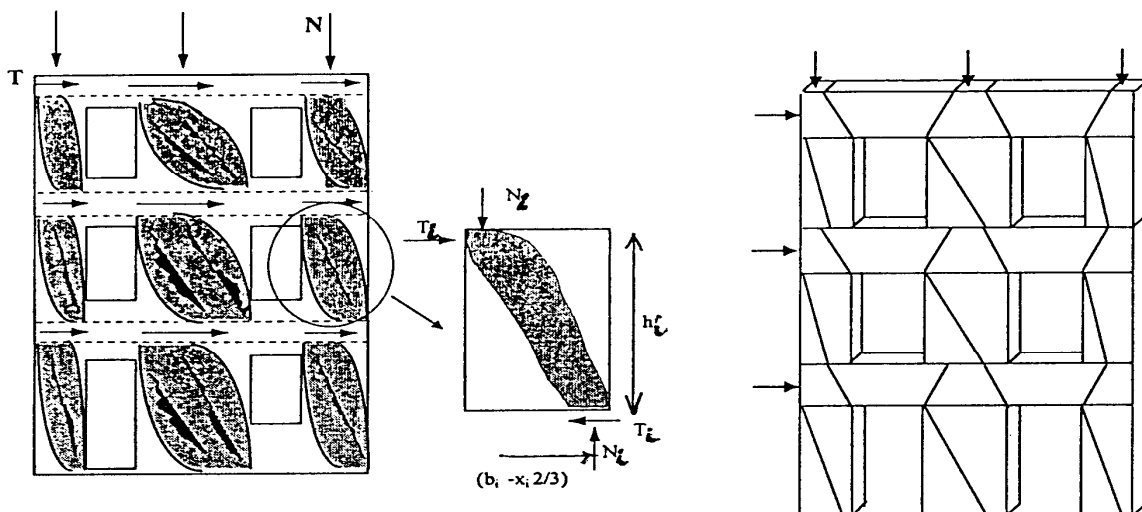


Figure 4.3.3. Distribution des forces dans des murs en maçonnerie (D'Alaya et al., 1997)

La résistance d'une construction en maçonnerie est d'abord apportée par la résistance en compression que ce matériau peut offrir, car la résistance en traction des maçonneries non armées est négligeable. En se basant sur cette seule résistance en compression, on peut développer des bielles comprimées dans chaque mur, sur la hauteur d'un étage, cf. Figure 45, si les conditions suivantes sont respectées :

- les linteaux entre ouvertures de la maçonnerie et les planchers associés à ces linteaux doivent être capables d'assurer le report des forces développées dans les bielles de

compression des maçonneries ; cette capacité peut demander une résistance en traction, en particulier quand l'immeuble comporte de nombreux niveaux, afin de constituer dans le mur un véritable mécanisme en treillis ;

- le mécanisme en treillis, pour fonctionner, implique l'existence d'une membrure (verticale) reprenant des forces de traction ; en l'absence d'éléments structurels verticaux de bord de fenêtre résistant à la traction, les forces de traction de ce mécanisme en treillis doivent rester inférieures à la compression créée dans le mur par le transfert des forces de gravité ; on peut traduire cette condition par le refus d'une situation de renversement d'un panneau de maçonnerie à un étage donné, soit pour un panneau de hauteur h et de longueur l :

$$\frac{a}{g} \leq \frac{l/3}{h} \quad (1)$$

Cette condition fixe des limites d'élançement reprises en détails au Tableau 6.

Tableau 10. Élançement limite du mur en fonction de l'accélération maximale au sol

a/g	h/l
0,3	1,1
0,2	1,7
0,1	3,3
0,05	6,7

a est l'accélération maximale du sol ($a_g S$) et les valeurs de l'élançement limite sont obtenues en faisant l'hypothèse d'un comportement parfaitement rigide de la construction et que les charges verticales et horizontales sont proportionnelles dans chaque pan de mur.

- il ne faut pas qu'il y ait glissement relatif dans un panneau du mur ou à la limite entre un panneau du mur et un plan d'étage ; ce glissement est empêché par le seul frottement et il faut donc :

$$\frac{a}{g} \leq \mu \quad (2) \quad \mu : \text{coefficient de frottement}$$

Il est possible, en se basant sur les inéquations précédentes, d'établir les conditions à vérifier à chaque niveau d'un bâtiment multiétagé afin qu'il supporte sans problème un tremblement de terre donné. Ces conditions portent sur la géométrie des panneaux en maçonnerie et la résistance en traction des niveaux d'étages

Si une construction traditionnelle en maçonnerie n'est pas capable d'assurer le fonctionnement en treillis décrit plus haut, parce que des tractions trop importantes sont développées dans les éléments verticaux ou horizontaux du treillis, on peut renforcer cette construction et y réaliser des "chaînages" horizontaux et verticaux. Le rôle des chaînages est de constituer les barres du treillis décrit plus haut, qui sont nécessaires au fonctionnement structurel du mur. Le rôle de ces chaînages est alors structurellement essentiel et bien plus important que le rôle de moyen d'accrochage entre un mur et un diaphragme défini au paragraphe précédent.

Enfin, il faut mettre l'accent sur le fait que la résistance d'une maçonnerie à une action horizontale donnée appliquée dans son plan est élevée si l'effort vertical appliqué par le poids de la construction y est élevé, car les conditions (1) et (2) ci-dessus sont directement dépendante de g . On retrouve cette observation dans la règle de calcul de la résistance au cisaillement des maçonneries (cf. Eurocode 6 (prEN1996-1-1, 2001), paragraphe 6.2) qui indique que seule la partie du mur L_c comprimée par la flexion peut être considérée dans l'évaluation de la résistance au cisaillement.

5 RÈGLES EXISTANTES CONTRIBUANT AU CARACTÈRE PARASISMIQUE DES CONSTRUCTIONS SIMPLES.

5.1 RÈGLES NON PARASISMIQUES CONTRIBUANT AU CARACTÈRE PARASISMIQUE DE CONSTRUCTIONS SIMPLES

Construire parasismique suppose d'abord le respect des règles de conception, de calcul et d'exécution propres aux situations non sismiques, car l'expérience montre que les ouvrages de conception saine et respectant les règles normales de construction ont des chances de supporter convenablement des secousses sismiques faibles à modérées.

La norme Eurocode 6 et son Document d'Application Nationale DAN belge, ainsi que la NBN B24-401 sont des codes en vigueur pour l'exécution des maçonneries. L'Eurocode 2 est le code en vigueur pour l'exécution des structures en béton armé. Rappelons-en des éléments, utiles dans le contexte des projets parasismiques.

5.1.1 L'Eurocode 6 (pr EN 1996-1-1, 2001)

L'Eurocode 6 contient en particulier les clauses suivantes qui, ont une utilité dans le contexte de la résistance sismique des structures.

Le paragraphe 3.6.2 fournit les éléments nécessaires au calcul de la résistance au cisaillement des maçonneries.

Le paragraphe 3.6.3 fournit les éléments nécessaires au calcul de la résistance en flexion des maçonneries non armées. Cf. Figure 5.1.1

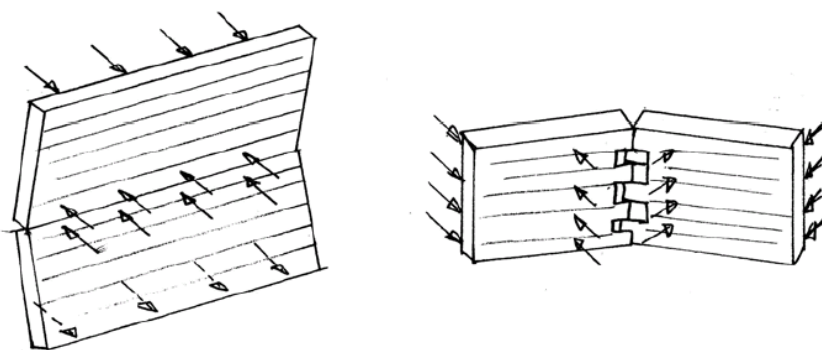


Figure 5.1.1. Sollicitations de flexion des maçonneries (pr EN 1996-1-1, 2001)

Le paragraphe 3.6.4 permet le calcul des longueurs d'ancrage des barres d'acier éventuellement nécessaires à la reprise des tractions.

Le paragraphe 3.7 donne les propriétés de déformations des maçonneries nécessaires à des analyses détaillées comme celles pratiquées dans l'étude actuelle.

Le paragraphe 5.5.2. définit le mode de calcul des murs cisailés, en particulier comment il faut définir une section de calcul comportant une "âme", qui est le mur cisailé, et des "semelles", qui sont des parties définies (largeur collaborante) des murs perpendiculaires au mur "âme". Les limites à l'analyse demandant la prise en compte des déformations de cisaillement sont précisées.

Le paragraphe 5.5.3 définit le mode de calcul des sollicitations dans les murs soumis à des charges qui lui sont perpendiculaires. Ceci correspond exactement à la situation sismique. Des tables (Annexe D) permettent le calcul des sollicitations sous une force appliquée de distribution uniforme, pour différentes conditions de liaisons aux limites des murs. Dans les cas de parois de géométrie particulière, référence est faite à l'usage possible de méthodes particulières d'analyse des plaques (lignes de flexion plastique type Johanssen, éléments finis) ou de solutions de type "borne inférieure" où un panneau entier est divisé en sous éléments dont on sous-estime les conditions de liaison à la structure environnante.

Le paragraphe 6.1 définit les vérifications des murs soumis à des actions verticales, notamment contre le risque de flambement. L'Eurocode 6 ne fixe plus explicitement des épaisseurs limites de murs, celles-ci devant résulter des vérifications au flambement. Dans ces vérifications, la présence de murs "raidisseurs" perpendiculaires au mur analysé joue un rôle important. Des conditions sont définies pour que ces raidisseurs soient efficaces (longueur $> 1/5$ de la hauteur d'étage, épaisseur $> 0,3$ épaisseur de mur à raidir + des conditions relatives aux ouvertures dans les murs raidisseur). L'entre distance L de ces raidisseurs ne peut pas être trop grande si on veut qu'ils soient efficaces ($L < 30$ épaisseur du mur raidi entre 2 raidisseurs, $L < 15$ épaisseur, si le mur a un bord libre). Si le mur comporte des ouvertures qui l'affaiblissent, il faut considérer soit une épaisseur de calcul réduite, soit qu'il existe en bord libre à l'endroit de l'ouverture.

Le paragraphe 6.1.5 définit le calcul de l'épaisseur efficace des murs. Ce calcul tient compte de la présence de raidisseur (influence positive, coefficient $k > 1$), de la constitution du mur (simple peau, double peau). Une méthode d'analyse pour les cas d'applications de charges concentrées est proposée.

Le paragraphe 6.2 définit les vérifications de résistance des murs cisailés. Seule la partie du mur L_c comprimée par la flexion peut être considérée dans l'évaluation de la résistance au cisaillement.

Le paragraphe 6.3 définit les vérifications en résistance des murs fléchis.

Le calcul des liaisons de mur à mur reprenant la traction est défini en 6.3.3. En particulier, les conditions de vérifications de murs pour lesquels on compte sur un effet voûte pour la reprise des forces transversales qui lui sont appliquées sont définies en 6.3.2. Ces relations

permettent en fait d'évaluer les tractions impliquées dans les murs "raidisseurs" dans le cas d'action orientée vers ces murs et les tractions résultant d'un effet caténaire dans le mur lui-même, dans le cas d'une action orientée vers l'extérieur.

Le paragraphe 6.3.4 définit la résistance des murs chargés axialement (verticalement) à des charges qui sont perpendiculaires au mur. La méthode est applicable si l'élançement du mur est inférieur à 20.

Le paragraphe 6.4 définit le mode de calcul des maçonneries armées.

La partie 8 de l'Eurocode 6 définit les détails des maçonneries, notamment pour les armatures de renfort (8.2) et les liaisons entre murs (8.5.2), ainsi qu'entre murs et planchers ou mur et toit (8.5.1).

Les Annexes de l'Eurocode 6 traitent aussi de problèmes liés au contexte sismique, en particulier l'Annexe D, déjà mentionnée, qui donne des Tables de calcul des sollicitations dans des murs soumis à des charges transversales, et l'Annexe G, qui définit des limites de longueur et largeur des murs en fonction de leur épaisseur.

5.1.2 Le DAN belge de la version ENV de l'Eurocode 6 (NBN ENV 1996-1-1 NAD, 2002)

D'autres documents normatifs que l'Eurocode 6 apportent encore des informations utiles dans le contexte de la résistance sismique des constructions. C'est le cas du DAN (Document d'Application Nationale) belge associé à l'ancienne version (ENV) de l'Eurocode 6.

L'Annexe D du DAN définit l'exécution adéquate des jonctions et croisements de murs, dont on connaît l'importance dans le contexte sismique, pour la reprise du cisaillement vertical qui apparaît sur les sections horizontales appliquées au bâtiment. L'Annexe D du DAN belge définit explicitement les jonctions et présente une série de schémas constructifs utiles – cf. les exemples des Figures ci-dessous.

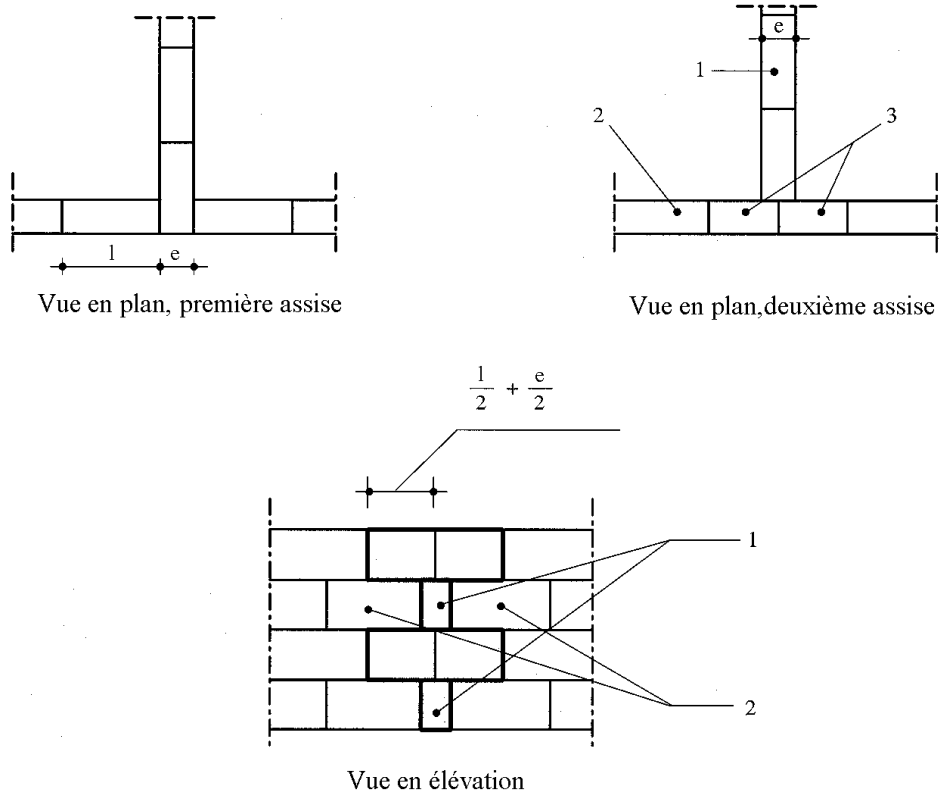


Figure 5.1.2. Jonction de 2 murs en matériaux facilement sciables (NBN ENV 1996-1-1 NAD, 2002)

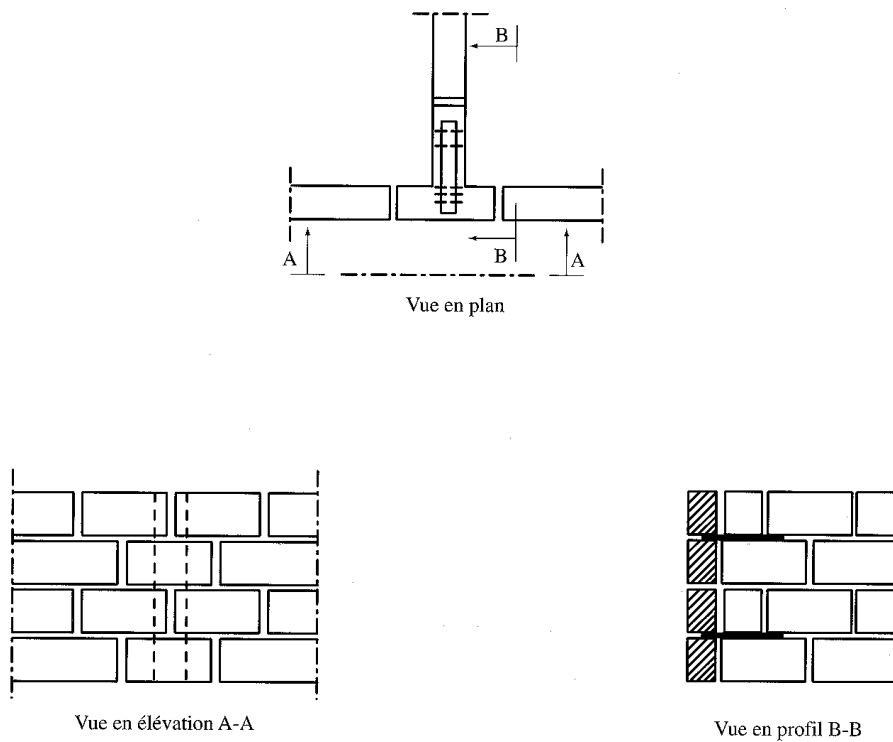


Figure 5.1.3. Jonction de 2 murs en matériaux facilement clouables. Fer feuillards 30 X 0,5 mm cloué avec clous galvanisés tous les 2 tas. (NBN ENV 1996-1-1 NAD, 2002)

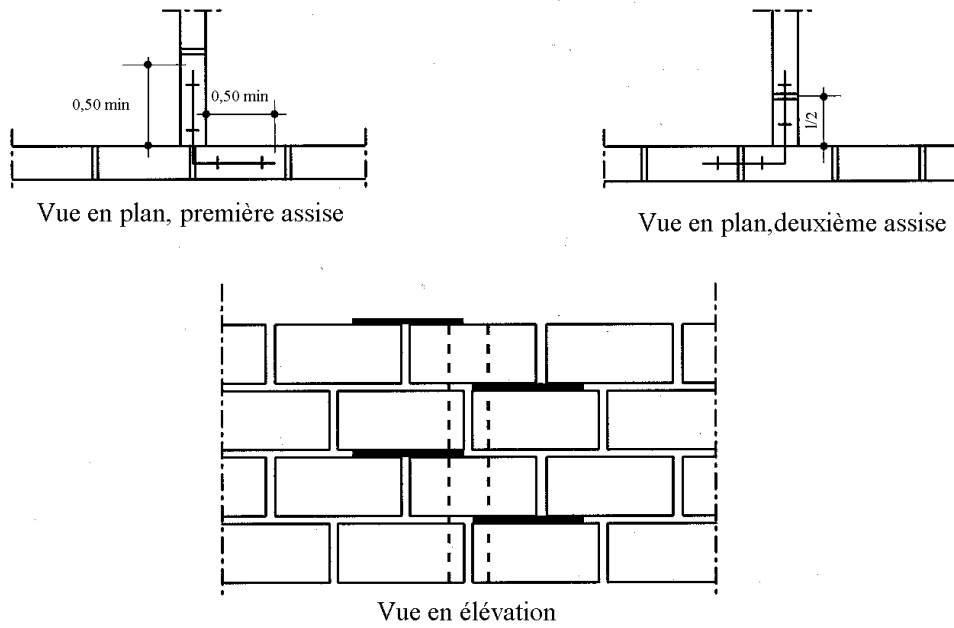


Figure 5.1.4. Jonction d'un mur porteur et d'une cloison en matériaux facilement clouables. Armature de ϕ 6mm clouées pliées à gauche et à droite. (NBN ENV 1996-1-1 NAD, 2002)

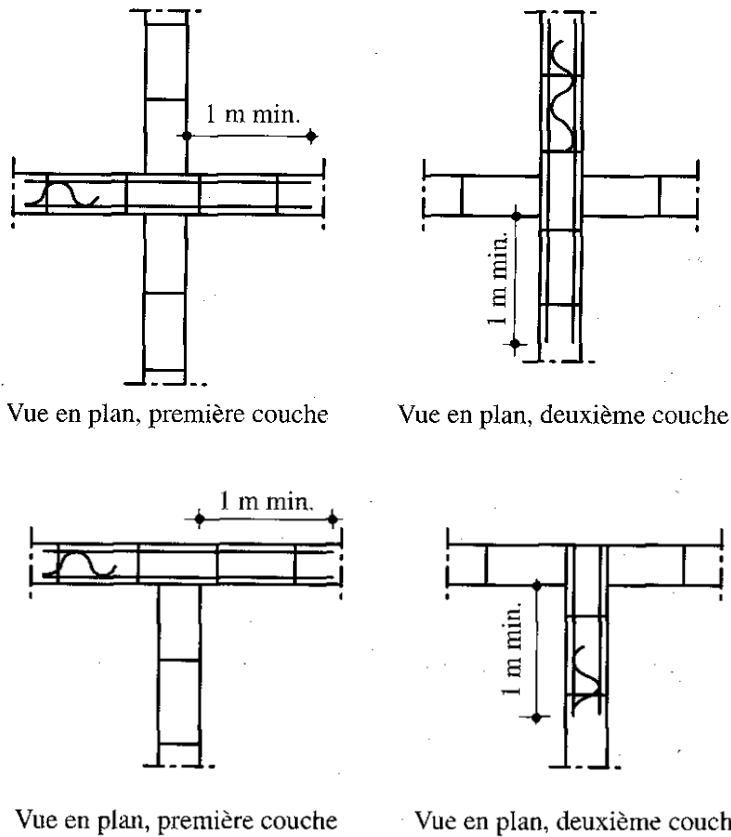


Figure 5.1.5. Jonction de 2 murs en matériaux non sciés. Armatures dans les joints d'assise. (NBN ENV 1996-1-1 NAD, 2002)

Le DAN belge est encore explicite à propos de la disposition des crochets dans les murs creux, dont on sait la large utilisation en Belgique, cf. schémas de la NBN B24 ci après, ainsi qu'à propos des joints de mouvements, dont on discute les problèmes plus loin.

5.1.3 La norme NBN B24-401 (1981)

La norme NBN B24-401 est encore en vigueur en Belgique pour quelques temps, en parallèle à l'Eurocode 6, version EN, qui deviendra finalement le seul Document de référence. La norme NBN B24-401 contient également des éléments d'information qu'il est utile de rappeler.

Épaisseur minimale des murs porteurs

Un mur de cave contre terre a au moins 0,29 m. d'épaisseur. Si la hauteur du mur dépasse 2,50 m et si la longueur dépasse 5,0 m, l'épaisseur du mur doit être justifiée par un calcul.

Les murs de fondation ont une épaisseur égale au mur d'élévation augmentée de 5 cm.

En général, un mur d'élévation a au moins 19 cm. Cependant, dans les bâtiments comportant un rez-de-chaussée et un étage, les murs intérieurs peuvent être réalisés en 14 cm et pour les bâtiments ne comportant qu'un rez, les murs extérieurs peuvent être réalisés en 14 cm et les murs intérieurs en 9 cm.

Les cloisons (non-portantes) ont une épaisseur au moins égale à la hauteur divisée par 36.

Les murs porteurs ont une épaisseur au moins égale à la hauteur divisée par 30, ou à la distance entre raidisseurs divisée par 20. Si ces conditions ne sont pas respectées, il y a lieu de galander la maçonnerie. Pour les murs doubles, seule la plus grande épaisseur est prise en compte pour les calculs de résistance. La longueur d'un mur porteur doit atteindre au moins 3 x l'épaisseur ou 2 modules de blocs ou 80 cm.

Joints

L'épaisseur du joint est de 10 à 12 mm en s'adaptant à la dimension des blocs et respectant la coordination modulaire.

Appareillage

Aux croisements et aux jonctions, il faut que l'appareillage assure une bonne liaison.

Chaînages horizontaux

La présence de ces chaînages horizontaux n'est pas imposée pour les bâtiments ne dépassant pas les 2 niveaux sur rez. (NBN B24-301, 1980)

Si le plancher est réalisé en béton coulé sur place, il peut remplir la fonction de chaînage. Si le plancher est préfabriqué, le chaînage est nécessaire lorsque :

- les murs présentent de nombreuses ouvertures : dans ce cas il est utile de remplacer les linteaux par des poutres continues ;
- les blocs sont constitués par un matériau fragile ;
- des tassements différentiels sont à craindre.

La section de la poutre de chaînage a des dimensions (largeurs, hauteur) multiples d'un matériau. Le chaînage étant sollicité en traction doit contenir une armature de section au moins égale à 0,07 % de la section de béton. (condition de non-fragilité). Aux angles, il faut veiller à bien liasonner les barres d'armatures (nœuds fermés).

Appui des planchers

La largeur de l'appui du plancher sur un mur doit être compatible avec la stabilité du mur et du plancher. Pour les murs creux extérieurs, le plancher s'appuie sur toute l'épaisseur du mur porteur intérieur. Pour les murs intérieurs, la profondeur d'appui des planchers sur les murs n'est pas inférieure à la moitié de l'épaisseur des planchers, avec un minimum de 7 cm.

En outre, il est conseillé d'assurer la continuité des planchers situés de part et d'autre du mur, soit par le poids du mur supérieur, soit par des armatures placées dans la chape de répartition, ou dans les joints.

Jonction des murs

A la rencontre de 2 murs, il faut assurer la continuité de l'appareil au-delà du point de jonction. On peut aussi assurer la liaison par des armatures dans les joints horizontaux avec une longueur d'ancrage de 1 mètre.

Liaison cloison - structure

Il faut toujours craindre un décollement entre une cloison et la structure à cause de la différence de comportement des matériaux. En outre, il faut assurer le libre mouvement de la structure par rapport à la cloison tout en conservant les performances de la cloison (stabilité, isolation).

Trumeaux

Si leur largeur est faible, inférieure à 3 fois l'épaisseur, les trumeaux sont à calculer comme colonnes. La largeur des trumeaux doit au moins être le double de la longueur du matériau, avec 80 cm au minimum pour les matériaux dont la résistance caractéristique en compression est inférieure à 10 N/mm².

Murs Doubles

Le liaisonnement du parement en briques au mur porteur en blocs est assuré par des crochets « mursec ». La Norme de référence est la NBN B24-001 (1980).

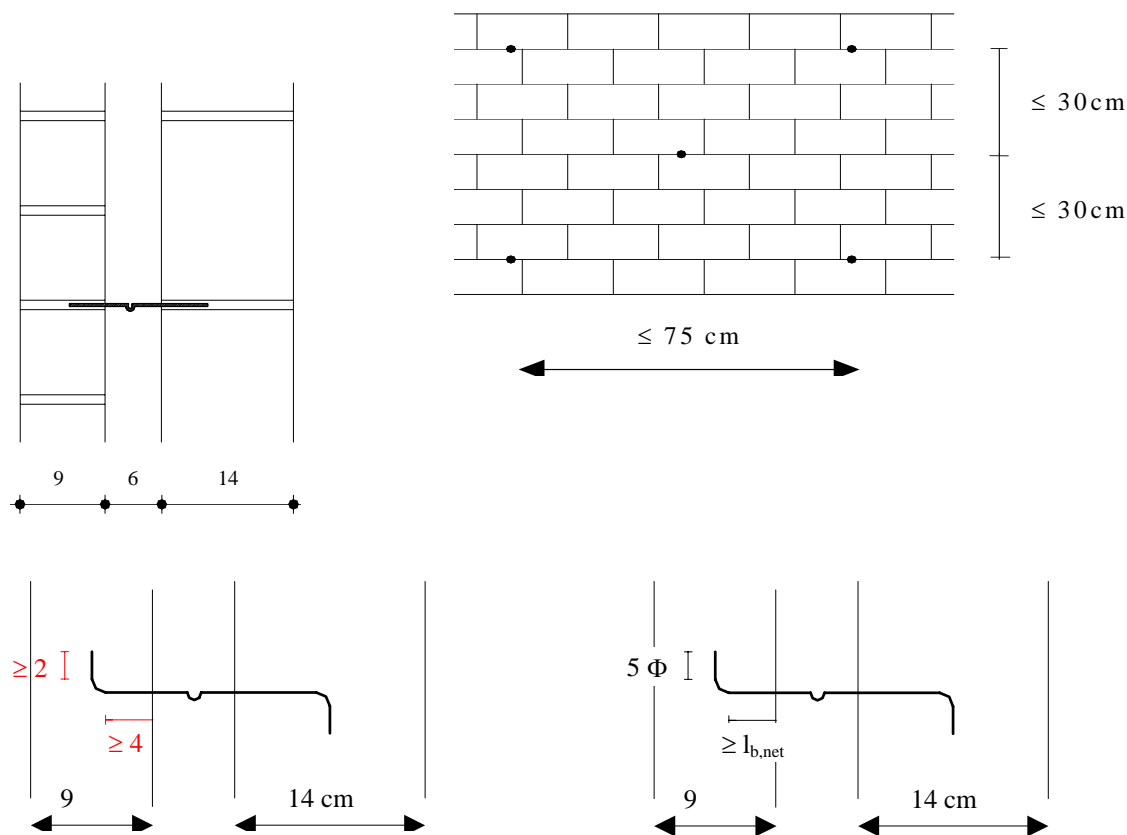


Figure 5.1.6. Liaisonnement du parement en briques au mur porteur

Les parois doivent être mécaniquement liées par des attaches métalliques non corrodables (zinc, acier inoxydable, acier galvanisé, alliage de cuivre, etc.) disposées en quinconce tous les 75 cm horizontalement et tous les 30 cm verticalement. Les attaches sont généralement réalisées en fils ronds de 4 mm de diamètre, pliés en forme de Z et muni d'un casse goutte. Il est important d'assurer un bon enrobage des attaches dans le lit de mortier.

Les Recommandations de la NBN B24-001, similaires à celles de l'Eurocode 6, sont:

- 5 crochets par m²
- A proximité des baies, placer quelques crochets supplémentaires.
- acier lisse $\Rightarrow f_{yd} = 191 \text{ N/mm}^2$

5.1.4 L'Eurocode 2 (prEN 1992-1, 2001)

L'Eurocode 2 donne des règles quantitatives pour le dimensionnement de chaînages. Les chaînages assurent l'hyperstaticité du système plancher-support et servent à la reprise d'efforts accidentels non calculés pour éviter la ruine globale due à un dommage local. La Figure 5.1.7 définit trois types de chaînages horizontaux :

1. les chaînages horizontaux à colonnes ou à parois
2. les chaînages internes
3. le chaînage périphérique

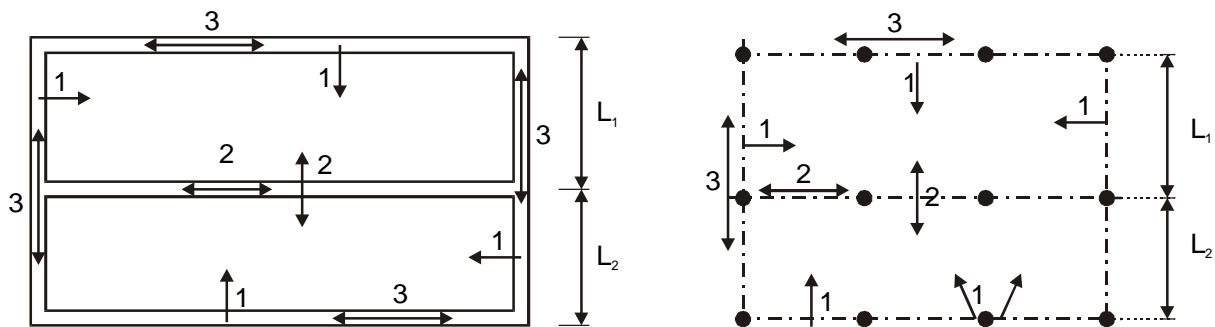


Figure 5.1.7. Armatures de chaînages

Les sections minimales d'armatures de chaînage peuvent être calculées comme suit :

1. Aux appuis d'extrémités des hourdis, perpendiculairement au mur et aux droits des rives latérales des hourdis, perpendiculairement au mur :

$$F_{\text{chaînage}} \geq 20 \text{ kN/m}$$

2. Aux appuis intermédiaires des hourdis, perpendiculairement et parallèlement au mur :

-pour des chaînages répartis par mètre courant : $F_{\text{chaînage}} \geq 20 \text{ kN/m}$

-pour des chaînages groupés : $F_{\text{chaînage}} = (L_1 + L_2) / 2 \times 20 \text{ kN} \geq 70 \text{ kN}$

avec L_1 et L_2 = portée des planchers de part et d'autre de la poutre ou du mur

3. Dans le sens périphériques des appuis (murs) :

$$F_{\text{chaînage}} = L_i \times 10 \text{ kN/m} \geq 70 \text{ kN}, \quad \text{avec } L_i = \text{portée de la travée de rive}$$

On renvoie à la NIT 223 (CSTC, 2002) où des dispositions pratiques (détails et réalisation) sont explicitées en fonction du type de plancher utilisé.

5.2 RÈGLES SPÉCIFIQUES AUX CONSTRUCTIONS SIMPLES EN ZONE SISMIQUE

Références étrangères et situation belge.

Des règles spécifiques aux constructions non ingénierées édifiées en zone sismique existent dans divers pays. L'Eurocode 8 est un code européen unifié, qui sera d'application générale en Europe et il est important de le considérer en détail car il constitue le futur règlement belge.

On n'examine qu'un seul autre code, la norme française NF P06-14, car les situations sismiques française et belge sont comparables et parce que ces règles sont spécifiques aux constructions simples. On ne trouve pas de développements similaires dans les autres normes nationales.

5.2.1 L'Eurocode 8.

L'Eurocode 8 existe en version Norme Provisoire (ENV) depuis 1994. Cette version ENV est actuellement en cours de transformation en une norme "définitive" Euronorm ou EN. Ce document deviendra une Norme en vigueur en Belgique. La version EN sera révisée/complétée tous les 5 ans. L'Eurocode 8 couvre tous les niveaux sismiques possibles en Europe.

Pour les maçonneries non armées, qui constituent le cas général pour les constructions non ingénierées, on trouve dans la prénorme EN (prEN1998-1-3, 2002) les indications spécifiques suivantes.

Les éléments maçonnés doivent appartenir au groupe 1 et 2 de l'Eurocode 6, ce qui correspond à une limitation des pourcentages de trous dans les briques ou blocs.

La résistance minimale des éléments est 4 N/mm² perpendiculairement aux joints horizontaux et 2 N/mm² parallèlement aux joints. Les joints verticaux doivent être remplis de mortier. Le facteur de comportement q vaut au maximum 2,5.

Les bâtiments en maçonnerie sont composés de murs et de planchers reliés dans les 2 directions horizontales et verticalement. Les connexions doivent consister en fixations métalliques ou en poutres de ceinture. Aucune résistance requise n'est définie. Tous les types de planchers sont admissibles, à condition qu'ils constituent des diaphragmes continus. Des murs résistant au cisaillement horizontal doivent être présents dans deux directions au moins et ils doivent satisfaire à des conditions définies au Tableau 7 (Tableau 9.2, prEN1998-1-3, 2002). Les lignes 1, 2 et 3 du Tableau 5 concernent particulièrement le contexte belge.

Tableau 17 (9.2). Exigences géométriques pour les murs cisailés.

Type de maçonnerie	$t_{ef,min}$ (mm)	$(h_{ef}/t_{ef})_{max}$	$(l/h)_{min}$
non armée, avec des éléments en pierre naturelle	350	9	0,5
non armée, avec tout autre type d'éléments (briques ou blocs)	240	12	0,4
non armée, avec tout autre type d'éléments, en zone de faible sismicité	170	15	0,35
Maçonnerie confinée	240	15	0,3
Maçonnerie armée	240	15	pas de restriction

Signification des symboles utilisés :

t_{ef} épaisseur du mur (voir prEN1996-1-1, 2002),
 h_{ef} hauteur effective du mur (voir prEN1996-1-1, 2002),
 h la plus grande hauteur des ouvertures adjacentes au mur,
 l longueur du mur

Les maçonneries non armées ne sont pas admises pour les bâtiments de plus de 2 niveaux dans les zones où l'accélération $a_g \geq 0,3$ g.

Des règles spécifiques sont proposées pour les bâtiments "simples". Il s'agit de ceux appartenant à la catégorie d'importance III ou IV (coefficient d'importance $\gamma_I = 1$ ou 0,8) qui respectent les conditions suivantes.

Le rapport longueur/largeur du bâtiment est supérieur à 0,25. Les murs sont disposés approximativement de manière symétrique. Il y a au minimum 2 murs parallèles dans les deux directions principales. La longueur de chacun de ces murs n'est pas inférieure à 30% de la longueur du bâtiment et la distance entre ces murs n'est pas inférieure à 75 % de la largeur du bâtiment dans la direction perpendiculaire aux murs. Les murs cisailés reprennent 75% des charges verticales. Ils sont continus de haut en bas de la structure.

Dans les zones faiblement sismiques, la longueur des murs cisailés requise peut être constituée d'une somme de longueurs de murs séparés par des ouvertures, mais au moins un de ces murs doit avoir une longueur supérieure à 2 fois la valeur de l/h du Tableau 9.2, soit 0,7 fois la hauteur d'une ouverture.

Les résistances offertes dans les deux directions principales ne devraient pas être trop différentes. La longueur libre d'un mur entre deux intersections avec des murs perpendiculaires ne devrait pas être supérieure à 7 m.

En particulier, les sections des murs non armés doivent se conformer aux règles suivantes reprises au Tableau 8 (Tableau 9.3, prEN1998-1-3, 2002).

Tableau 18 (9.3): Valeur recommandée du nombre de niveaux autorisé au dessus du sol et section minimale de murs de cisaillement dans les "structures simples" en maçonnerie.

Accélération de dimensionnement à la fondation $a_g \cdot S$		$\leq 0,07\text{-g}$	$\leq 0,10\text{-g}$	$\leq 0,15\text{-g}$	$\leq 0,20\text{-g}$
Type de maçonnerie	Nombre de niveaux	Somme minimale des sections droites de murs de cisaillement horizontaux dans toutes les directions, en pourcentage de la surface totale de plancher au dessus du niveau considéré*			
Maçonnerie non armée avec $f_b^{***} \geq 12 \text{ MPa}$	1	2,0 %	2,0 %	3,5 %	6,0 %
	2	2,0 %	2,5 %	5,0 %	n/a
	3	3,0 %	5,0 %	n/a	n/a
	4	5,0 %	n/a**	n/a	n/a
Maçonnerie confinée	2	2,0%	2,5%	3,0%	3,5%
	3	2,0%	3,0%	4,0%	n/a
	4	4,0%	5,0%	n/a	n/a
	5	6,0%	n/a	n/a	n/a
Maçonnerie armée	2	2,0%	2,0%	2,0%	3,5%
	3	2,0%	2,0%	3,0%	5,0%
	4	3,0%	4,0%	5,0%	n/a
	5	4,0%	5,0%	n/a	n/a

* Pour des bâtiments à 1 ou 2 niveaux entiers, l'espace du toit est autorisé au dessus de l'étage.

** n/a signifie inacceptable

*** f_b est la résistance à la compression des unités (briques ou blocs) constituant la maçonnerie (voir prEN1996-1-1, 2002)

Selon ce tableau, dans des régions comme Liège ou Mons (zone 2) où l'on a $a_g \cdot S > 0.15 \text{ g}$, on ne pourrait construire en maçonnerie non armée (traditionnelle) que des bungalows. Or l'étude réalisée dans le cadre de la recherche SSTC (Plumier et al., 2002), ainsi que des

essais en vraie grandeur effectués sur table à secousses, n'indiquent pas de résultats aussi catastrophiques. Le Document d'Application National à paraître devrait en tenir compte et modifier le tableau en y insérant des valeurs plus appropriées à la situation belge.

5.2.2 La norme française NF P06-14 (1995, 2001)

Pour un pays de faible sismicité, il est opportun de se référer aux documents récents relatifs à des pays de sismicité faible à modérée. Seule la norme française NF P06-14 de mars 1995 "Règles de construction parasismique -Construction parasismique des maisons individuelles et des bâtiments assimilés" correspond à ce souhait.

Les règles qu'elle contient s'appliquent aux constructions d'importance modérée (Classe B) dans les zones Ia, Ib, et II. L'accélération la plus faible est celle de la zone Ia, où on a : $PGA = a_g = 1,25 \text{ m/s}^2$.

Tableau 19. Comparaison des accélérations a_g au rocher entre la NF P.06.14 et le DAN EC8

	France	Belgique
	Construction de classe B	
	Norme NF. P.06.14	DAN EC8
PGA = a_g	zone Ia : $1,25 \text{ m/s}^2$	zone 2 : $1,00 \text{ m/s}^2$ zone 1 : $0,50 \text{ m/s}^2$

5.2.3 Conclusions de l'examen de l'Eurocode 8 et de la Norme Française NP P06-14.

Pour l'Eurocode 8 (prEN1998-1-3, 2002), les choses sont claires : aucune règle de conception parasismique n'est absolument nécessaire si la sismicité de la zone est très faible, ce qui correspond à $a_g < 0,04 \text{ g}$ ou $a_g \leq 0,05 \text{ g}$.

Compte tenu de la carte sismique de la Belgique, cf. Figure 2.2.1, l'application de règles parasismiques se justifie en zone 2 et, très souvent, en zone 1.

- Zone sismique 0 : Pas d'accélération significative
- Zone sismique 1 : $PGA = a_g = 0.05 \text{ g}$ (0.50 m/s^2)
 - $a_g S$ max courant (sol C, $S = 1,5$) = $0,075 \text{ g}$
 - $a_g S$ max max (sol D, $S = 1,8$) = $0,090 \text{ g}$
- Zone sismique 2 : $PGA = a_g = 0.10 \text{ g}$ (1.00 m/s^2)
 - $a_g S$ max courant (sol C, $S = 1,5$) = $0,15 \text{ g}$
 - $a_g S$ max max (sol D, $S = 1,8$) = $0,18 \text{ g}$

Au sens de la Norme Française NP P06 – 14, par contre, la séismicité des zones belges 1 et 2 n'impliquerait pas l'obligation d'effectuer un projet parasismique et, en particulier, ne demanderait pas de vérifier les règles simplifiées de la NP P06 – 14. On ne devrait donc pas appliquer les modes de constructions particuliers qui sont prescrits dans ce document, en particulier l'obligation de limiter les trumeaux par des éléments verticaux armés et l'obligation de réaliser des chaînages horizontaux aux différents niveaux de la construction : fondation, rez, étages, toiture. En fait, aucune mesure constructive parasismique ne serait obligatoire.

Cependant, l'expérience a montré que des tremblements de terre belges (Liège 1983, magnitude 4,5 à 5), de magnitude nettement inférieure à l'événement majeur qui peut être attendu dans notre pays (magnitude 6,5), étaient largement suffisants pour causer des dégâts considérables aux constructions, puisque 3000 constructions ont dû être évacuées en 1983 et que le coût des réparations s'est élevé à 75 millions d'Euro.

Ces dégâts étaient associés à des pratiques constructives classiques, assez habituelles dans notre pays, et qui n'avaient donné lieu à aucun problème sous l'action du vent.

En conclusion, on estime donc que l'application à la Belgique des prescriptions de l'Eurocode 8 se justifie et que, par contre, ne rien prescrire serait faire preuve de légèreté.

Cette conclusion est encore renforcée par la marge d'incertitude et d'imprécision associée au calcul des sollicitations sismiques. Cette marge d'imprécision atteint sans problème 50 % des valeurs tant de sollicitations que de résistance.

Toutefois, en ce qui concerne divers aspects de la résistance antisismique, l'Eurocode 8 définit des principes, mais les mesures technologiques adaptées restent à étudier. C'est en particulier le cas en ce qui concerne les liaisons prescrites entre murs, planchers et toiture:

"Les bâtiments en maçonnerie sont composés de murs et de planchers reliés dans les 2 directions horizontales et verticalement. Les connexions doivent consister en fixations métalliques ou en poutres de ceinture."

Comme il n'est pas souhaitable de définir des prescriptions qui modifieraient considérablement la pratique de construction nationale, comme ce serait le cas avec une obligation généralisée d'utilisation de poutres de ceinture, ce manuel se propose de définir des mesures adaptées et réalistes, capables d'atteindre le résultat cherché. Cette voie médiane passe par le développement des liaisons et dispositifs spécifiques qui peuvent à peu de frais, relever considérablement la résistance sismique des constructions non ingénierées.

6 DIMENSIONNEMENT DES LIAISONS MUR-MUR, MUR-DIAPHRAGME

6.1 INTRODUCTION

Ce chapitre propose des ordres de grandeur des efforts engendrés par un tremblement de terre modéré aux liaisons entre éléments porteurs qui forment la « boîte » que constitue une construction non ingénierée en maçonnerie. Ces efforts vont permettre de dimensionner les liaisons mur-mur, mur-plancher, mur-toiture de la construction pour assurer son bon comportement sous séisme « belge ».

Les valeurs des efforts de liaison reprises aux tableaux ci-dessous sont le résultat de la recherche SSTC (Plumier et al., 2002). Elles ont été obtenues à partir d'un échantillon de maisons unifamiliales réelles soumises à un spectre d'accélération calculé sur base d'une accélération a_g sur le rocher de 0.1 g (zone 2) et sur un sol assez défavorable de l'Eurocode 8, le sol de classe E (facteur $S = 1,6$), d'où des accélérations à la fondation $a_g S = 0,16$ g et des accélérations spectrales maximales de 0,27 g.

Une vue schématique des maisons étudiées est donnée à la Figure 6.1.1.

En terme des divers paramètres repris ci-dessous, l'échantillon balaie les plages de valeurs suivantes :

- pourcentage d'ouvertures : de 0 % à 63 %
- pourcentage de murs cisailés : de 1 % à 22 %
- gamme de portées des planchers : de 2 m à 8 m
- masse totale de la structure : de 133 t à 570 tonnes
- résultante de cisaillement en base : de 5 % g à 21 % g

Pour des détails concernant l'étude par éléments finis, on renvoie le lecteur au rapport de recherche complet (Plumier et al., 2002).

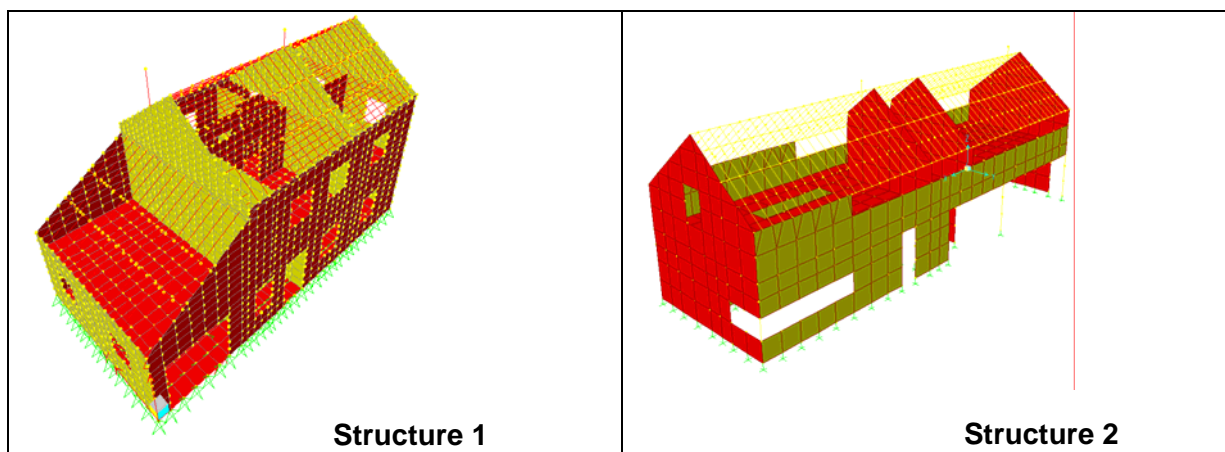


Figure 6.1.1. Maillage des maisons étudiées

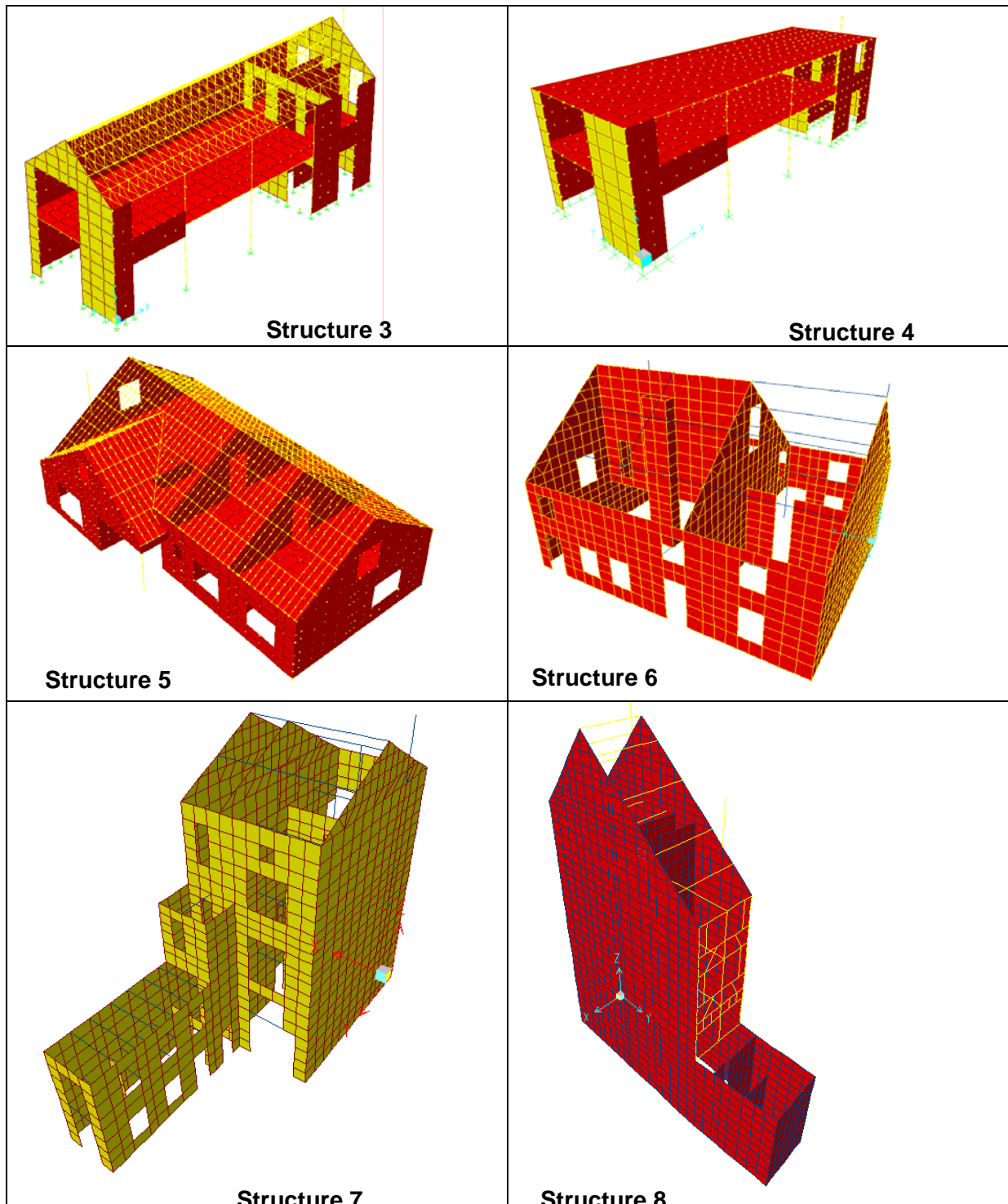


Figure 6.1.1 suite. Maillages des maisons étudiées

Le spectre d'accélération appliqué à ces structures est représenté à la Figure 6.1.2. C'est un spectre enveloppe des spectres de type 1 (champ proche) et 2 (champ lointain), les accélérations a_g des deux spectres étant égales. Il tient compte d'un facteur de comportement q égal à 1,5.

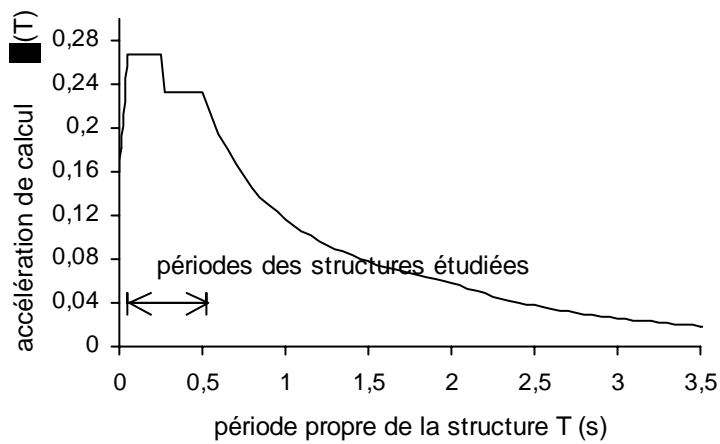


Figure 6.1.2. Spectre d'accélération de dimensionnement

La Figure 6.1.3 donne une vue de l'ensemble des liaisons traitées.

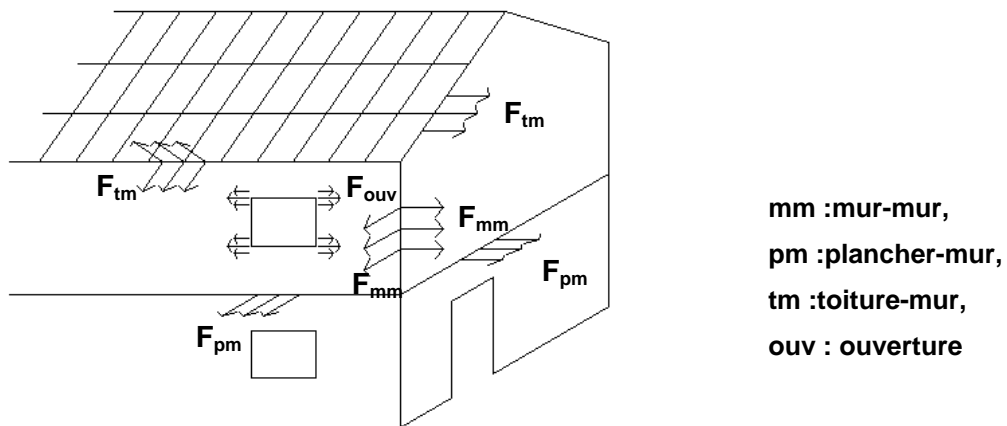


Figure 6.1.3. Représentation des différents efforts de liaisons

6.2 SOLLICITATIONS DES LIAISONS MUR-MUR

Les valeurs des efforts de liaisons mur-mur F_{mm} (cf. Figure 6.1.3) sont fonctions du degré de liaison des murs aux planchers. Ainsi, on distingue au Tableau 10 trois types de plancher et les efforts mur-mur qui y correspondent.

Tableau 29. Efforts F_{mm} aux liaisons mur-mur dans la direction perpendiculaire au mur

type de plancher	F_{mm} moyenne [kN/m]	F_{mm} pic [kN/m]
planchers diaphragmes liaisonnés sur les 4 côtés	15	30
planchers diaphragmes liaisonnés sur 2 côtés	20	80
systèmes de plancher à maîtresses poutres dans une direction, sans diaphragme	30	120

On constate que le fait de ne liaisonner le plancher que sur 2 côtés entraîne des concentrations de contraintes très importantes dans les coins des planchers, et par réactions, dans les murs. Dans ce cas, l'armaturage à prévoir dans les liaisons mur-mur est impérativement calculé sur base de l'effort moyen le long du mur et sur base de l'effort de pic à proximité de l'appui du plancher.

On conseille de toujours réaliser la liaison des planchers sur les 4 bords, afin de réduire les valeurs de F_{mm} et d'assurer un vrai comportement de la structure en boîte fermée.

Pour dimensionner la liaison, on conseille

- de considérer la valeur de pic au niveau des planchers
- de considérer la valeur moyenne partout ailleurs

6.3 SOLLICITATIONS DES LIAISONS MUR-PLANCHER

Les valeurs des efforts de liaisons mur-plancher F_{pm} (cf. Figure 6.1.3) dépendent naturellement du degré de liaison des murs aux planchers. Le Tableau 11 donne les efforts mur-plancher à considérer pour trois types de plancher.

Tableau 30. Efforts F_{pm} aux liaisons plancher-mur

type de plancher	F_{pm} moyenne [kN/m]	F_{pm} pic [kN/m]
planchers diaphragmes liaisonnés sur les 4 côtés	10	30
planchers diaphragmes liaisonnés sur 2 côtés	20	110
systèmes de plancher à maîtresses poutres dans une direction, sans diaphragme		25

Dans le cas des planchers diaphragmes, les maxims correspondent en général aux coins des trémies (cages d'escalier). Pour dimensionner la liaison, on conseille

- de considérer la valeur de pic à proximité des discontinuités
- de considérer la valeur moyenne partout ailleurs
- de toujours réaliser la liaison des planchers sur les 4 bords afin de réduire les valeurs de F_{pm} .

Dans le cas de planchers diaphragmes liaisonnés sur 4 côtés, on peut simplifier le calcul en ne considérant qu'une seule valeur de l'effort, qu'il y ait ou pas discontinuité. Cette valeur est égale à 20 kN/m, valeur proposée par l'Eurocode 2.

6.4 SOLLICITATIONS DES LIAISONS TOITURE-MURS

Les types de toiture traités dans l'étude sont représentés à la Figure 6.4.1.

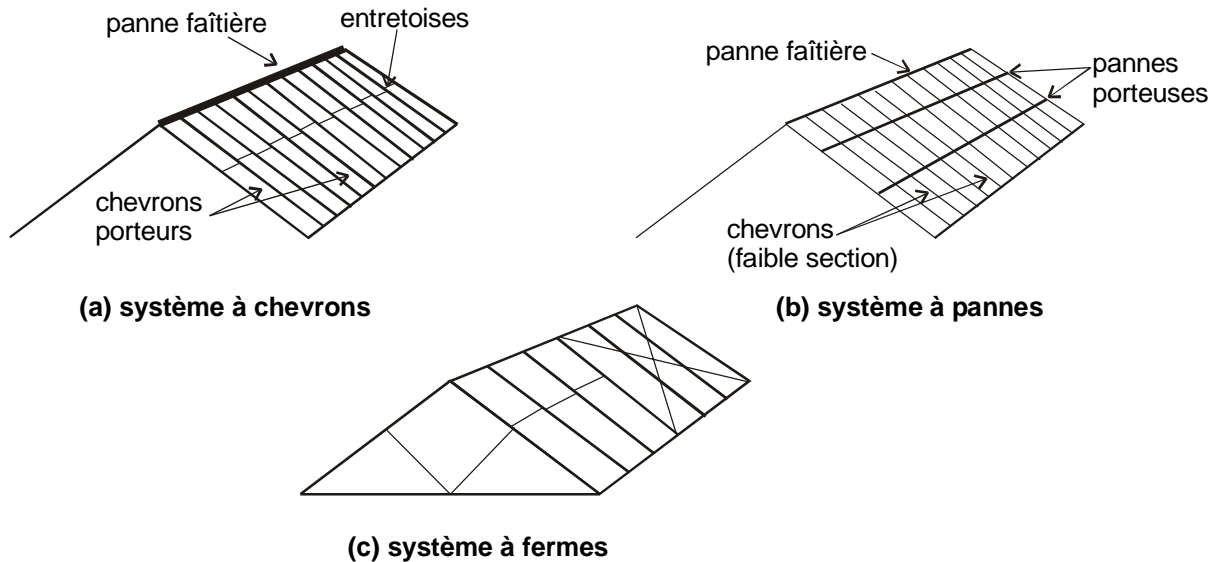


Figure 6.4.1. Types de charpente considérées dans l'étude

En ce qui concerne le dimensionnement des liaisons poutre de toiture-mur, les efforts sont directement fonction de la raideur en plan de la toiture et de l'élançement du mur pignon. Plus la raideur en plan du toit est grande, plus les efforts de liaisons toiture-mur pignon sont importants. Ce résultat s'explique par le fait que les sollicitations dynamiques sont fonction de la raideur des éléments considérés: un solide plus flexible est caractérisé par une période T de vibration plus grande et il en résulte (cfr le spectre de la Figure 6.1.2), des accélérations de calcul plus faibles si $T > 0,5$ s.

Plus l'élançement du mur pignon est grand, plus les efforts de liaisons toiture-mur pignon sont importants.

Dans l'état actuel des connaissances, il est impossible d'obtenir une estimation fiable de la raideur d'une toiture tenant compte de l'ensemble de ses composants : éléments porteurs (poutres, pannes, chevrons), sous-toiture, couverture,... Pour un comportement optimal, le raidissage de la toiture en vue d'obtenir un bon diaphragme doit aller de pair avec une répartition aussi uniforme que possible des réactions d'appuis sous sollicitation sismique sur les murs qui soutiennent cette toiture. Il existe en effet deux manières de raidir la toiture dans son plan :

- en ajoutant des contreventements (en croix, en V). Cette manière est très efficace mais peut entraîner de fortes concentrations d'effort sur le pignon, à l'appui de ces

contreventements. Il peut alors être difficile de transmettre ces efforts locaux important sans dommage à la maçonnerie.

- en fixant de manière efficace une sous-toiture rigide (panneaux cloués par exemple) à la structure portante du toit (pannes, chevrons).

L'élançement du mur pignon est plus ou moins grand selon que l'on a ou pas un plancher sous toiture jouant le rôle de diaphragme à la base de la toiture. La hauteur libre de mur est plus faible si l'on a un plancher proche de la toiture (voir Figure 6.4.2) et par conséquent la masse du mur induisant les forces de liaison toiture-mur pignon est plus faible. Pour des raisons de sécurité, les valeurs d'efforts reprises ci-dessous ne considèrent pas l'effet favorable de la diminution de l'élançement du mur pignon.

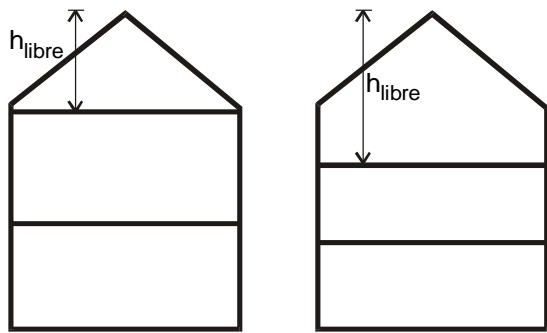
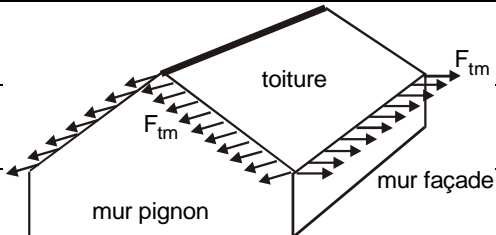


Figure 6.4.2. Influence de la position des planchers sur l'élançement des murs pignons

L'ensemble de ces considérations, la diversité des situations possibles et le manque de connaissances en ce qui concerne la raideur réelle des toitures nous amènent à conseiller pour le calcul des liaisons toiture-mur, et quel que soit le type de charpente, les valeurs d'efforts données au Tableau 12.

Tableau 31. Efforts F_{tm} aux liaisons toiture-mur

liaison		F_{tm} moyenne [kN/m]
toiture-mur pignon		10
toiture-mur de façade		15

6.5 SOLLICITATIONS DANS LES MURS AUX OUVERTURES

Les valeurs des concentrations de contraintes autour des ouvertures (fenêtres, portes) sont évaluées à 40 kN/m, au maximum.

6.6 INFLUENCE DU SOL ET DE LA ZONE SISMIQUE

Le Tableau 13 permet de modifier les valeurs des efforts donnés aux Tableaux 10, 11 et 12 en fonction de l'accélération au rocher et en fonction du type de sol en leur appliquant une réduction/augmentation proportionnelle à la réduction/augmentation de l'accélération du plateau du spectre de dimensionnement.

Tableau 32. Coefficient multiplicateur des efforts F_{mm} , F_{pm} et F_{tm} en fonction de la zone sismique et du sol

Classe de sol	ZONE 2	ZONE 1
	$a_g = 1 \text{ m/s}^2$	$a_g = 0.5 \text{ m/s}^2$
A	0.65	0.35
B	0.85	0.45
C	0.95	0.50
D	1.15	0.60
E	1	0.50

7 DETAILS CONSTRUCTIFS

7.1 INTRODUCTION

Dans cette partie, on **PROPOSE** des solutions constructives, certaines plutôt applicables dans le cadre de nouvelles constructions, d'autres dans le cadre de rénovation ou de restauration de maisons anciennes. Ces solutions constructives permettent de réaliser les liaisons entre éléments (mur-mur, mur-plancher et mur-toiture) nécessaires à l'obtention d'un fonctionnement correct de la maison comme « boîte » fermée pouvant résister aux sollicitations horizontales de séismes modérés. Des solutions sont aussi proposées pour donner aux toitures une raideur suffisante pour qu'elles puissent jouer leur rôle de diaphragme. D'autres dispositions sont encore proposées pour assurer le bon accrochage d'éléments non structurels tels les cheminées ou acrotères.

Les détails présentés correspondent aux sollicitations établies au chapitre 6 pour la zone belge 2 (voir NBN ENV 1998-1-1 NAD(2002)), pour un sol de type E. Ces sollicitations peuvent être modifiées selon la zone et le type de sol en se référant au Tableau 13.

Les détails présentés sont des exemples de réalisations possibles.

Il est évident que beaucoup d'autres possibilités techniques existent, qui atteignent le même résultat, à savoir un comportement convenable sous séisme. Ces autres possibilités, à développer par les auteurs de projet, architectes ou ingénieurs, et par les entreprises de construction présentent probablement la qualité additionnelle d'être des propositions spécifiques plus adaptées à des contextes particuliers d'entreprises ou de projets.

7.2 CHÂINAGE

Dans une structure de type "boîte" les sollicitations à reprendre entre parois de la boîte sont essentiellement des tractions et compressions perpendiculaires aux lignes de jonctions.

Il faut configurer ces lignes de jonctions et les assemblages des divers plans (murs, planchers) pour assurer le transfert de ces forces. Cette fonction n'implique pas que les lignes de jonctions soient nécessairement des "poutres" de composition classique, telles des poutres en béton armé avec 4 barres longitudinales et des étriers. Les lignes de jonction doivent seulement être des "chaînes" ou "chaînages", c'est-à-dire des éléments capables de reprendre des tractions suivant leur axe (70 kN, suivant Eurocode 2 et NIT223 du CSTC) et capables d'assurer le transfert de traction/compressions perpendiculaires à leur axe (20 kN/m suivant l'étude SSTC et l'Eurocode 2).

Suivant cette définition, la nécessité de donner plus ou moins de raideur à l'élément de chaînage va dépendre de la manière dont le transfert des 20 kN/m perpendiculairement à l'axe du chaînage est réalisé :

- si ce transfert a lieu de manière bien distribuée sur le chaînage, celui-ci a besoin de peu de raideur. Exemple : la liaison d'un treillis d'armature de chape, réalisée par des épingles en recouvrement de chaque barre de treillis et entredistantes de 150 à 200 mm, vers un mur – Figure 7.2.1 (a).
- si la force est transférée par des éléments concentrés éloignés entre eux, le report de charge vers le chaînage demande une raideur du chaînage adaptée aux nécessités du transfert de force du chaînage vers l'autre plan concerné. Exemple : liaison par des poutres de plancher entre distantes de plus de 500 mm – Figure 7.2.1 (b)..

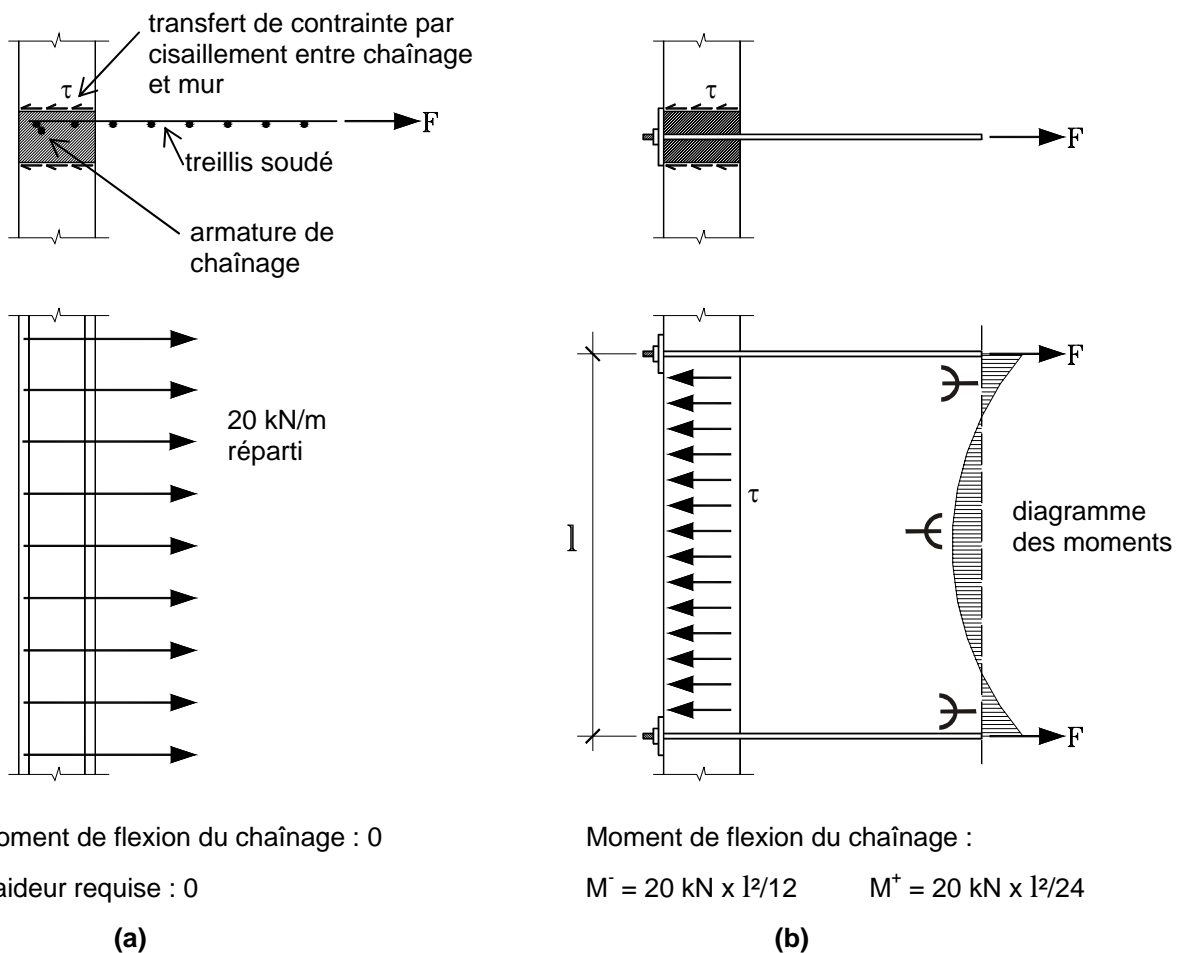


Figure 7.2.1. Transfert des efforts perpendiculaires au chaînage (a) transfert d'effort bien distribué par des armatures peu espacées (b) transfert d'effort par des éléments concentrés éloignés

Dans le cas de transfert de force sollicitant une maçonnerie en cisaillement, la dimension horizontale de l'élément de chaînage est liée à la résistance d'une maçonnerie en cisaillement. La résistance de calcul vaut : $f_{vkd}/\gamma_M = 0,2/2,5 = 0,08 \text{ N/mm}^2$.

Pour transférer 20 kN/m, l'aire A où la résistance au cisaillement est mobilisée doit être :

$$A \geq 20\,000/0,08 = 250\,000 \text{ mm}^2 = 0,25 \text{ m}^2.$$

Si 2 surfaces de rupture sont mobilisées, une largeur de maçonnerie de 12,5 cm est nécessaire. Ceci n'est, par exemple, pas réalisé par un élément en béton préfabriqué appuyé sur 70 mm de mur et qui n'est pas muni d'une armature de liaison.

Si une seule surface est mobilisée, l'épaisseur de maçonnerie requise pour le transfert est en principe de 25 cm.

7.2.1 Liaisons entre plancher et mur. Principe du transfert.

On détaille à la Figure 7.2.2. les différents mécanismes de transfert d'effort possibles entre planchers et murs.

A la Figure 7.2.2.(a), le transfert d'effort n'est assuré que par cisaillement. C'est la solution minimale par excellence.

A la Figure 7.2.2.(b), on introduit un connecteur vertical dans le mur, qui permet d'obtenir une solution plus sûre par report du transfert d'effort vers des joints de mortier complets et présentant moins de risque de défaut.

A la Figure 7.2.2.(c), on introduit des éléments de répartition à l'arrière du mur.

Cette solution est nécessaire pour activer le chaînage

a) en cas de traction concentrée appliquée à un chaînage de faible raideur : élément de répartition raide et long horizontalement

b) en cas de traction concentrée appliquée à un chaînage distribué en hauteur (armature dans les joints horizontaux de mortier) : élément de répartition raide et haut.

Enfin, on peut aussi s'assurer du transfert d'effort par la prise en compte du frottement dans des murs fortement chargés verticalement – voir Figure 7.2.2.(d)

La résistance au frottement τ_R est fonction de la contrainte de compression σ et du coefficient de frottement μ .

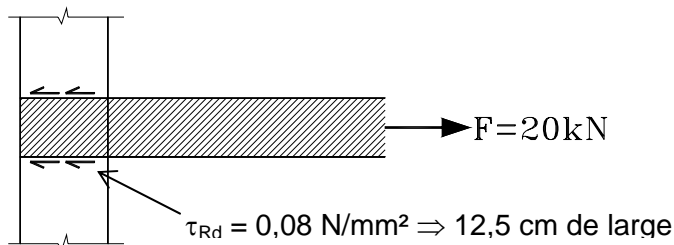
Si $\sigma = 0,5 \text{ N/mm}^2$ et $\mu = 0,4$, $\tau_R = \mu \cdot \sigma = 0,2 \text{ N/mm}^2$

Si l'on tient compte du coefficient de sécurité sur la maçonnerie $\gamma_M = 2,5$,

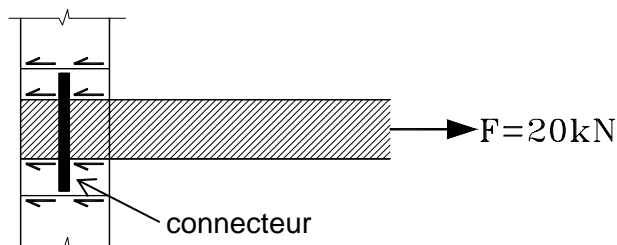
$\tau_{Rd} = 0,2/2,5 = 0,08 \text{ N/mm}^2$, similaire à la résistance au cisaillement.

A la Figure 7.2.2, on présente chaque mécanisme de transfert possible de l'effort horizontal entre planchers et murs. On peut assurer un transfert d'effort à l'aide d'un seul mécanisme, mais en pratique, il est prudent d'activer plusieurs mécanismes. Exemples:

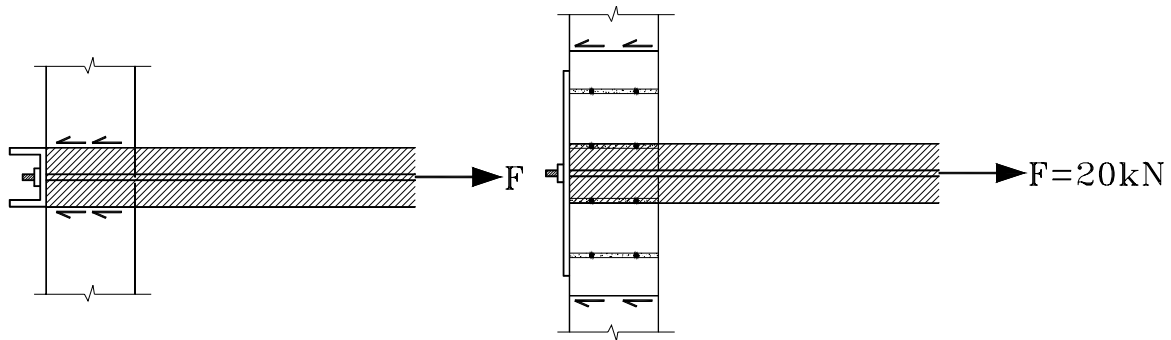
- à la jonction plancher-mur à un niveau intermédiaire d'un bâtiment, la compression dans le mur due à la composante gravifique (poids des étages supérieurs) permet d'envisager un transfert d'effort par le seul frottement (cf. Figure 7.2.2 (d)); mais il est prudent de réaliser des surfaces de cisaillement telles que le transfert réalisé par la résistance en cisaillement de la maçonnerie (cf. Figure 7.2.2 (a)) soit possible. La résistance due au frottement est une sécurité additionnelle.
- à la jonction plancher-mur à la partie supérieure d'un bâtiment (en tête des murs), la compression dans le mur due à la composante gravifique dépend de ce qui est porté par le mur. A l'appui d'une ferme de toiture, cette compression n'est pas négligeable. A l'appui d'une panne sur un pignon, cette compression peut être négligeable au point qu'un transfert d'effort par frottement (cf. Figure 7.2.2 (d)) ne puisse pas être considéré. Alors, il faut réaliser un transfert par connecteur (cf. Figure 7.2.2 (b)), jusqu'à un niveau où on estime que la résistance en cisaillement de la maçonnerie peut être mobilisée; en se reportant ainsi vers un niveau inférieur, on se place dans une situation où un transfert par frottement, dû au poids des tas de blocs traversés par les connecteurs, peut venir assister un transfert par cisaillement.



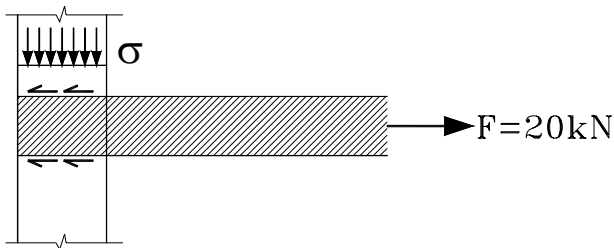
(a) Transfert d'effort par cisaillement



(b) Transfert d'effort par cisaillement + connecteur



(c) Transfert d'effort par cisaillement + élément de répartition à l'arrière



(d) Transfert d'effort par frottement

Figure 7.2.2. Liaison plancher-mur. Principe du transfert.

7.2.2 Chaînages horizontaux.

En ce qui concerne la résistance en traction du chaînage (reprise de 70 kN), la section requise est de $70000/500 = 140 \text{ mm}^2$, qui peuvent être assurés indifféremment par 1 ϕ 14, 2 ϕ 10 et 3 ou 4 ϕ 8 en acier S 500 à haute adhérence.

La Figure 7.2.3. donne quelques sections de chaînage horizontal possibles.

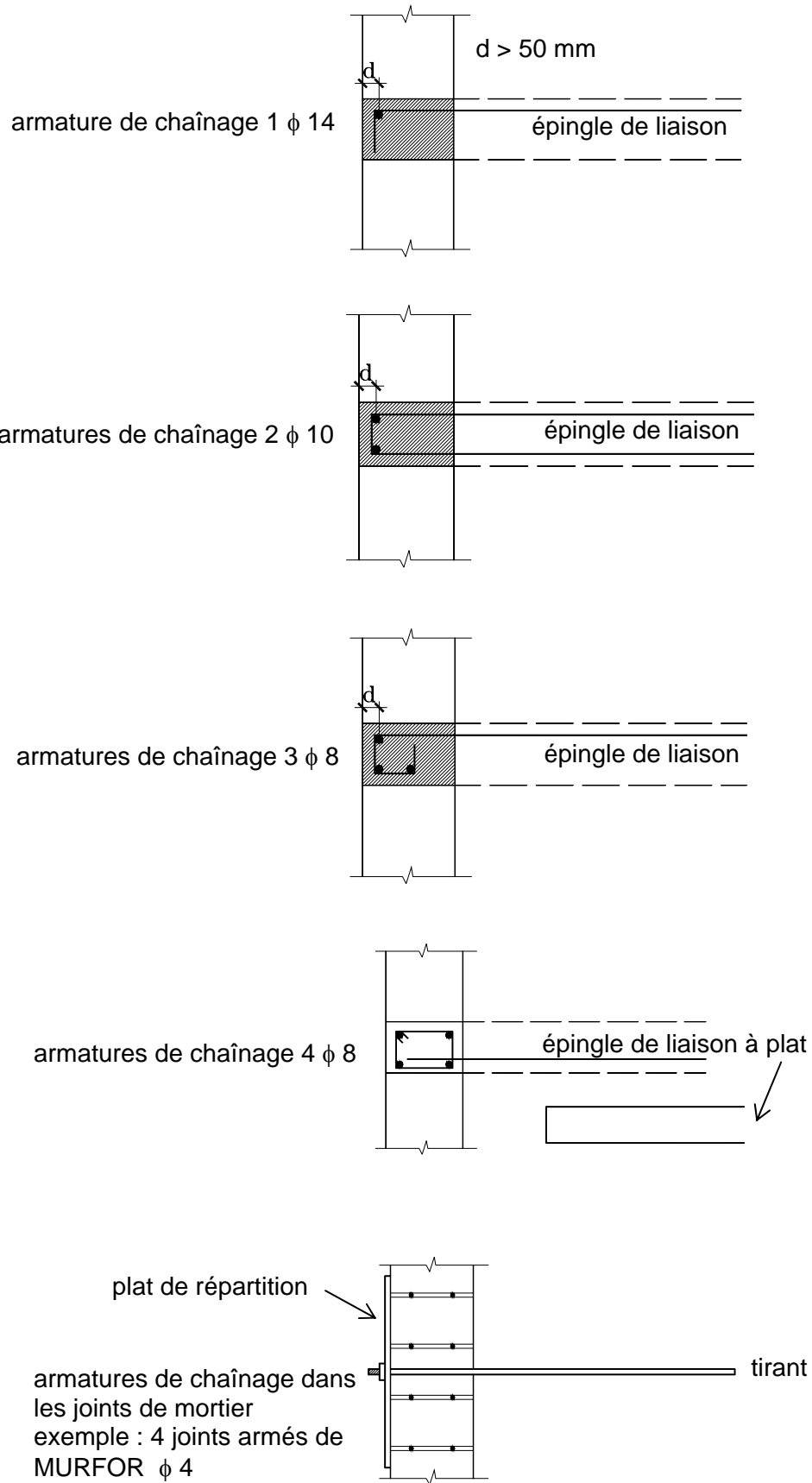


Figure 7.2.3. Solutions possibles de chaînage horizontal

7.3 DIAPHRAGMES

Les diaphragmes servent :

- d'appui aux parois verticales; ils reprennent les forces perpendiculaires à ces parois (20 kN/m aux jonctions mur/plancher, par exemple), en traction comme en compression.
- d'éléments de transfert de ces réactions vers les parois verticales parallèles aux forces extérieures appliquées; celles-ci, sollicitées dans leur plan, offrent une bonne capacité de transmettre les forces horizontales vers la fondation.

Dans le contexte des constructions simples non ingénierées, la fonction "diaphragme" peut être assurée de différentes manières.

7.3.1 Diaphragmes indéformables

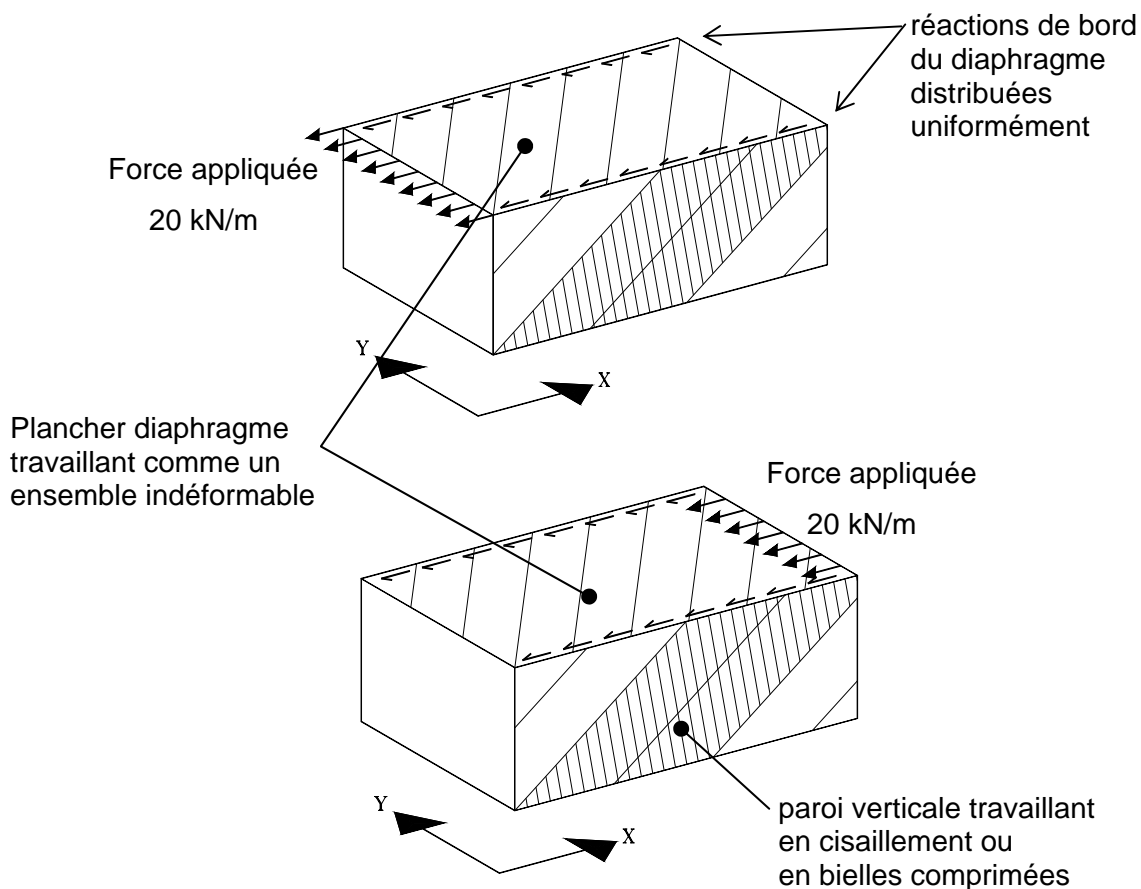


Figure 7.3.1. Fonctionnement d'un diaphragme indéformable

Pour se comporter comme un ensemble indéformable, le plancher doit former une "plaque" peu déformable sous des forces horizontales.

Pour cela, il peut être constitué, par exemple :

- d'une dalle en béton coulée sur place et armée dans 2 directions
- d'éléments fractionnés en béton (éléments préfabriqués) recouvert d'une chape armée dans 2 directions
- d'éléments fractionnés en béton reliés par des tirants dans la direction transversale aux éléments : dans ce cas, pour une sollicitation sismique de direction x – Figure 7.3.2-, chaque élément en béton préfabriqué, par son travail en flexion dans le plan horizontal, reporte vers ses appuis la sollicitation qui lui parvient. Les tirants assurent le travail en commun des éléments.
- Pour une sollicitation de direction y, il faut que le cisaillement soit transmis entre éléments fractionnés, afin d'éviter une déformée du type schématisé à la Figure 7.3.3. Ceci peut être assuré par un remplissage correct des joints entre éléments effectué à l'aide d'un béton de bonne résistance, à condition que les bords des éléments présentent des indentations assurant un bon accrochage du béton coulé sur site.
- d'un poutrelage en bois recouvert de panneaux en contreplaqué cloués. Figure 7.3.4. Dans ce cas, les poutres qui partent d'un bord à l'autre dans la direction x, peuvent jouer le rôle de tirants. Ce n'est pas le cas des entretoises, qui doivent être doublées par des tirants pour la reprise des tractions ou faire l'objet d'assemblages aux poutres capables d'assurer le transfert des tractions.

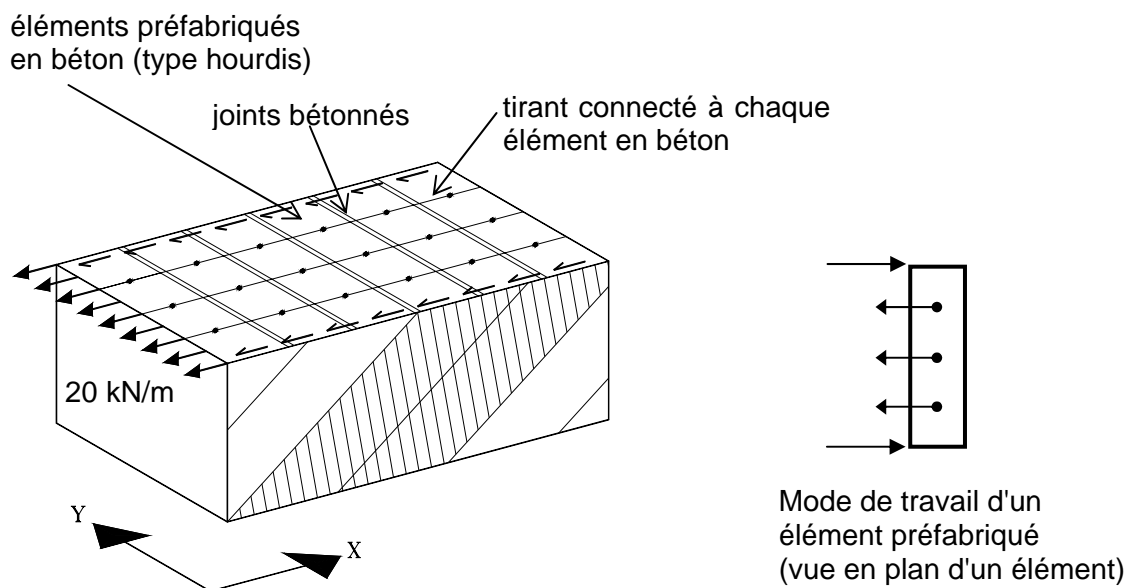


Figure 7.3.2. Plancher constitué d'éléments préfabriqués en béton. Reprise d'une action sismique de direction x

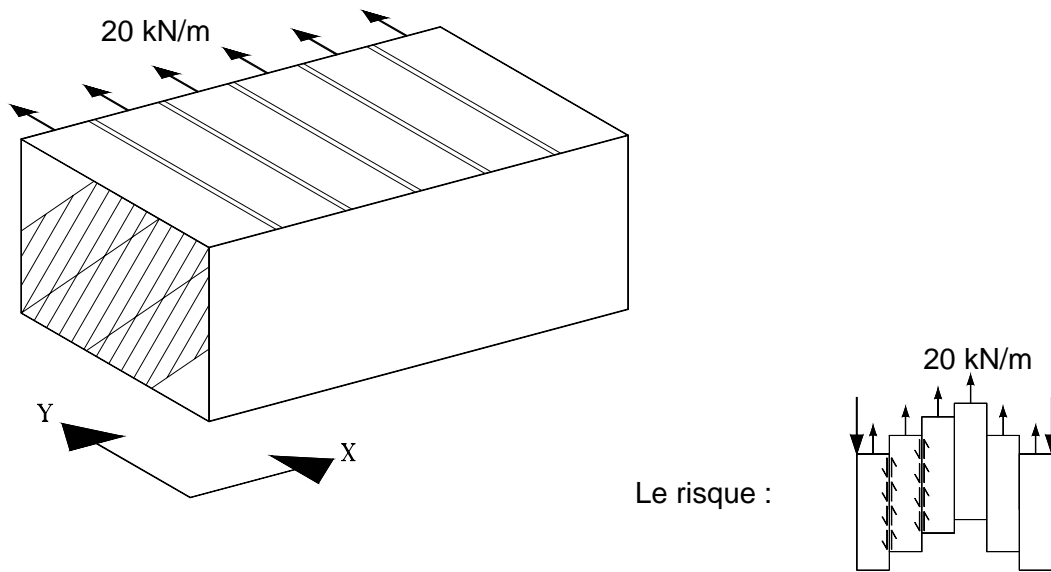


Figure 7.3.3. Plancher constitué d'éléments préfabriqués en béton. Reprise d'une action sismique de direction y

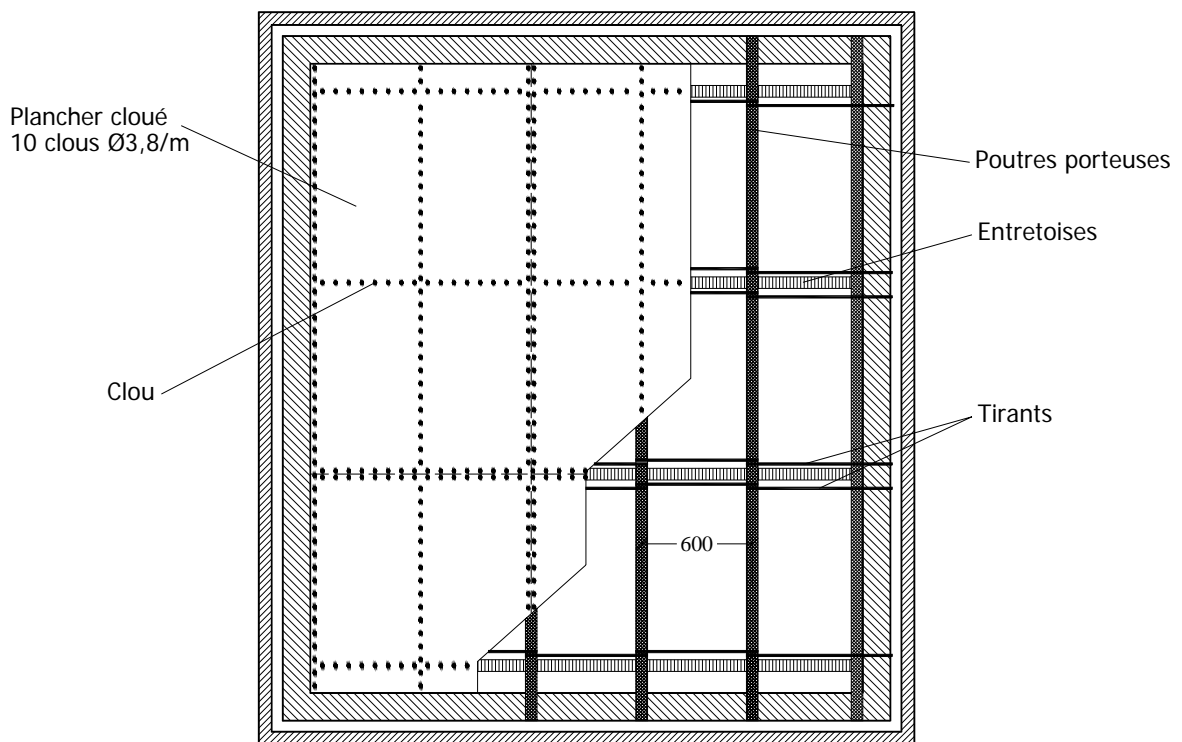
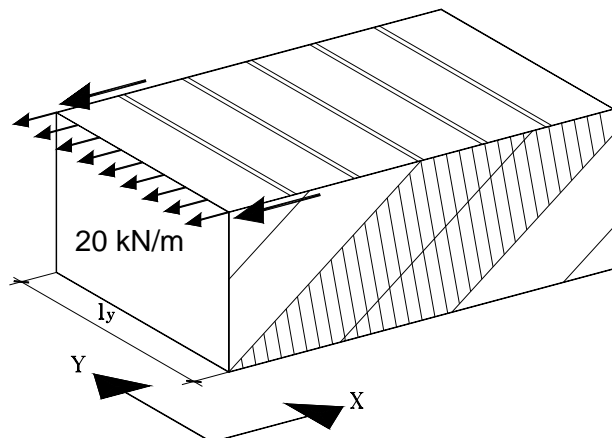


Figure 7.3.4. Planchers en bois constitués de poutres (direction x), entretoises et tirants (direction y) et couvert d'éléments en contreplaqué cloués aux poutres et entretoises.

7.3.2 Diaphragmes partiels indéformables



pas de chape avec treillis
pas de tirants perpendiculaires
aux éléments préfabriqués

Figure 7.3.5. Diaphragme partiel indéformable

Il n'est pas toujours nécessaire de réaliser un plancher qui travaille comme un ensemble indéformable. La raideur de parties plus restreintes du plancher peut suffire à transférer les forces horizontales vers les parois verticales parallèles à l'action appliquée.

Dans ce cas toutefois, le chaînage parallèle aux forces appliquées est sollicité en traction pour reporter les réactions horizontales d'appui vers la zone de maçonneries verticales où le travail des bielles comprimées est assuré. On note que si $l_y = 7$ m (l_y est défini à la Figure 7.3.5) l'application de 20 kN/m de direction x engendre l'application d'une force axiale de $20 \times 7/2 = 70$ kN dans le chaînage, ce qui justifie la valeur proposée dans l'Eurocode 2

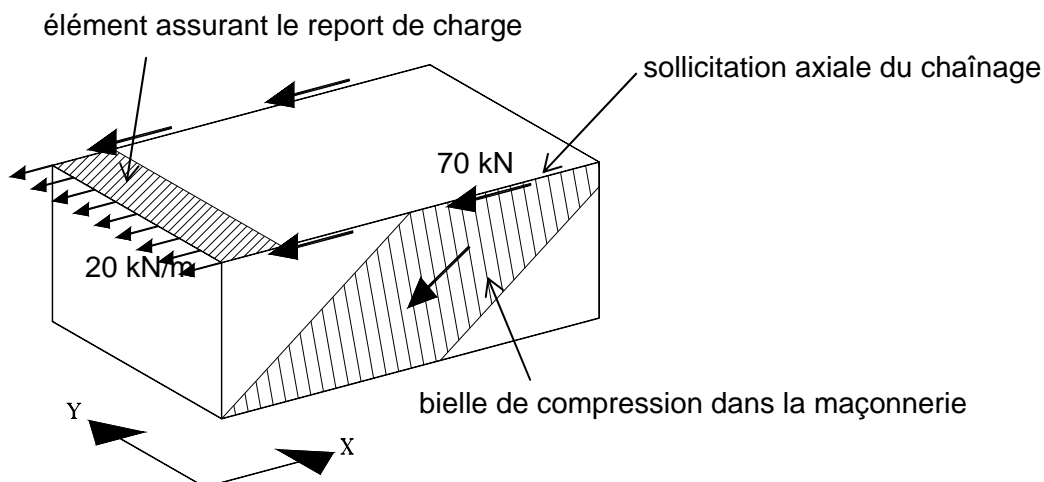


Figure 7.3.6. Nécessité de résistance axiale du chaînage en présence de diaphragme partiel. Cas du transfert par un élément préfabriqué en béton.

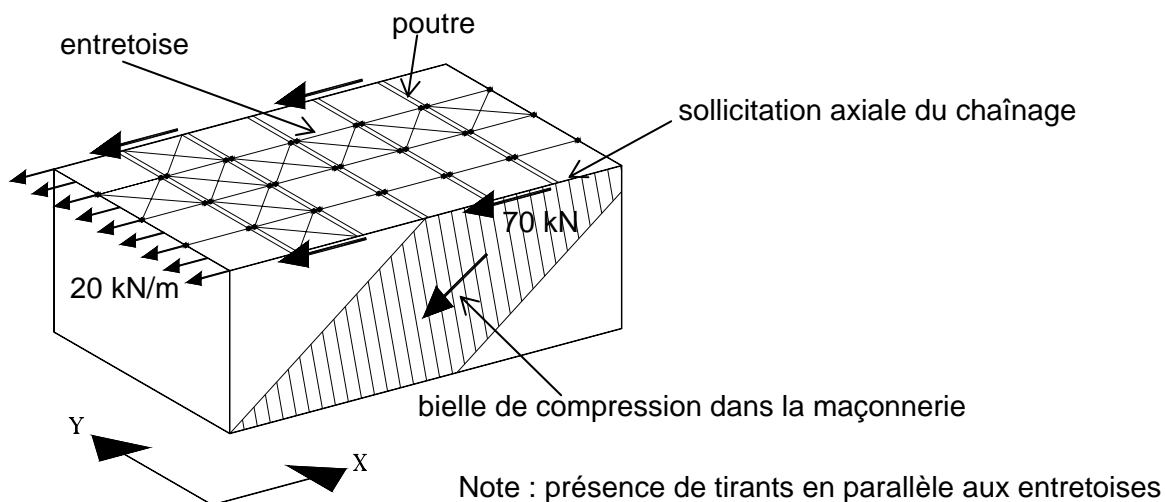


Figure 7.3.7. Nécessité de résistance axiale du chaînage en présence de diaphragme partiel. Cas d'un plancher à poutre et entretoise (sans plaques clouées) raidi par treillis en bois.

7.3.3 Grillage de poutres comme diaphragme

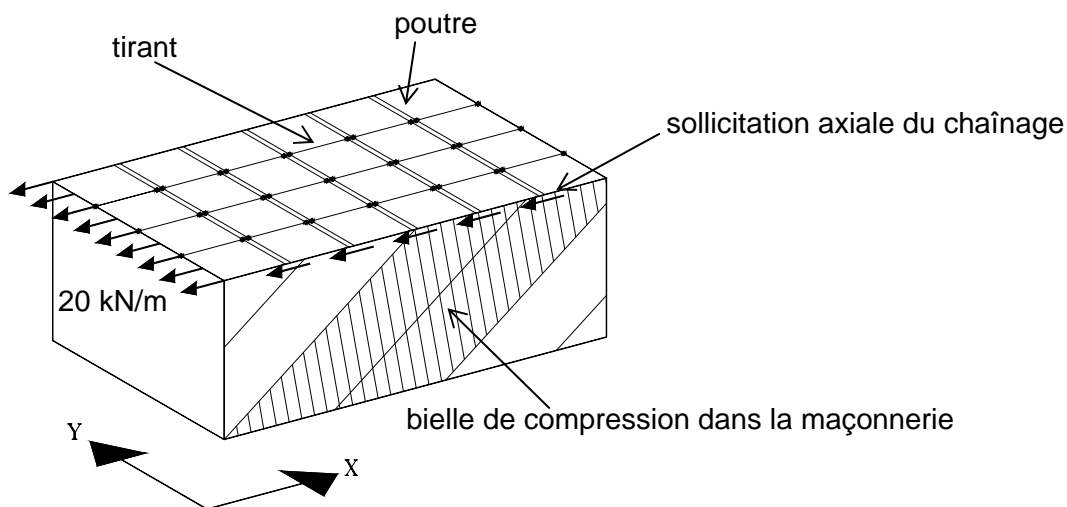


Figure 7.3.8. Grillage de poutres comme diaphragme

On peut utiliser la raideur transversale des poutres d'un plancher orientées selon y pour transférer les forces horizontales de direction x, vers les parois parallèles à l'action appliquée de direction x.

Dans ce cas, il faut associer entre elles par des éléments reprenant des tractions les différentes poutres que l'on désire voir sollicitées. On règle ainsi le problème des forces appliquées de direction x.

Dans la direction y toutefois, cette disposition n'assure aucun effet diaphragme (Voir Figure 7.3.9), à moins de doubler les tirants par des entretoises (qui acceptent la compression) et de constituer une poutre en treillis de direction x (cf. Figure 7.3.7). Celle-ci est nécessaire parce que les entretoises, du fait de leurs discontinuités, n'offrent pas individuellement de raideur transversale capable de reprendre des forces de direction y.

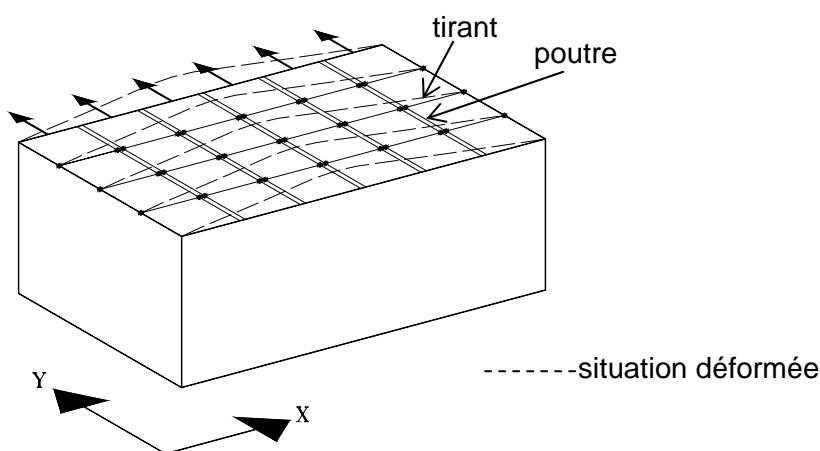


Figure 7.3.9. Pas d'effet diaphragme assuré en l'absence de plancher cloué

7.4 LIAISONS PLANCHERS EN BETON-MURS.

Les dispositions décrites sont définies au départ pour les liaisons entre un plancher en béton et des murs périphériques, mais elles sont à appliquer dans les zones intérieures de la construction lorsque le plancher est interrompu.

Les dispositions décrites pour des planchers préfabriqués en béton sont dessinées pour les hourdis. Elles sont généralement applicables (adaptables) à tout support préfabriqué, tels que planchers nervurés en béton, planchers à poutres et entrevous, et prédalles.

En ce qui concerne les détails techniques de construction des planchers typiquement utilisés dans les constructions belges, nous renvoyons le lecteur à la note technique NIT223 du CSTC (CSTC, 2002) qui donne aussi des indications quant à la réalisation des chaînages

horizontaux de planchers. Dans certaines configurations, l'application des dispositions techniques de ce guide permet à elle seule d'obtenir les liaisons plancher-mur nécessaires pour résister aux séismes modérés dont on veut se prémunir dans ce manuel.

En principe, en l'absence de problèmes de résistance au séisme, l'usage de poutres de ceinture n'est obligatoire que pour les bâtiments qui comptent plus de deux étages à partir du sol (Peffermann, 1999). Peffermann recommande toutefois de prévoir également des poutres dans des bâtiments moins hauts, dans les cas suivants :

- dans des parois contenant des ouvertures nombreuses ou larges
- s'il y a risque de tassements différentiels
- en cas d'utilisation de planchers de rigidité limitée dans leur plan (par exemple planchers préfabriqués sans couche de compression armée)

Les détails constructifs proposés ci après comprennent en général une forme de poutre de ceinture. Les armatures longitudinales sont dimensionnées pour reprendre 70 kN imposés par l'Eurocode 2 (1 ϕ 14, 2 ϕ 10, 3 ou 4 ϕ 8 en S500, des armatures de type MURFOR ou autres dans les joints de mortier), mais les détails proposés n'ont pas nécessairement la constitution standard d'une poutre (4 barres longitudinales et des étriers fermés).

Plusieurs manières de réaliser une ceinture légère sont définies, dont celle qui incorpore des armatures horizontales de type Murfor dans les joints de mortier - cf. Figure 7.4.12.

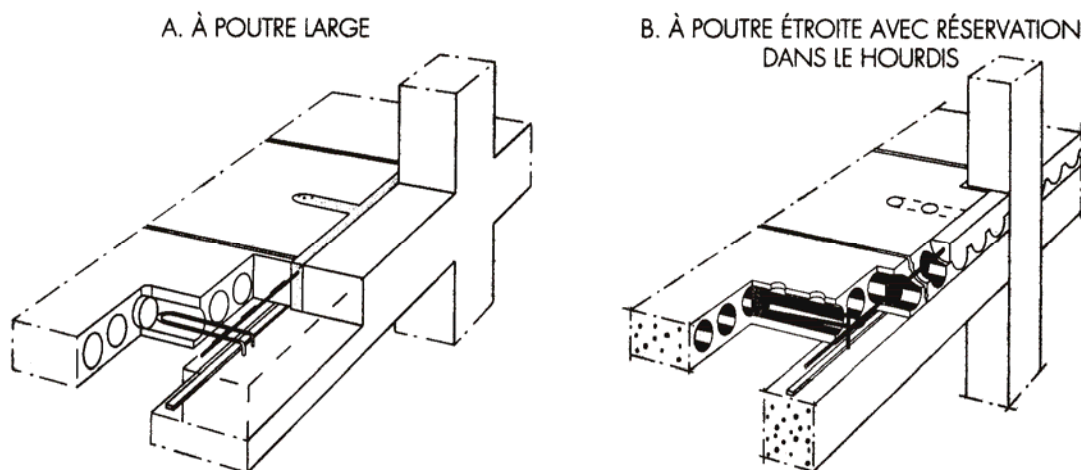


Figure 7.4.1. (CSTC, 2002)

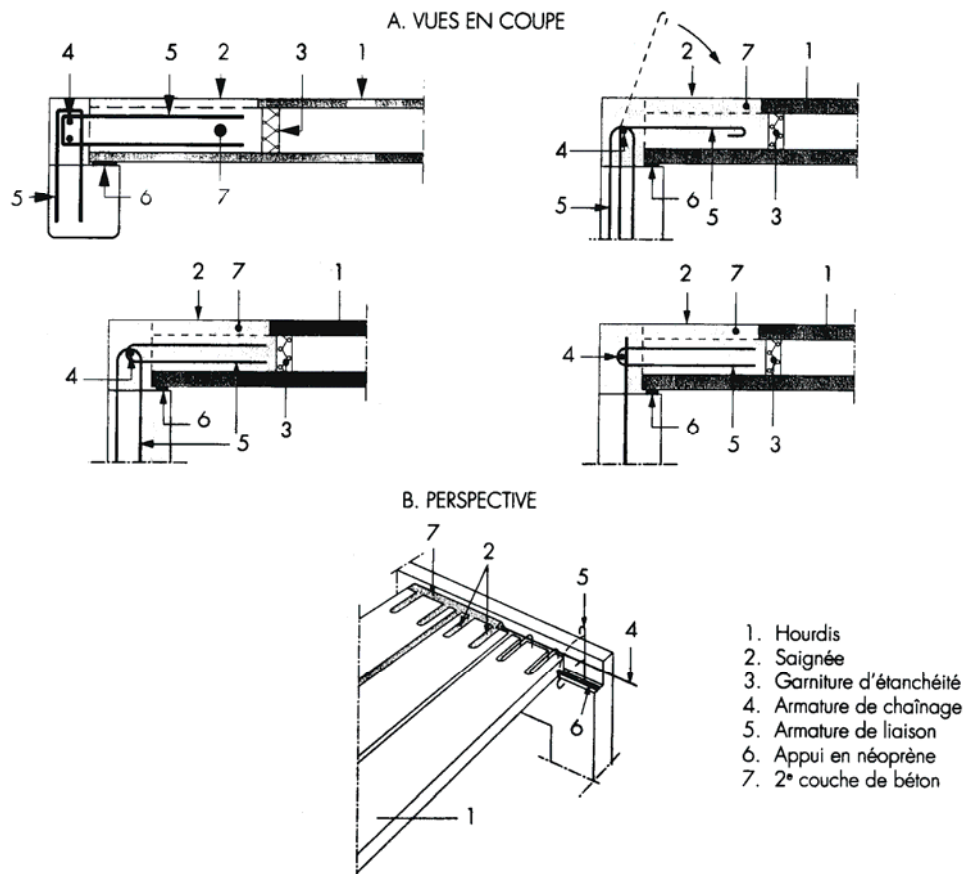


Figure 7.4.2. Pose d'une armature de liaison dans une rainure réalisée en usine (CSTC, 2002)

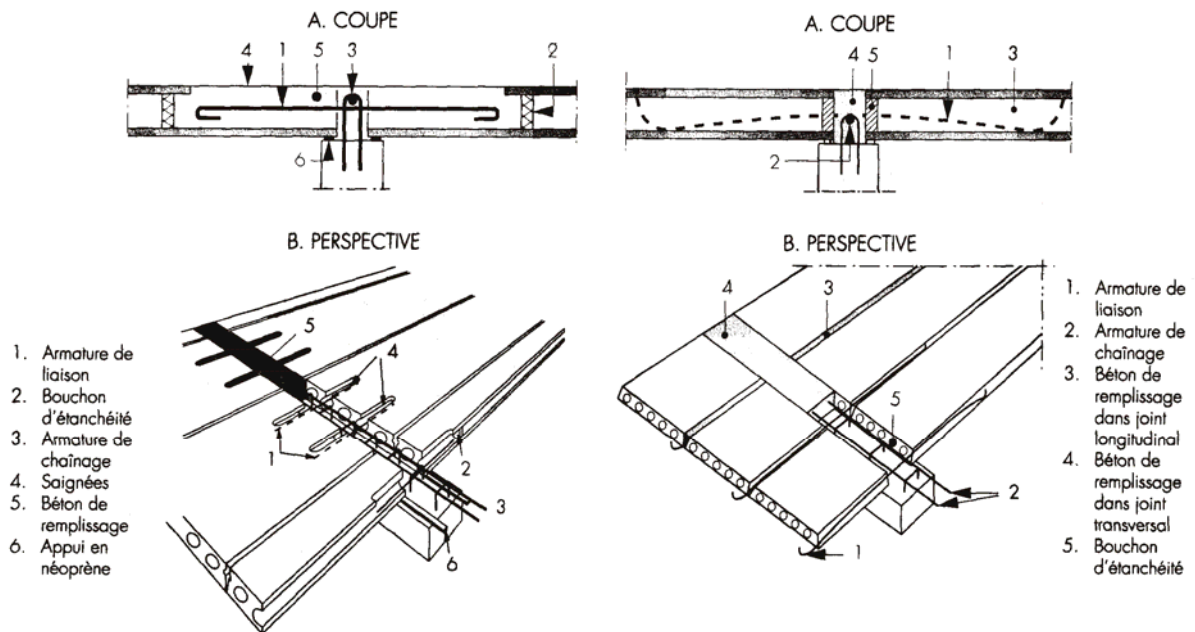


Figure 7.4.3. Pose d'une armature de liaison dans une rainure réalisée en usine (CSTC, 2002)

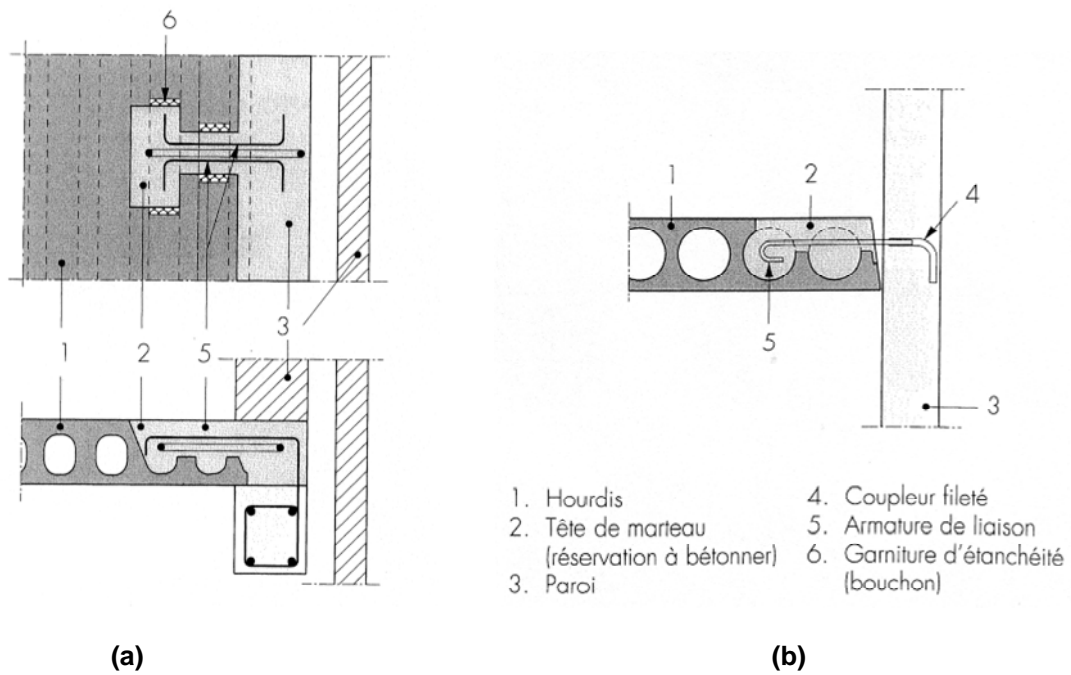


Figure 7.4.4. (a) tête de marteau, coupe et vue en plan (b) coupleur fileté, coupe (CSTC, 2002)

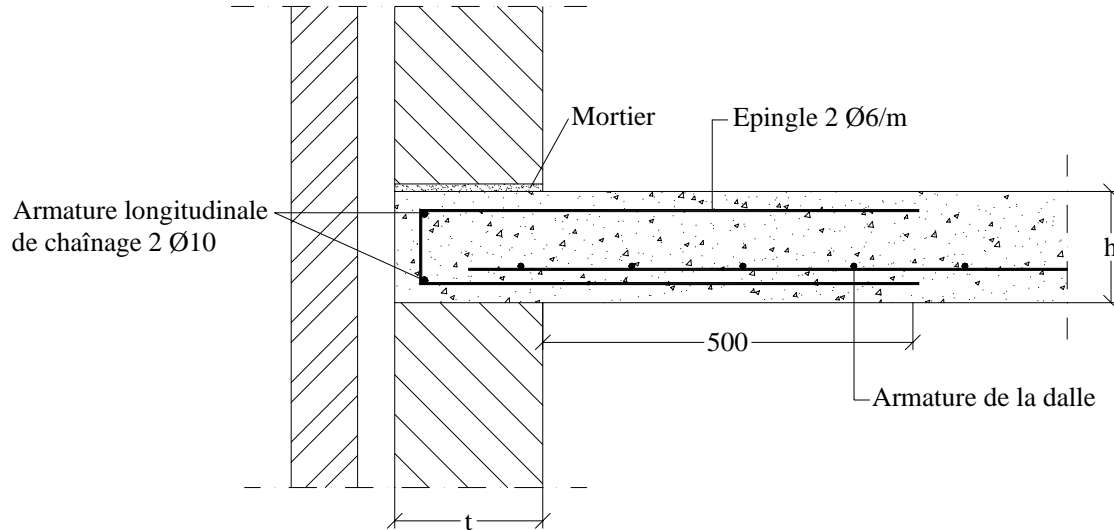


Figure 7.4.5. Liaison entre un plancher en dalle de béton coulé sur place et un mur d'appui. Cas du mur à coulisse.

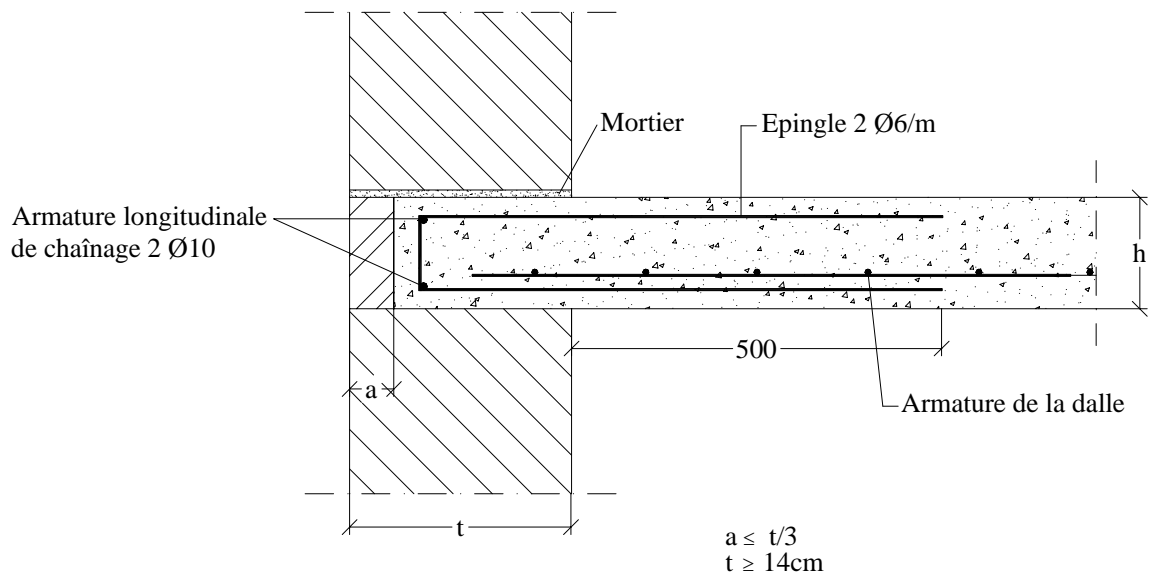


Figure 7.4.6. Liaison entre un plancher en dalle de béton coulé sur place et un mur d'appui. Cas du mur massif.

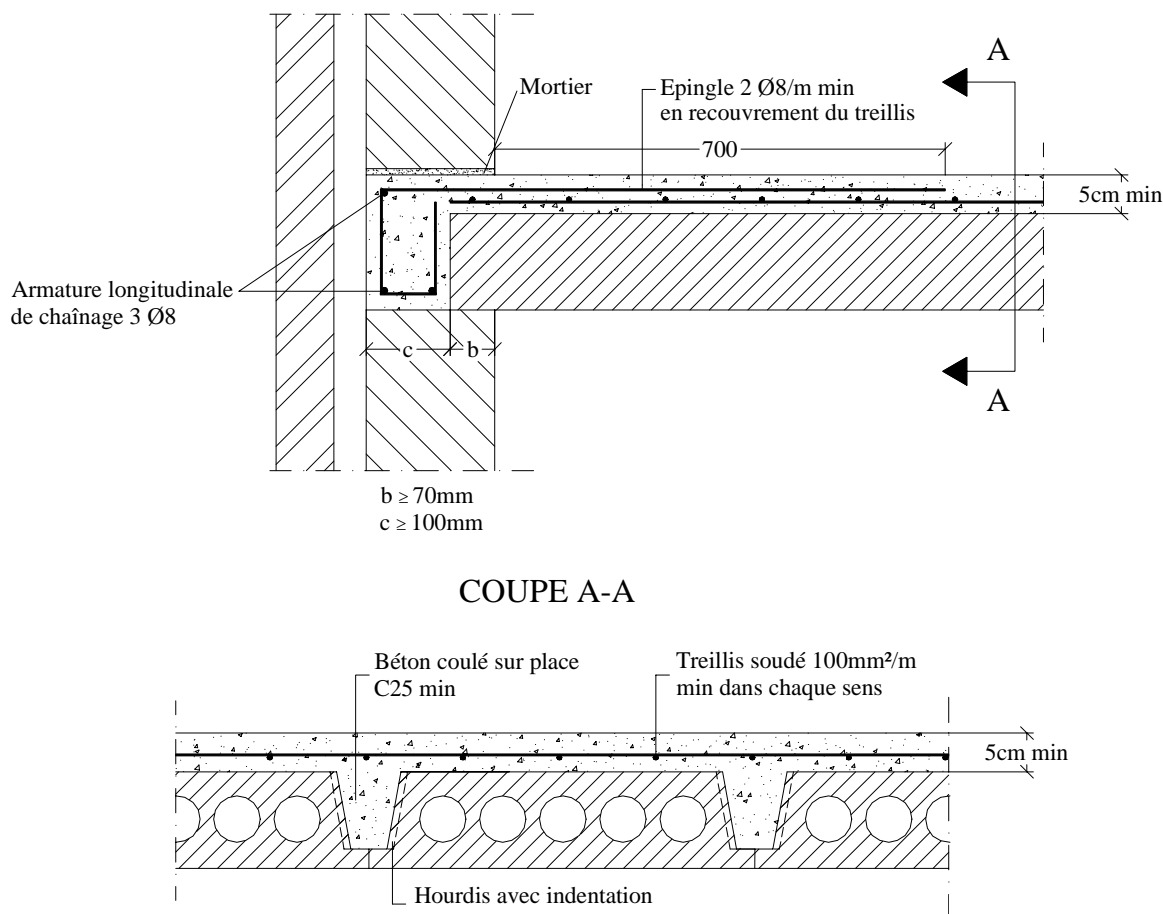


Figure 7.4.7. Liaison entre plancher en éléments de béton préfabriqué et mur. Appui direct des éléments préfabriqués. Cas d'une chape armée.

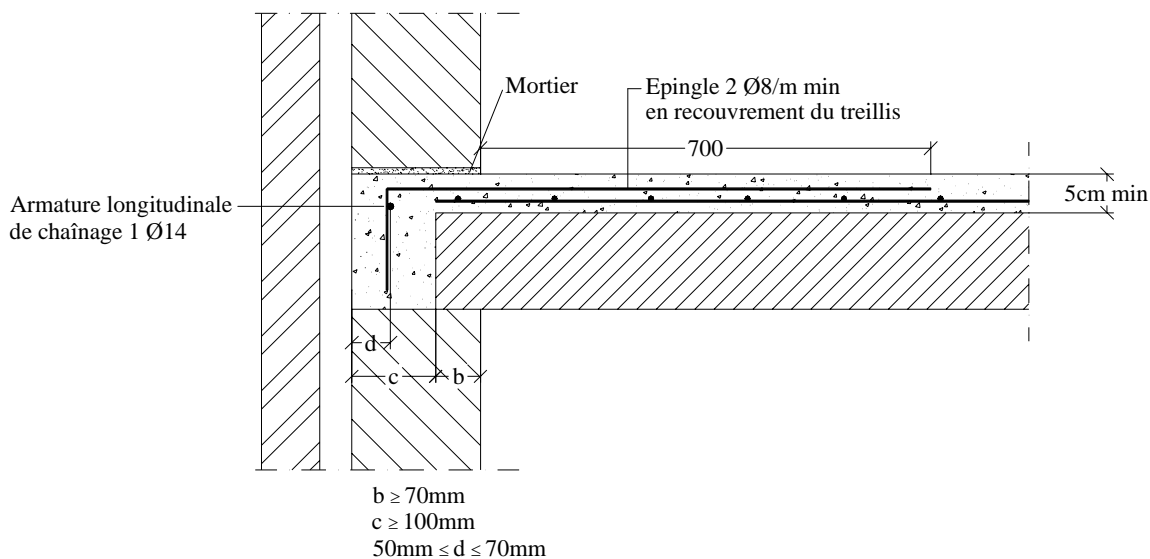


Figure 7.4.8. Liaison entre plancher en éléments de béton préfabriqué et mur. Appui direct des éléments préfabriqués. Cas d'une chape armée. Variante du chaînage.

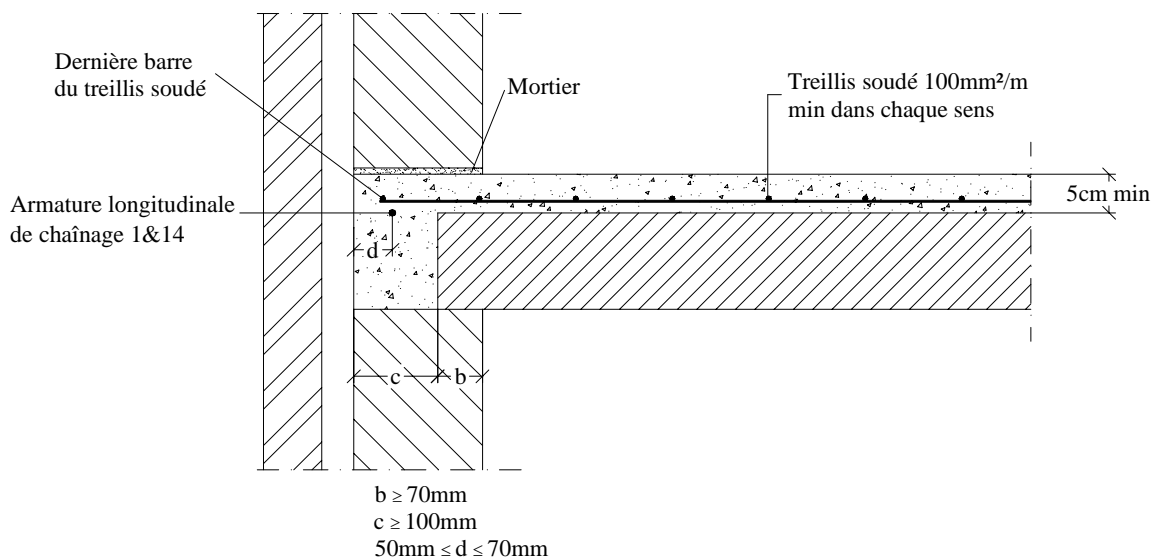


Figure 7.4.9. Liaison entre plancher en éléments de béton préfabriqué et mur. Appui direct des éléments préfabriqués. Cas d'une chape armée. Variante du chaînage.

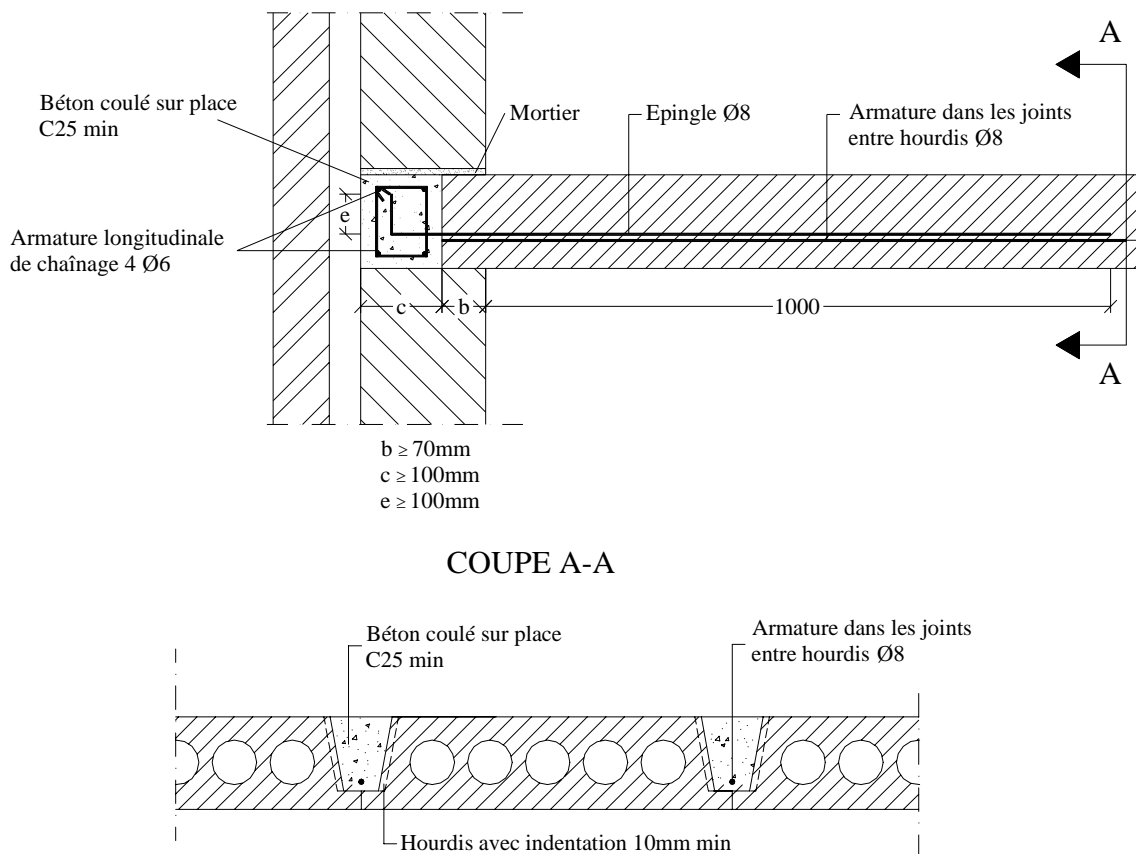


Figure 7.4.10. Liaison entre plancher en éléments de béton préfabriqué et mur. Appui direct des éléments préfabriqués. Pas de chape armée.

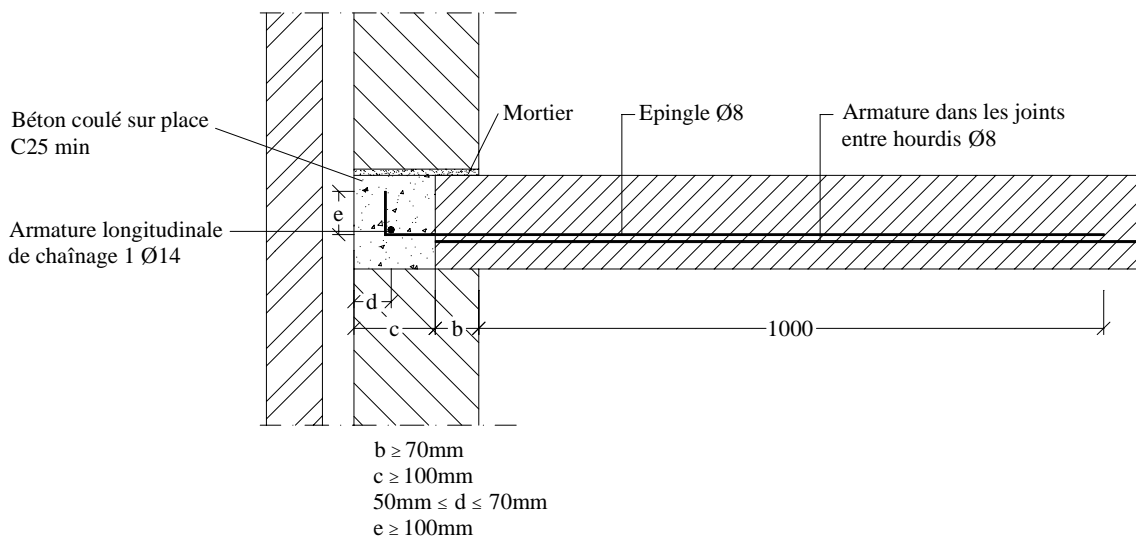


Figure 7.4.11. Liaison entre plancher en éléments de béton préfabriqué et mur. Appui direct des éléments préfabriqués. Pas de chape armée. Variante de chaînage.

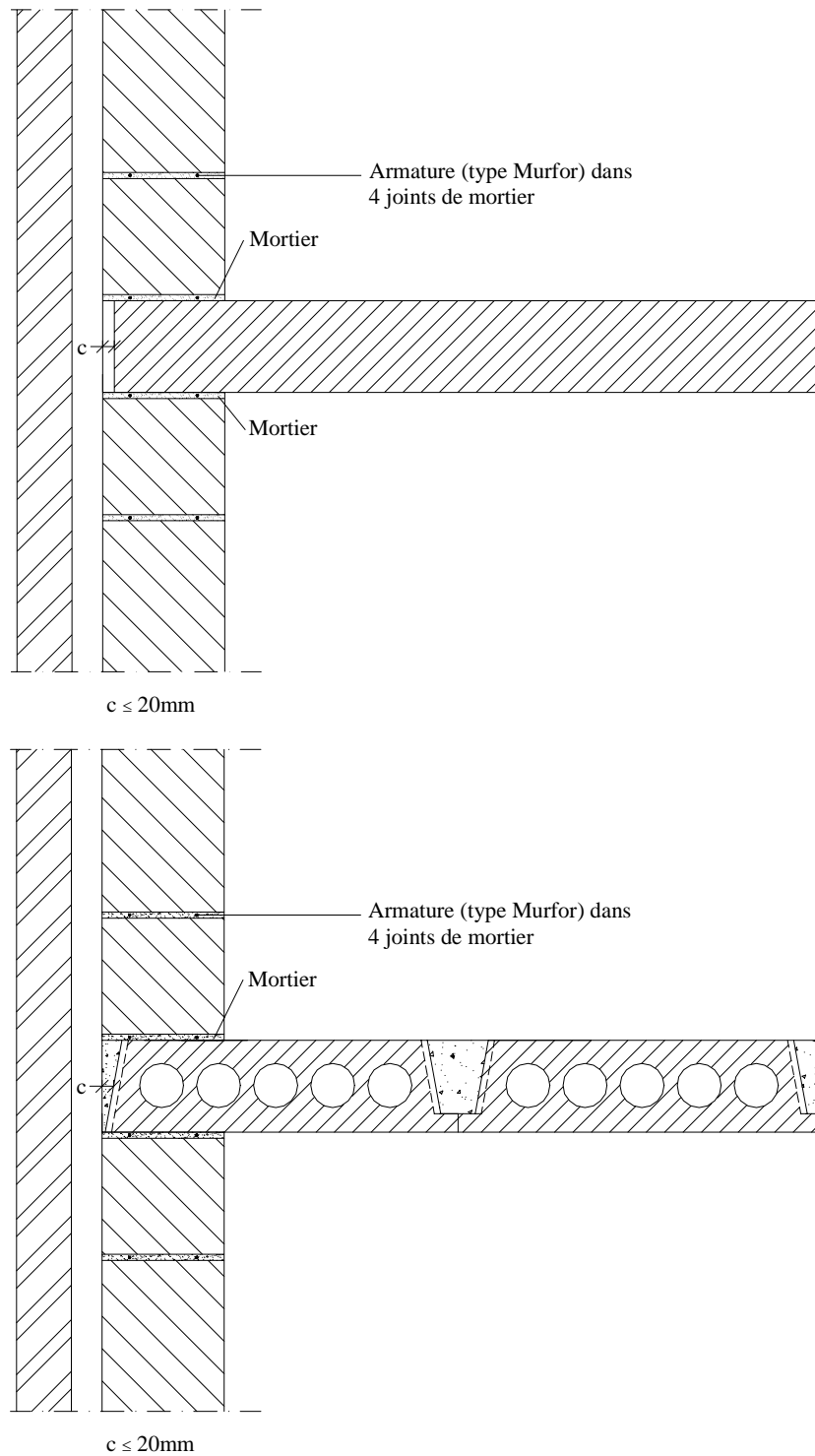


Figure 7.4.12. Liaison entre plancher en éléments de béton préfabriqué et mur. Appui direct des éléments préfabriqués. Pas de chape armée. Chaînage réalisé avec des armatures type MURFOR.

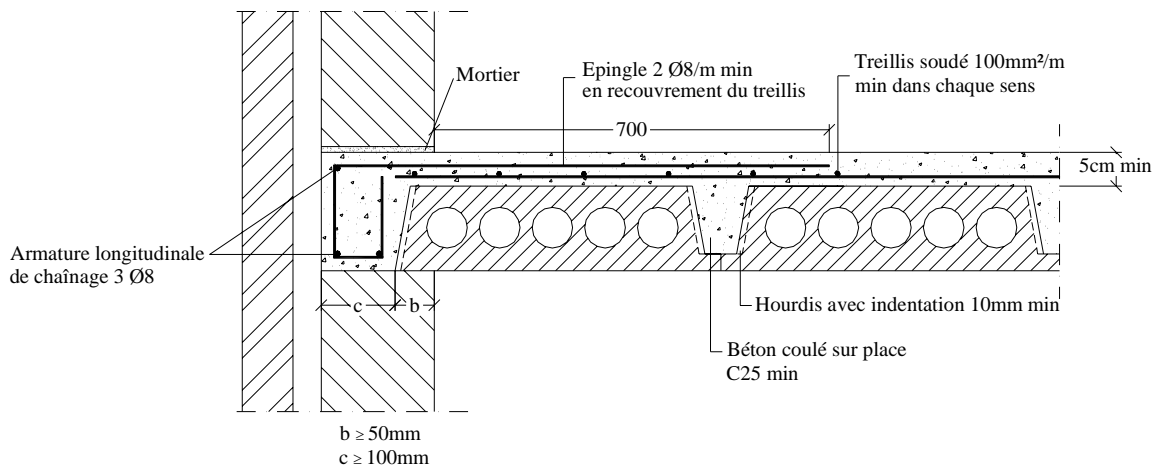


Figure 7.4.13. Liaison entre plancher en éléments de béton préfabriqué et mur. Appui direct des éléments préfabriqués. Cas d'une chape armée.

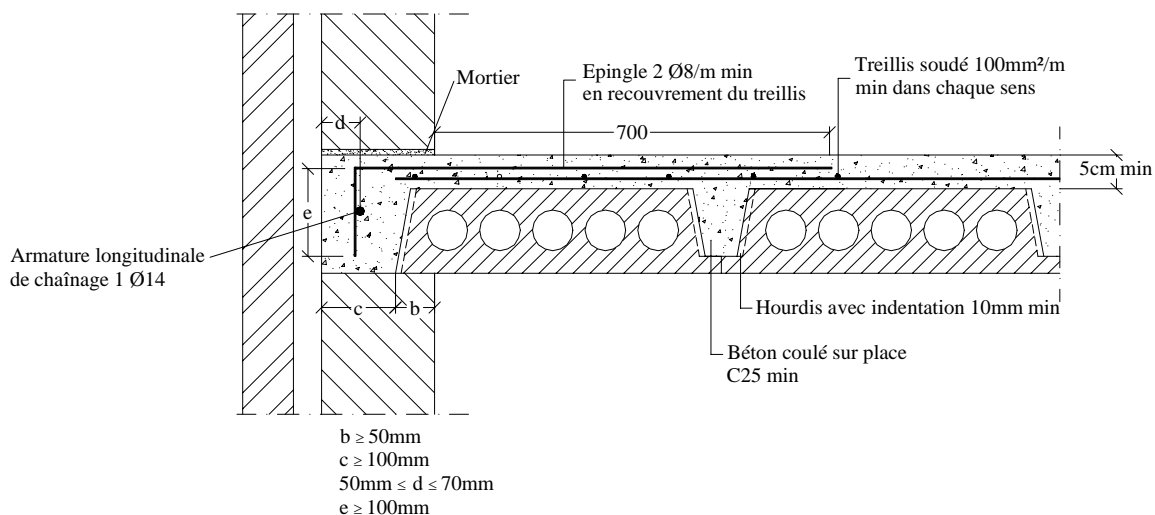


Figure 7.4.14. Liaison entre plancher en éléments de béton préfabriqué et mur. Appui direct des éléments préfabriqués. Cas d'une chape armée. Variante de chaînage.

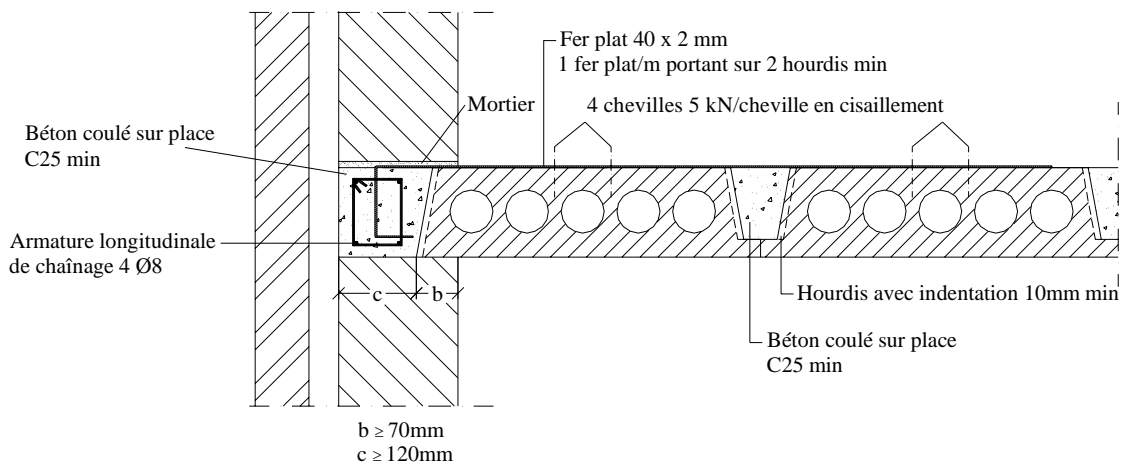


Figure 7.4.15. Liaison entre plancher en éléments de béton préfabriqué et mur. Appui direct des éléments préfabriqués. Pas de chape armée.

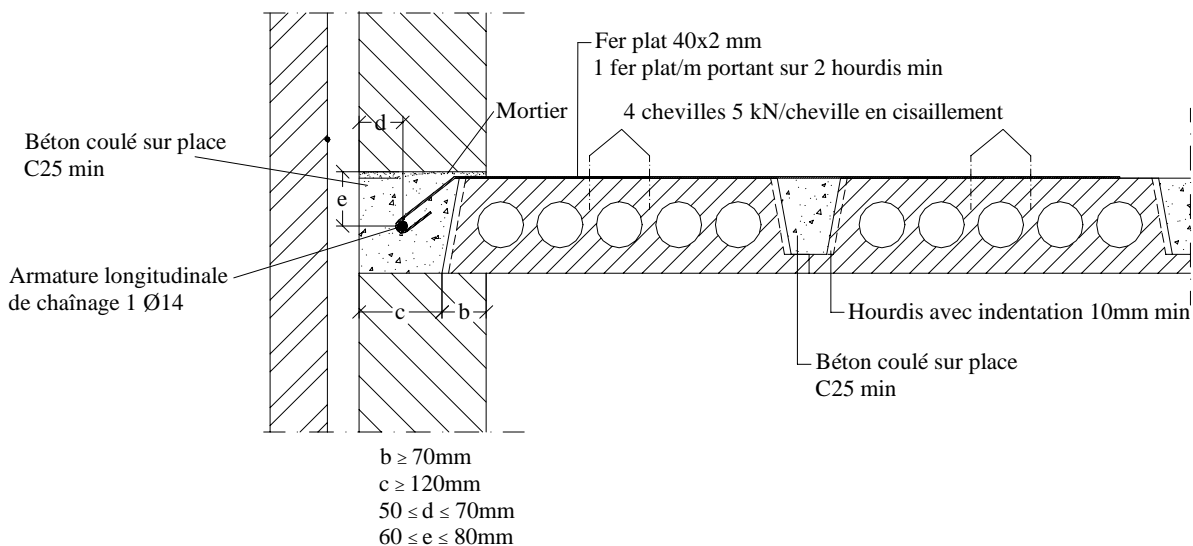


Figure 7.4.16. Liaison entre plancher en éléments de béton préfabriqué et mur. Appui direct des éléments préfabriqués. Pas de chape armée.

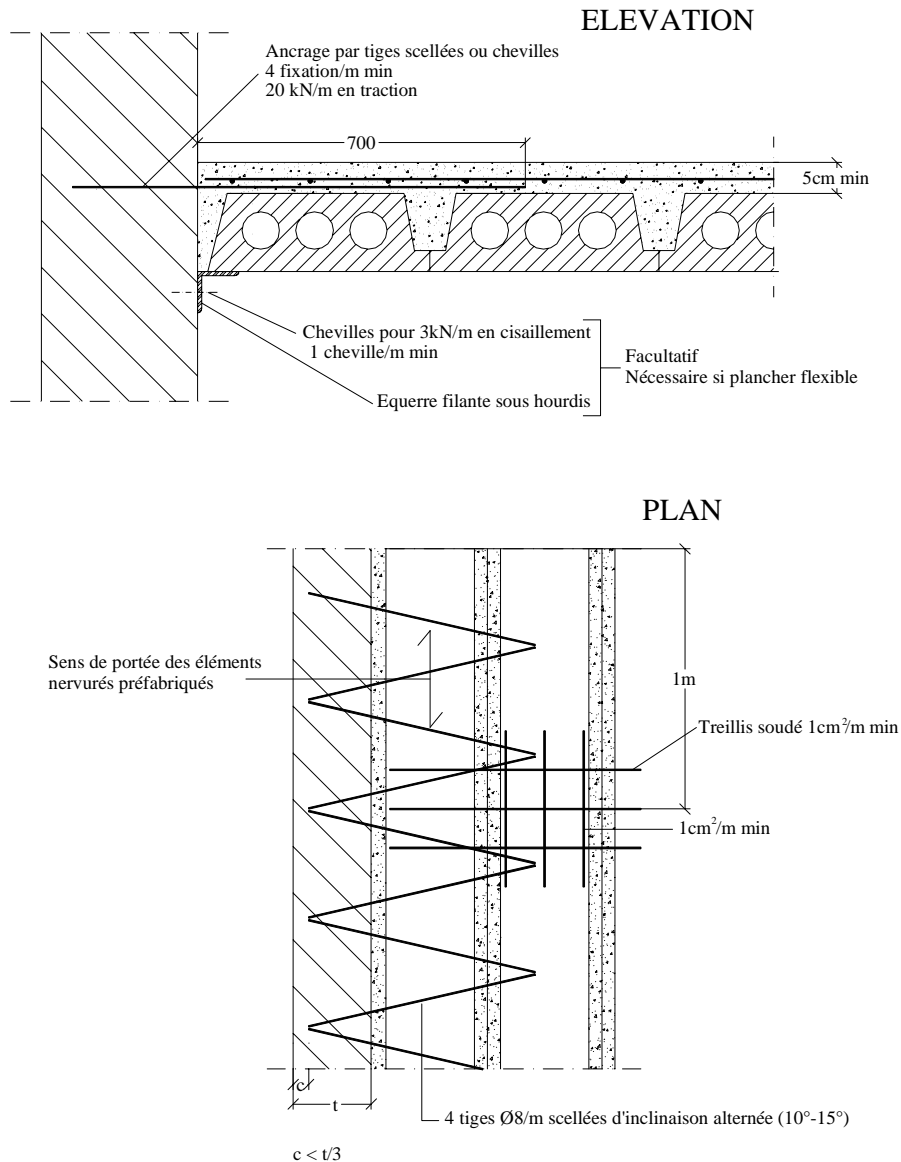


Figure 7.4.17. Liaison entre plancher en éléments de béton préfabriqué et mur. Appui indirect des éléments préfabriqués. Cas d'une chape armée.

Commentaire aux Figures 7.4.17 et 18.

Appuyer le bord latéral d'un élément préfabriqué réduit ses déplacements verticaux, ce qui n'est pas nécessairement souhaitable car les déformées différentes des 1^{er} et 2^{ème} éléments peuvent créer des fissurations non souhaitées à la jonction de ces éléments. Cependant, sans équerre d'appui, une séparation risque de s'établir entre le premier élément en béton préfabriqué et la chape, annulant le transfert d'effort par adhérence prévu aux Figures 7.4.17 et 18. Pour ce type de transfert d'effort la présence d'un appui indirect par cornière est donc nécessaire. Si cette disposition est appliquée, la chape joue le rôle de diaphragme. La liaison armée au mur latéral peut avoir lieu à ce niveau de chape.

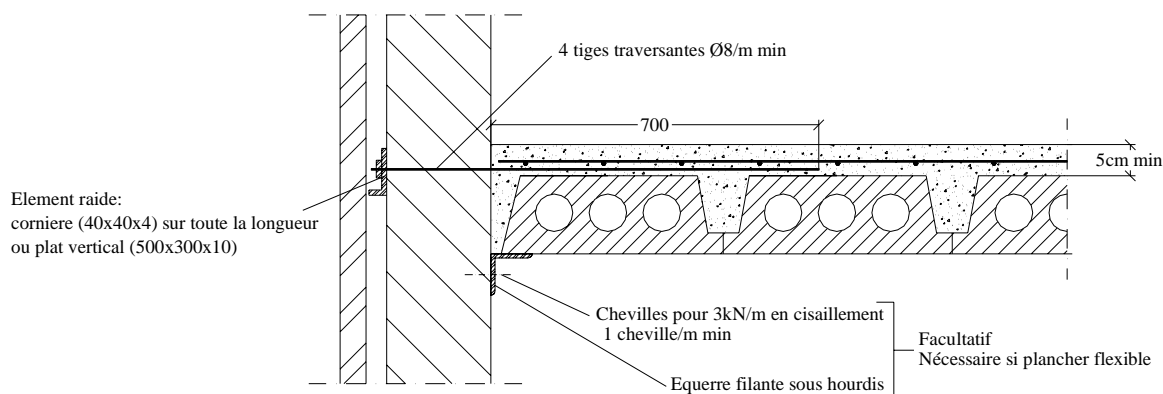


Figure 7.4.18. Liaison entre plancher en éléments de béton préfabriqué et mur. Appui indirect des éléments préfabriqués. Cas d'une chape armée.

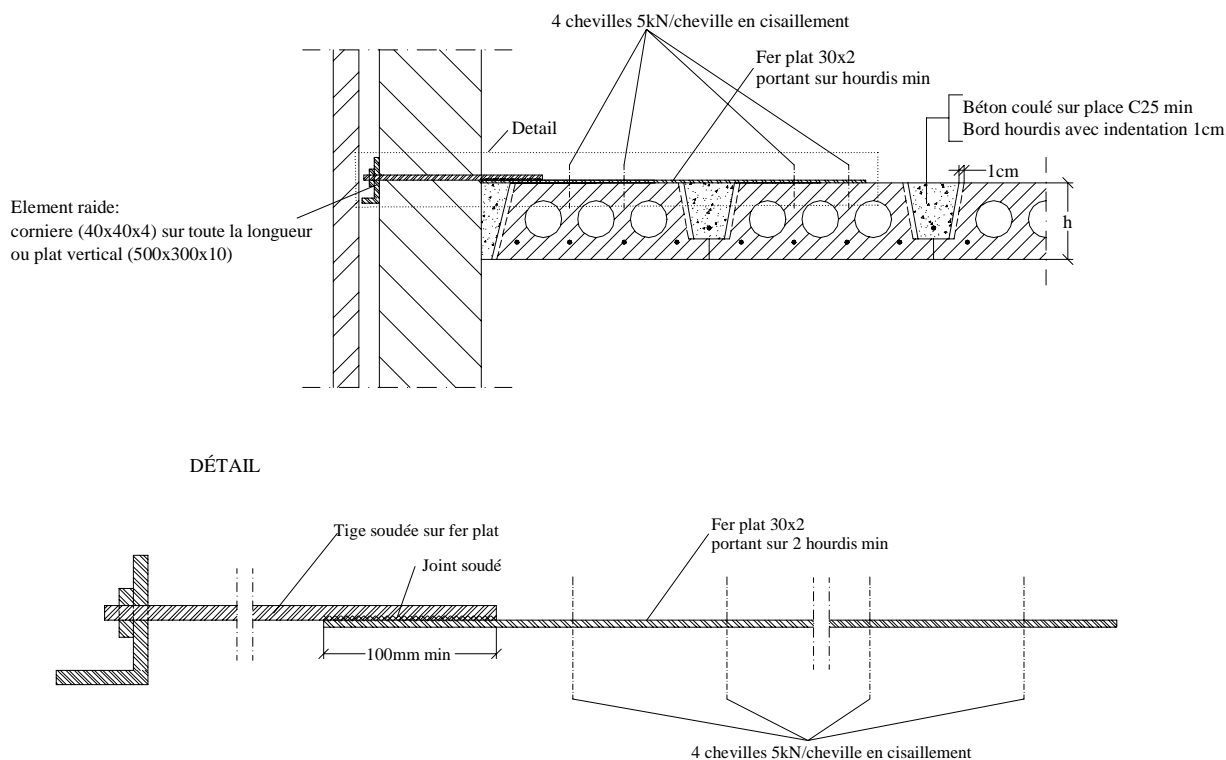


Figure 7.4.19. Liaison entre plancher en éléments de béton préfabriqué et mur. Absence d'appui vertical latéral des éléments préfabriqués. Pas de chape armée.

Commentaire aux Figures 7.4.19 et 20.

Les détails des Figures 7.4.19 et 20 tolèrent un déplacement vertical relatif entre le hourdis et l'ancrage, car la liaison élément préfabriqué-mur peut subir sans effet négatif pour la

résistance de la liaison une déformation par flexion dans la longueur comprise entre le mur et la 1^{ère} cheville.

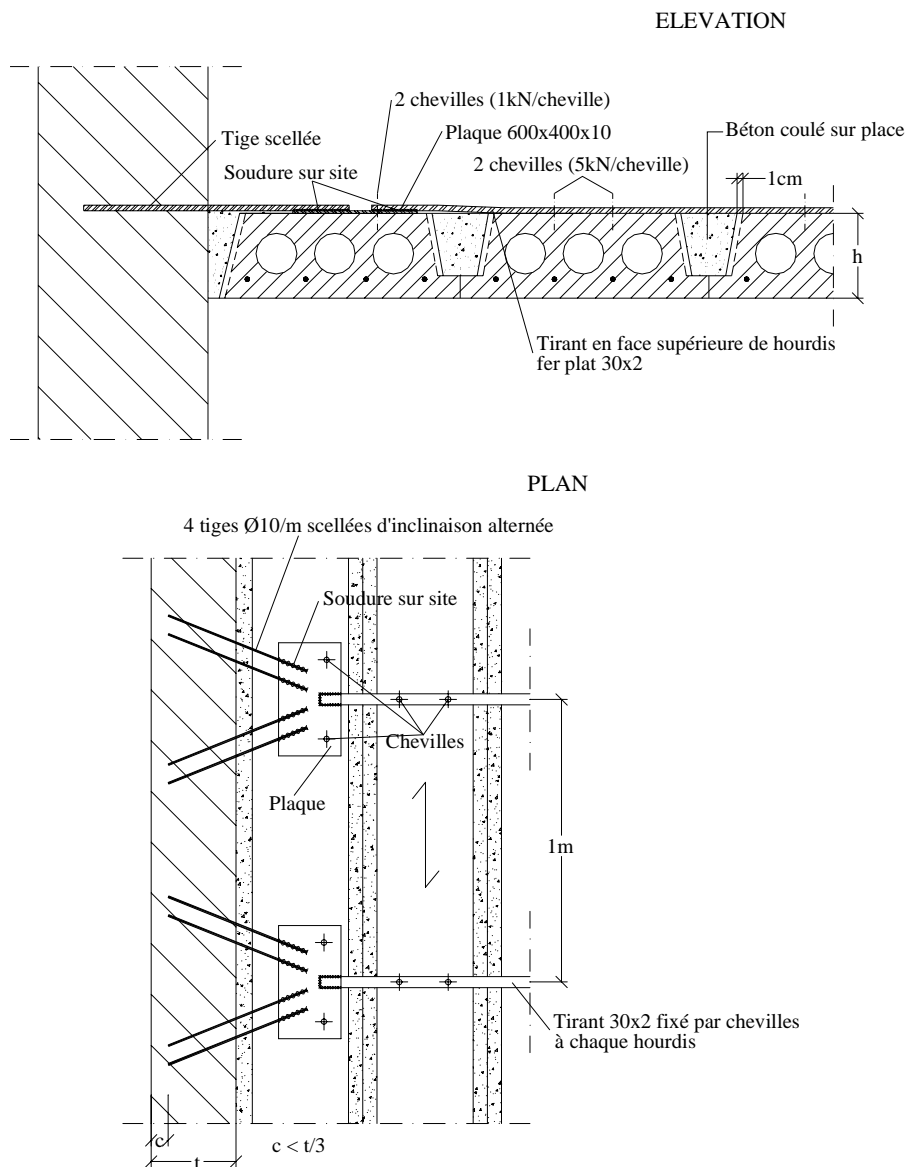


Figure 7.4.20. Liaison entre plancher en éléments de béton préfabriqué et mur. Absence d'appui vertical latéral des éléments préfabriqués. Pas de chape armée.

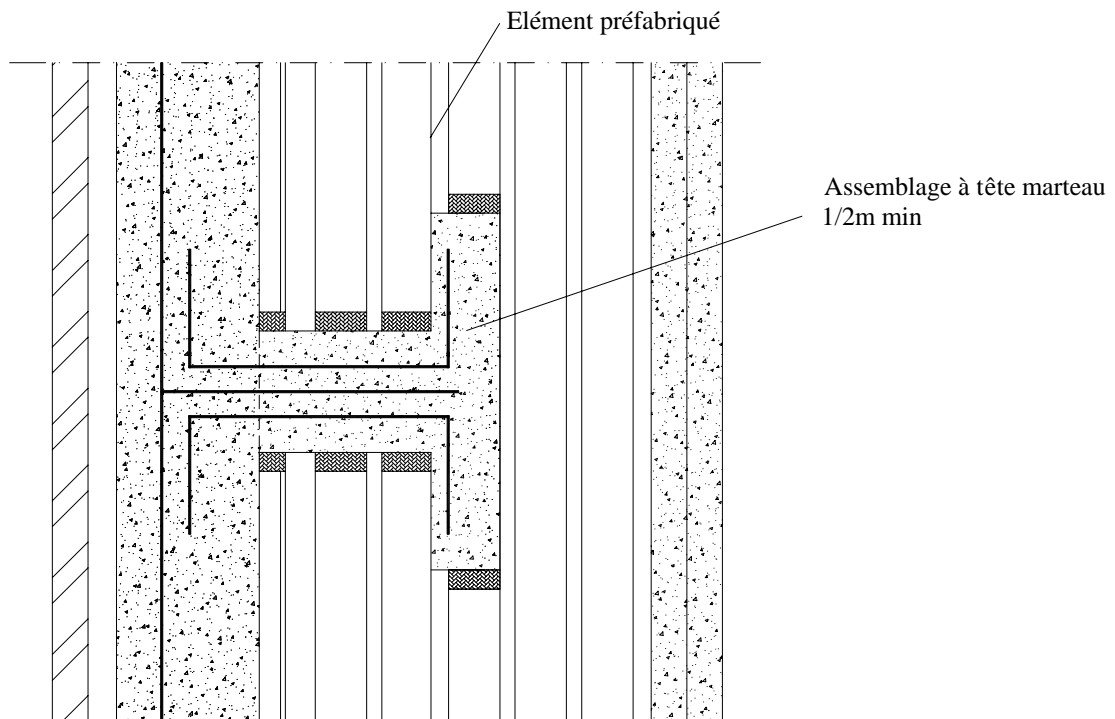
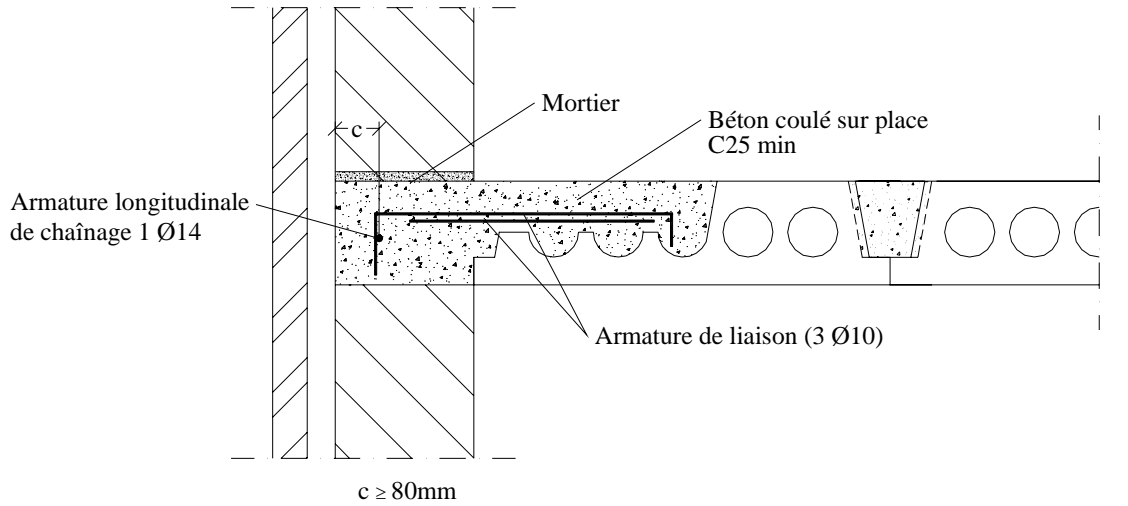


Figure 7.4.21. Liaison entre plancher en éléments de béton préfabriqué et mur. Appui indirect (ou appui direct) des éléments préfabriqués. Pas de chape armée. Tête de marteau.

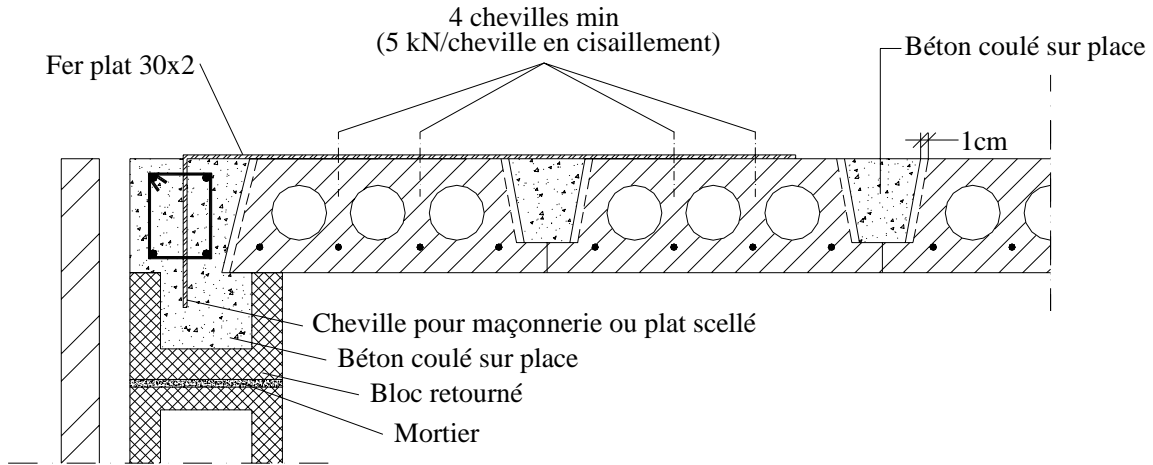


Figure 7.4.22. Liaison entre plancher en éléments de béton préfabriqué et mur, en tête de mur. Appui direct des éléments préfabriqués. Pas de chape armée.

Commentaire à la Figure 7.4.22.

En tête de mur, la compression due au poids est faible. Le transfert de cisaillement dans le joint de mortier ne peut guère impliquer le frottement. Il est donc nécessaire d'assurer une liaison mécanique par cheville ou tige verticale. Il est préférable que ce type de liaison porte sur plusieurs tas de blocs de béton.

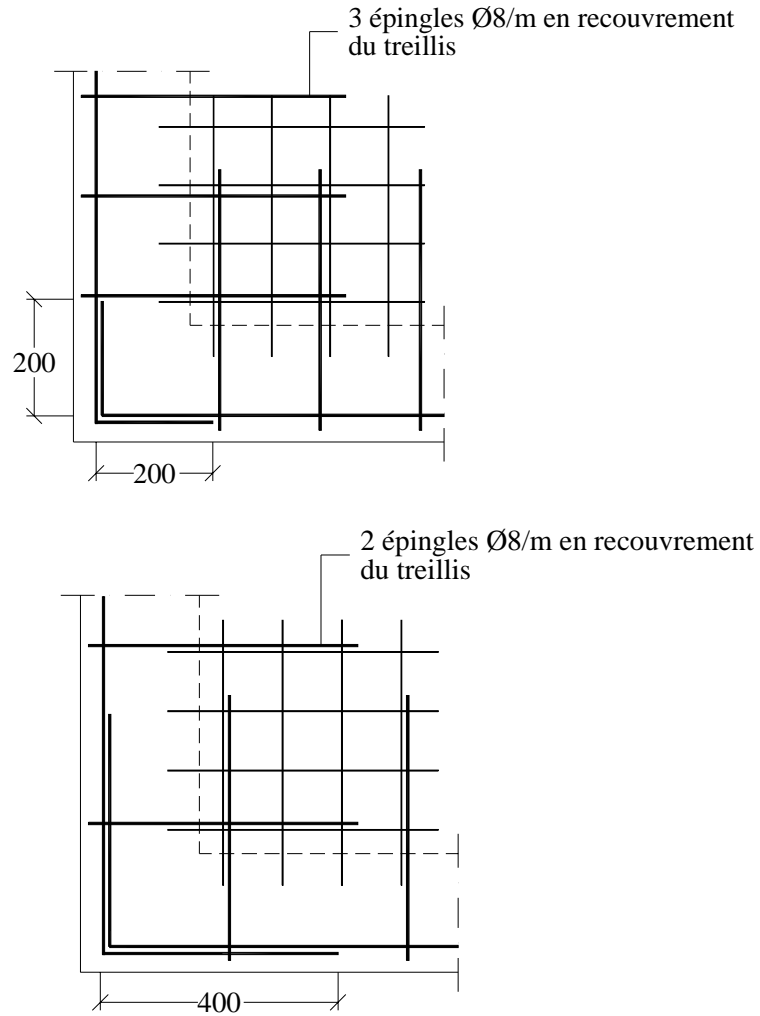


Figure 7.4.23. Armature d'angle du chaînage. Liaison entre mur extérieur et mur extérieur.

Commentaire à la Figure 7.4.23.

La continuité des armatures du chaînage aux jonctions mur-mur est un élément fondamental de résistance de la structure. Ceci explique les longueurs de recouvrement des armatures de chaînage présentées. La Figure 7.4.23 présente le cas où l'armature longitudinale de chaînage est une seule barre de $\phi 14$.

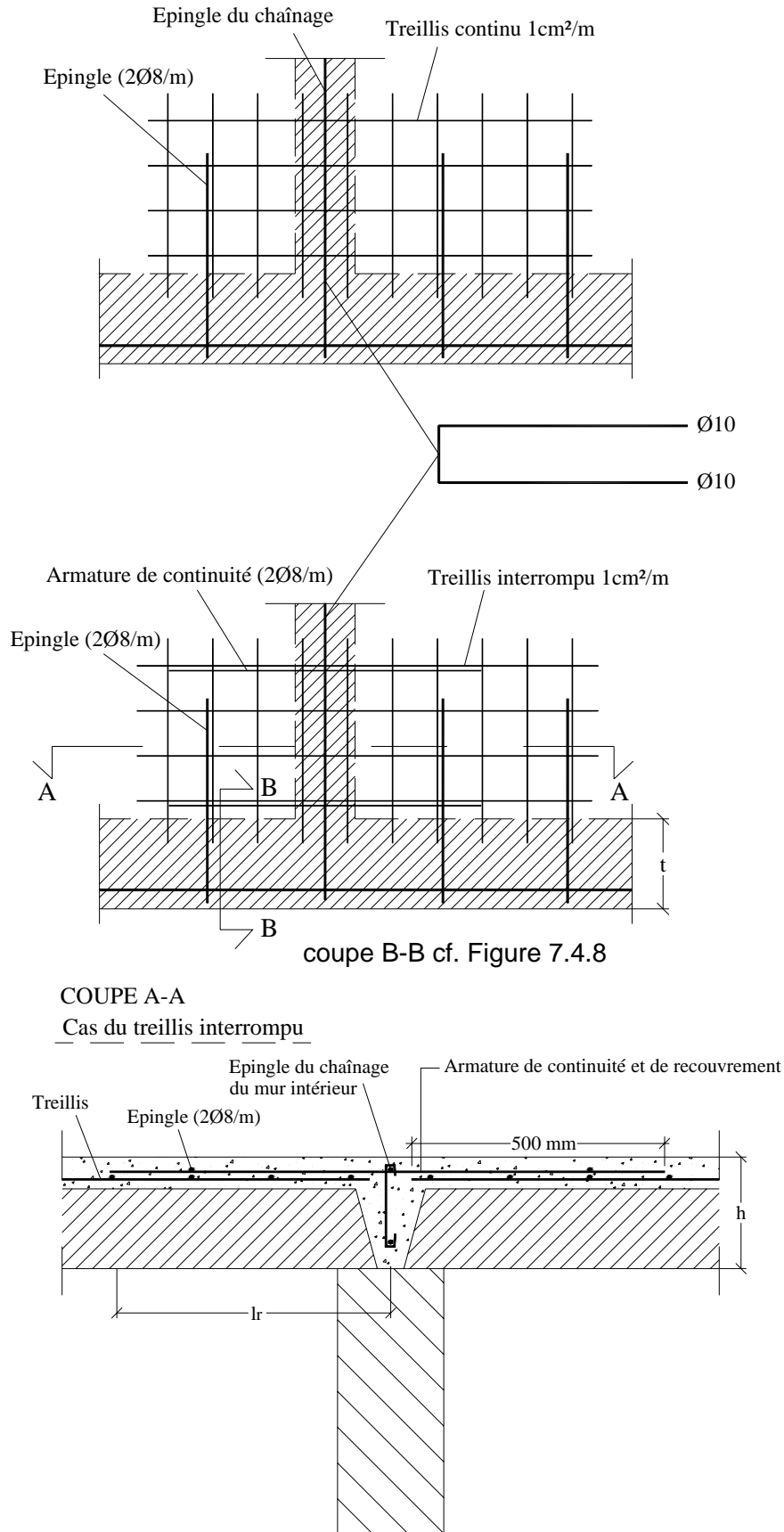


Figure 7.4.24. Liaison plancher- mur intérieur

7.5 PLANCHERS EN BOIS. RAIDISSAGE ET LIAISONS PLANCHERS EN BOIS-MURS.

Les principes de constitution des diaphragmes ont été définis en 7.3. Un plancher usuel en bois est constitué de poutres (portant dans le sens y à la Figure 7.5.1) recouvertes d'éléments marchables perpendiculaires aux poutres.

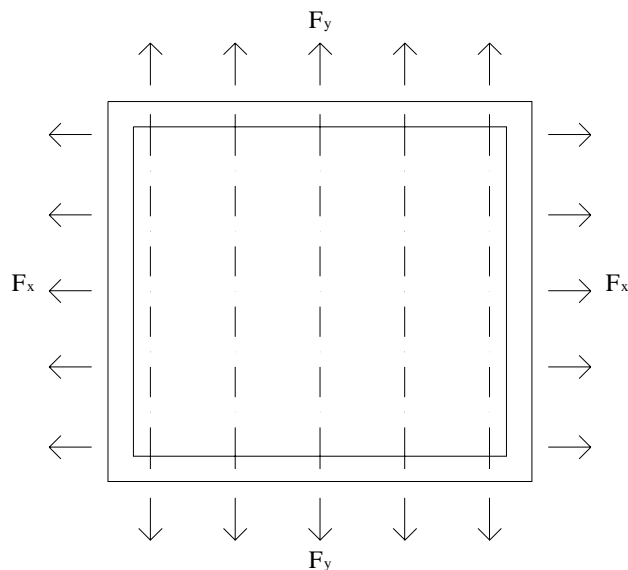


Figure 7.5.1. Schématisation des poutres d'un plancher portant dans un sens

Un plancher de zone non sismique, cf. Figure 7.5.1:

- peut éventuellement lier entre eux, par les poutres, les murs sur lesquels les poutres sont appuyées, si leurs appuis sont constitués pour reprendre les forces de traction/compression horizontales F_y .
- ne peut pas reprendre de forces F_x .
- peut reprendre un certain cisaillement, par les blocages de gauchissement réalisé par les éléments marchables cloués.

L'objectif des mesures constructives est d'assurer la reprise des forces F_x et F_y , évaluées à 20 kN/mct et d'assurer une raideur convenable du plancher. Ces mesures sont d'application à tous les planchers de la construction et à tous les niveaux.

On décrit aux Figures 7.5.2 à 7.5.6 des exemples de liaisons mur-poutres.

Dans la direction des entretoises, la présence de tirants parallèles à celles-ci est une solution pour le transfert des tractions. Une autre solution consiste à réaliser une continuité au niveau des liaisons entretoises poutres et une liaison entre entretoise et mur.

La raideur du diaphragme est généralement assurée par les éléments marchables cloués sur le grillage entretoises-poutres.

Il est aussi possible de réaliser un diaphragme sans éléments de plaques horizontales, par des triangulations et des portiques horizontaux. Dans la direction des poutres (y sur le dessin), on atteint ce résultat en fixant les poutres aux appuis ou en disposant des tirants parallèles aux poutres entre celles-ci. Dans la direction perpendiculaire aux poutres (x sur le dessin), on atteint ce résultat en disposant des tirants perpendiculaires aux poutres pour la reprise des tractions F_x et/ou en entretoisant les poutres pour la reprise des compressions F_x . Comme expliqué en 7.3, la raideur transversale des poutres peut conférer au diaphragme la raideur nécessaire à la reprise des forces qui leur sont perpendiculaires (F_x à la Figure 7.5.1). Pour la reprise des forces parallèles aux poutres (F_y à la Figure 7.5.1), en l'absence d'éléments marchables raidisseurs, des triangulations réalisées dans le plan horizontal peuvent réaliser l'effet diaphragme souhaité. Ces triangulations utilisent dans un sens les poutres comme membrures de treillis portant dans la direction y. Dans l'autre sens, les poutres servent comme montants de treillis portant dans la direction x.

Des chaînages doivent être présents dans les murs au niveau des appuis de poutres et des tirants, pour distribuer les réactions concentrées.

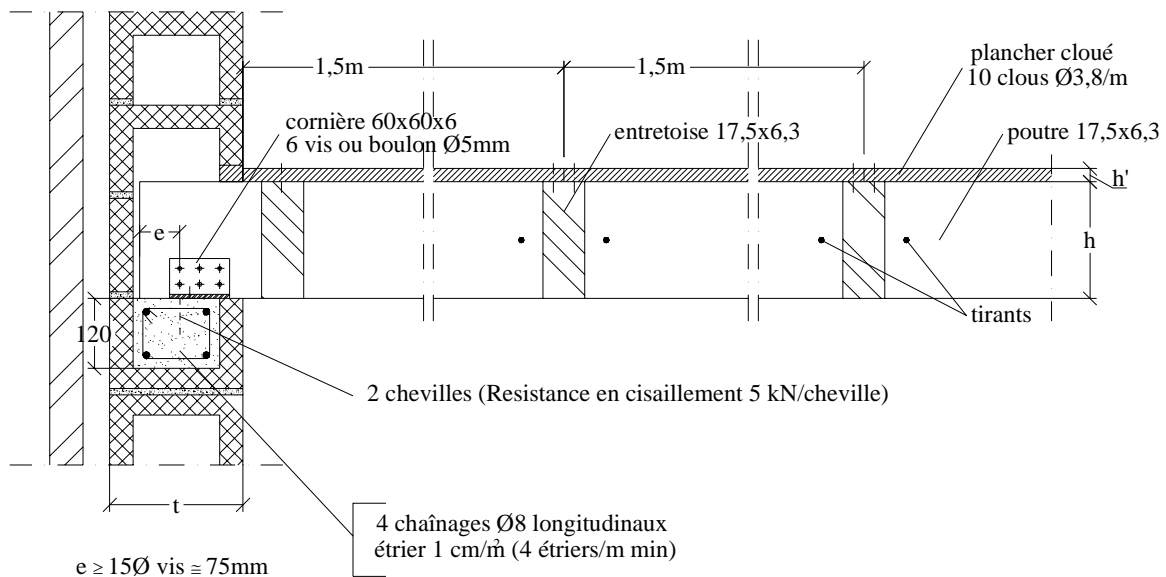


Figure 7.5.2. Liaison par ancrage entre poutre de plancher en bois et mur.

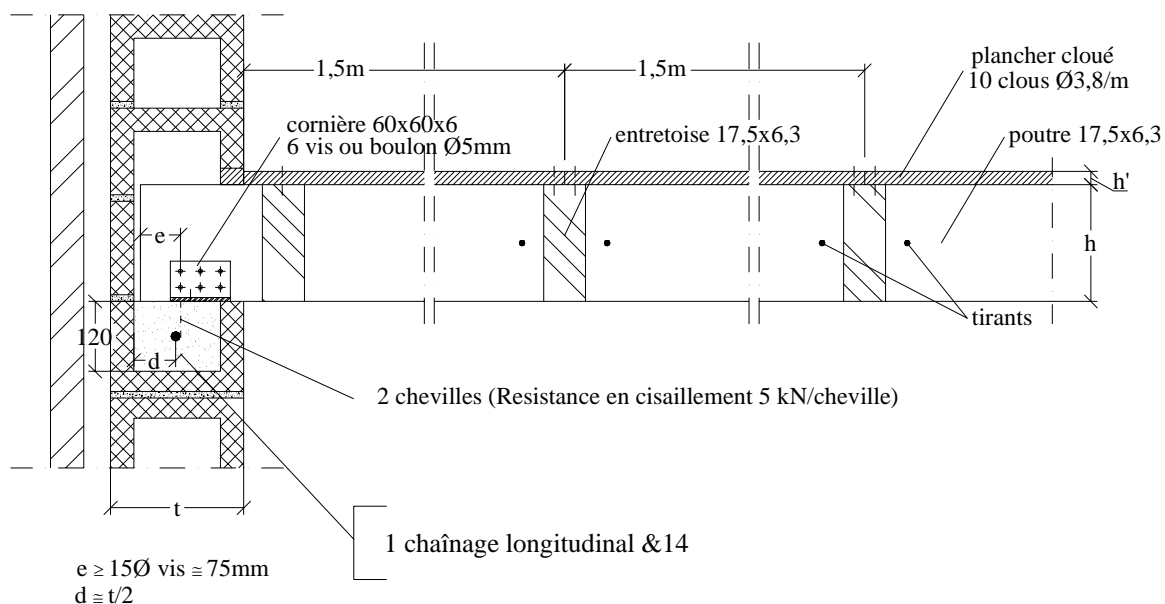


Figure 7.5.3. Liaison par ancrage entre poutre de plancher en bois et mur. Autre chaînage.

Commentaire aux Figures 7.5.2 et 3.

On ne peut compter sur la résistance au cisaillement à l'interface bois-maçonnerie ou bois-béton ou pièce métallique béton. Il faut donc prévoir un ancrage par chevilles ou tiges scellées boulonnées

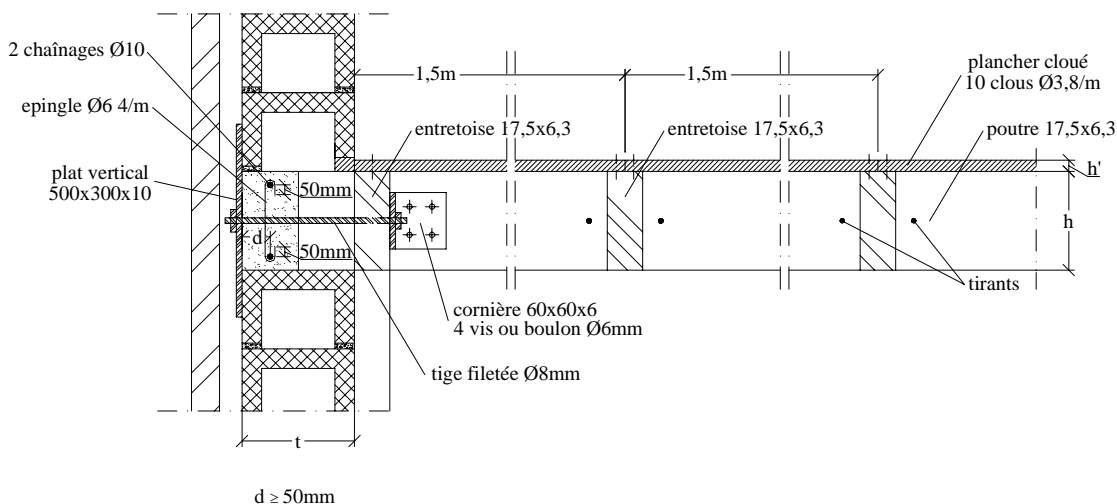


Figure 7.5.4. Liaison entre poutre de plancher en bois et mur avec plaque à l'arrière du mur.

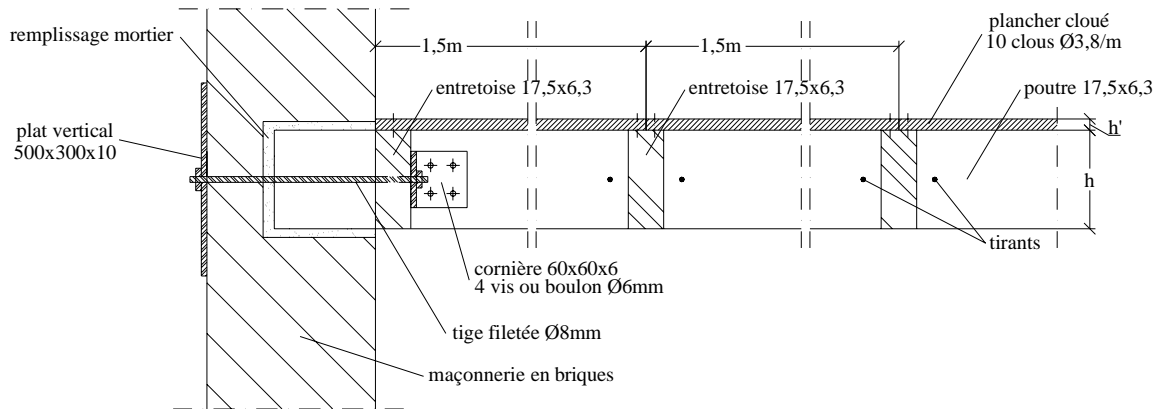


Figure 7.5.5. Liaison entre poutre de plancher en bois et mur avec plaque à l'arrière du mur.

Commentaire aux Figures 7.5.4 et 5.

L'utilisation d'une liaison par plaque à l'arrière du mur proposée rejoint une pratique existante couramment observée dans des bâtiments anciens en maçonnerie où elle vise au même objectif de cohésion de la "boite", généralement pour contrer les effets néfastes du tassement différentiel.

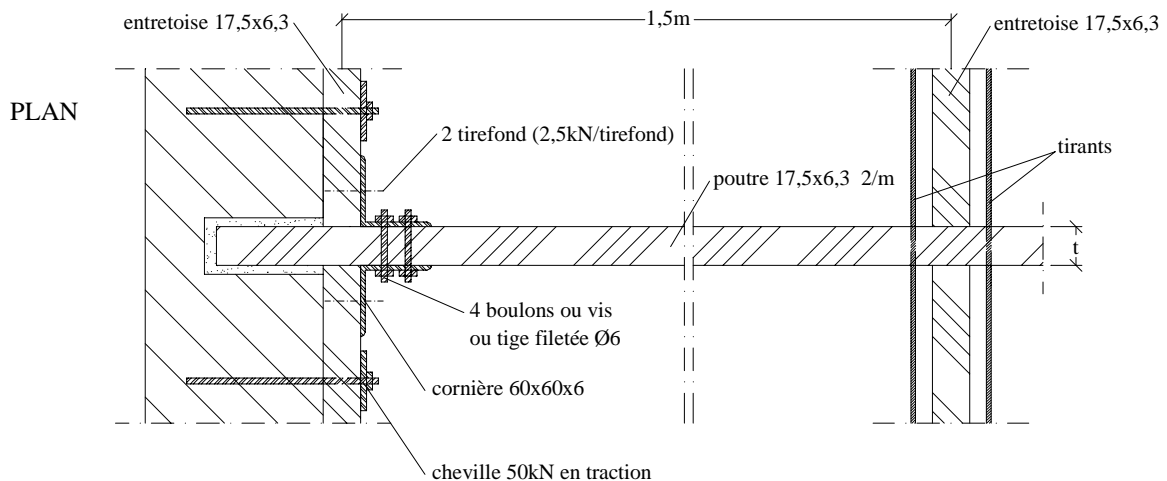
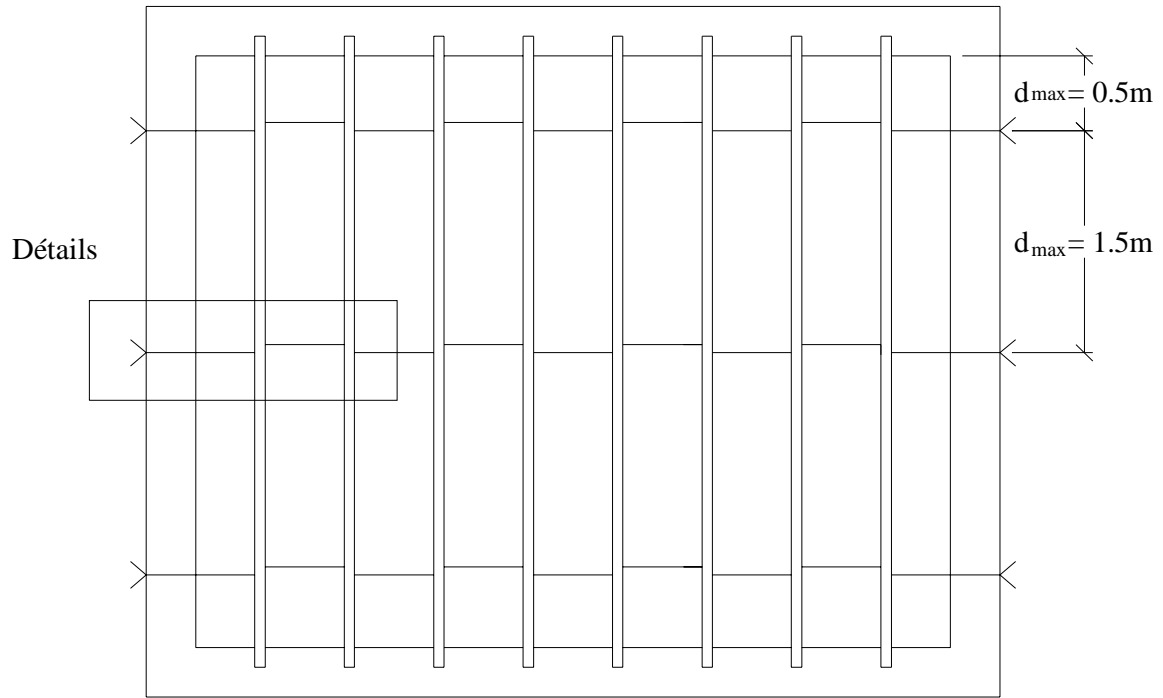


Figure 7.5.6. Liaison poutre de plancher bois-mur utilisant une lisse chevillée au mur

Commentaire à la Figure 7.5.6.

Cette disposition présente l'avantage d'être aisément utilisable a posteriori pour utiliser les poutres comme tirants.



Détail

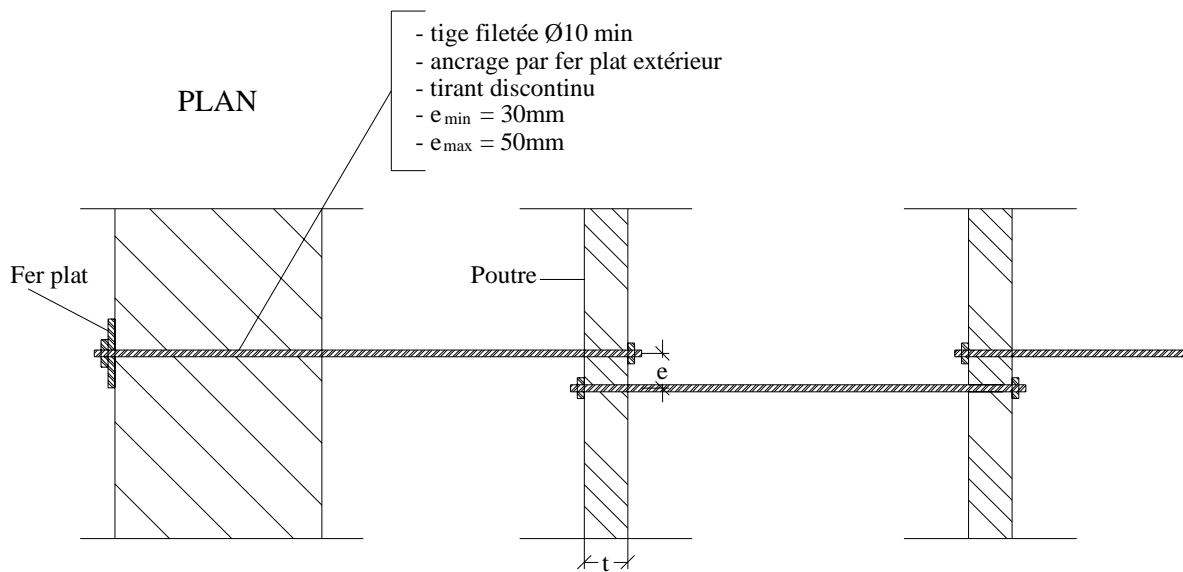


Figure 7.5.7. Liaison tirant-mur et détails des liaisons tirant-poutre bois. Tirant réalisé à l'aide de tiges filetées

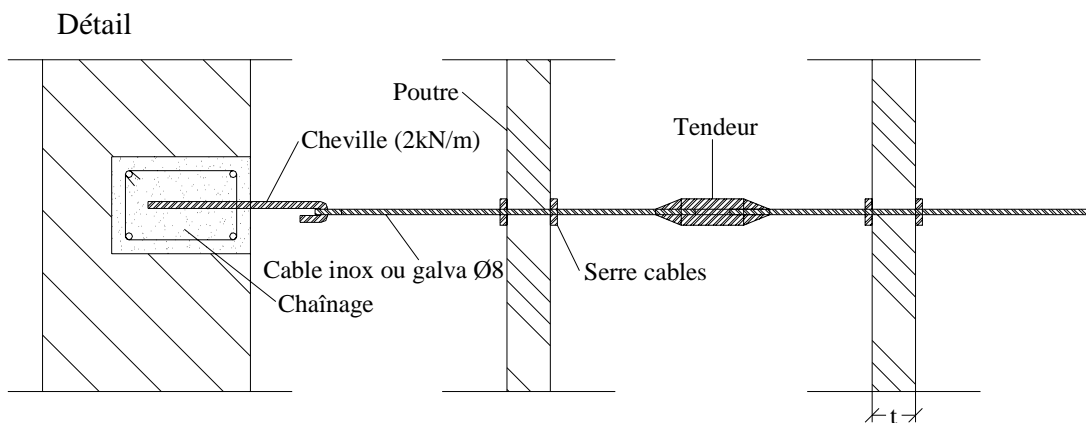
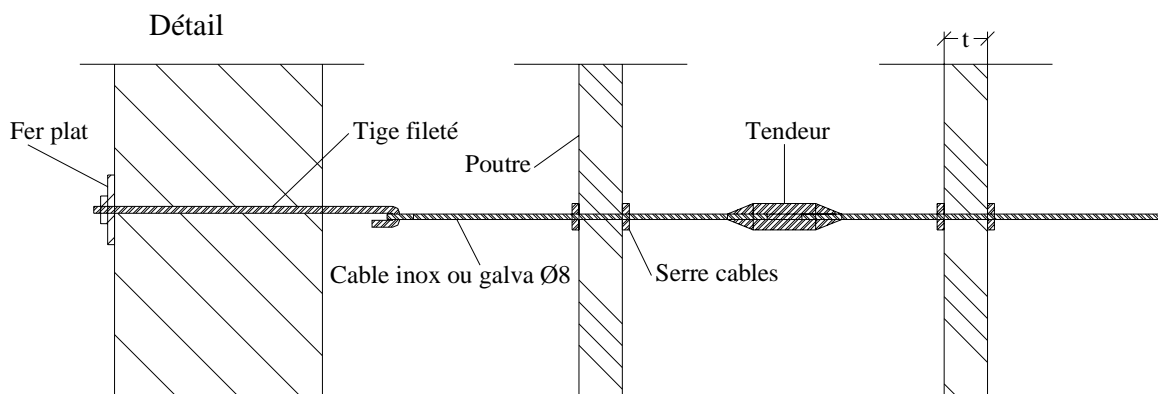
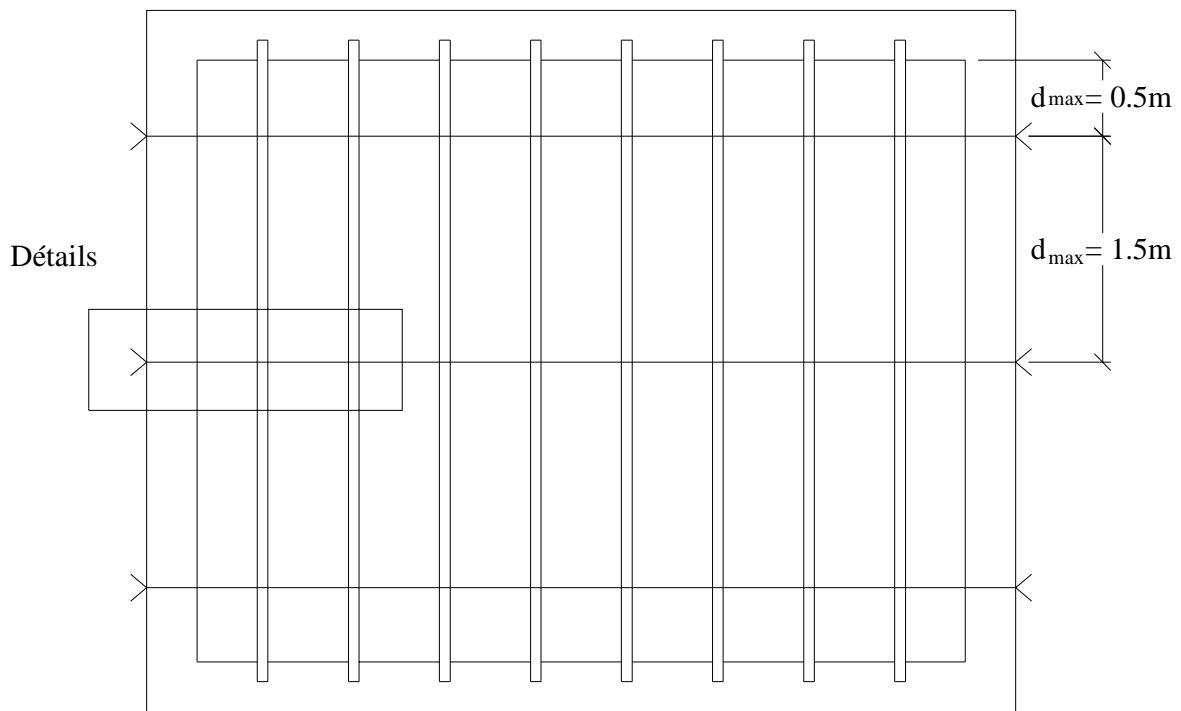


Figure 7.5.8. Liaisons tirant-mur et détails des liaisons tirant-poutre bois. Tirant réalisé à l'aide de câbles

7.6 LIAISONS TOITURE-MUR ET RAIDISSAGE DE TOITURE.

Avant de proposer des détails, on reprend quelques principes de stabilité relatifs aux parties hautes des constructions simples.

En partie haute des constructions, des diaphragmes quasi horizontaux peuvent être réalisés à deux niveaux :

- dans les plans de la toiture.
- dans le plafond du dernier niveau avant la toiture, c'est à dire le plan des entrails éventuels des fermes ou le plancher des combles.

Ces diaphragmes doivent soutenir les poussées horizontales du séisme :

- force d'inertie des murs pignons.
- forces d'inertie correspondant aux masses des diaphragmes eux-mêmes.

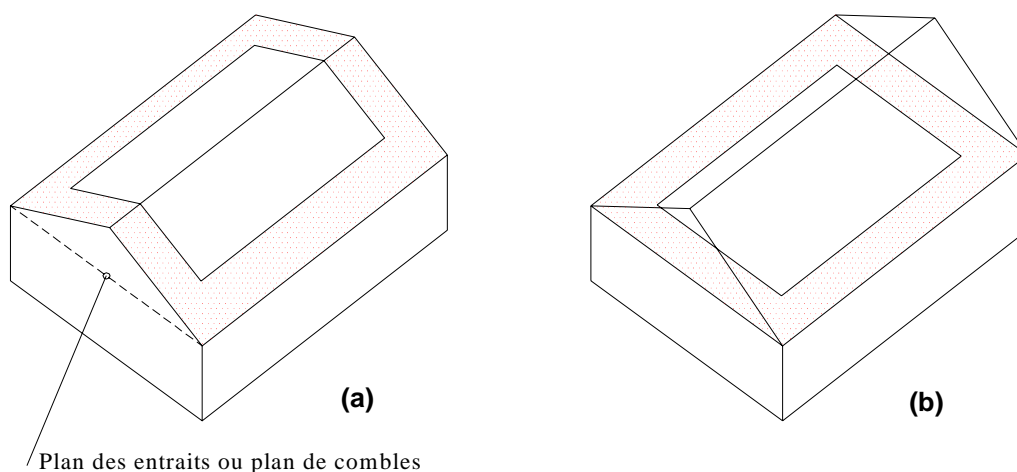


Figure 7.6.1. Localisation des diaphragmes de toitures

(a) dans les plans de toiture (b) dans le plan des entrails

Une toiture est toujours contreventée pour la reprise des sollicitations du vent. Pour la reprise de l'action sismique, il faut tenir compte des éléments de conception suivants :

Par rapport à l'action du vent, la prise en compte du séisme introduit comme sollicitations supplémentaires :

- des sollicitations majorées dans les plans et aux appuis de la toiture ;
- des tractions/compressions perpendiculaires aux murs, appliquées aux liaisons de la toiture (diaphragme) aux pignons et façades, éléments résistants verticaux.

Sauf justification explicite, il doit être prévu que le plancher de comble et les plans de la toiture soient contreventés et forment diaphragmes reliant les murs périphériques de la construction. Comme dans le cas des planchers, ces contreventements dans les plans de toiture peuvent être réalisés à l'aide de panneaux de contreplaqués ou d'agglomérés. cf. Figure 7.6.2.

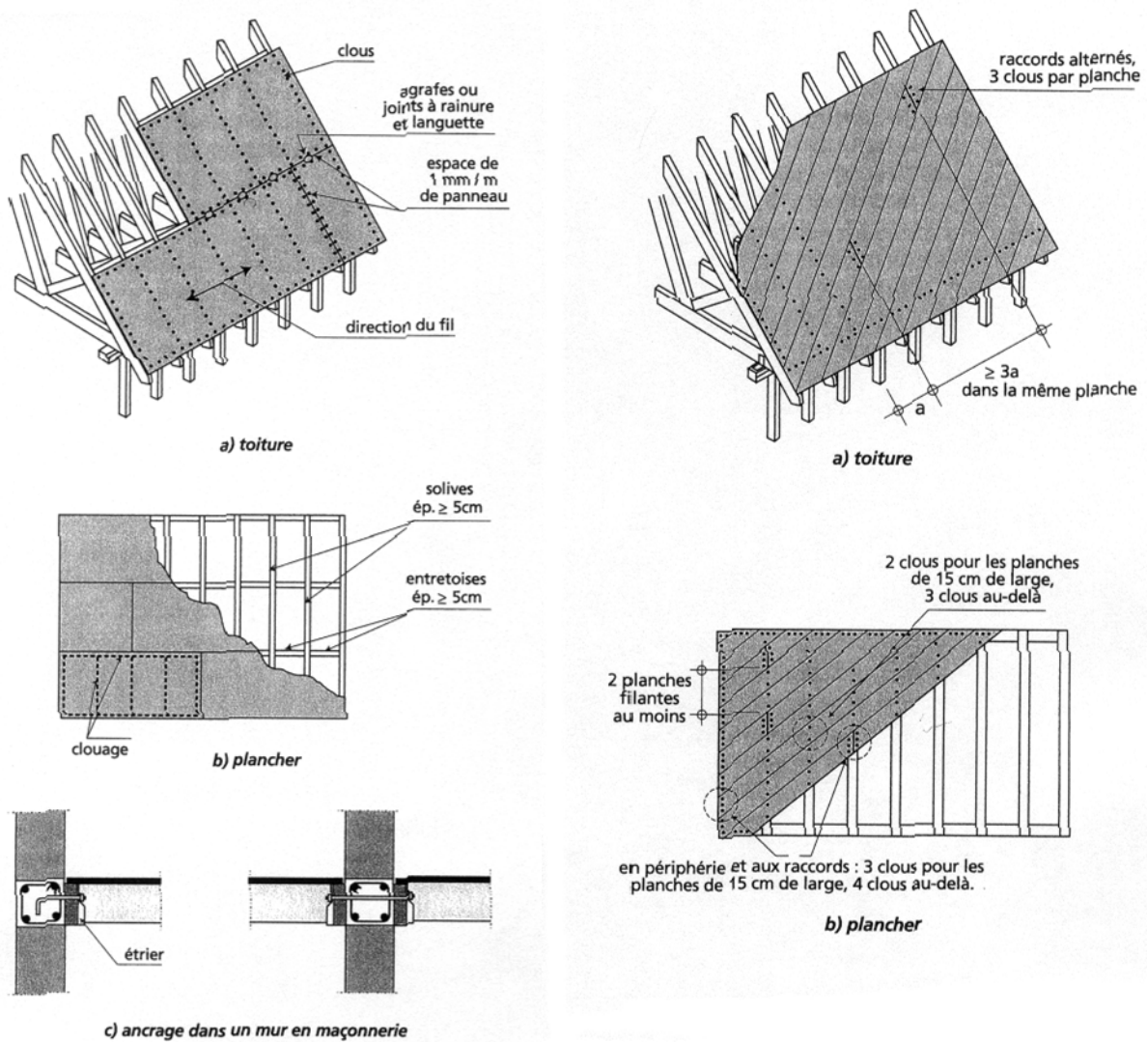


Figure 7.6.2. Réalisation de diaphragmes à l'aide de panneaux cloués (Zacek, 1996)

L'utilisation de fermes avec entrants est souhaitable, pour éviter que les fermes n'appliquent, en supplément aux 15 kN/m définis comme sollicitation sismique, des forces horizontales incertaines en tête de mur. Des entrants maintiennent constante la distance entre les

murs sur lesquels les fermes sont appuyées. Sinon, un calcul complet des fermes tenant compte de la flexibilité des supports devrait être effectué.

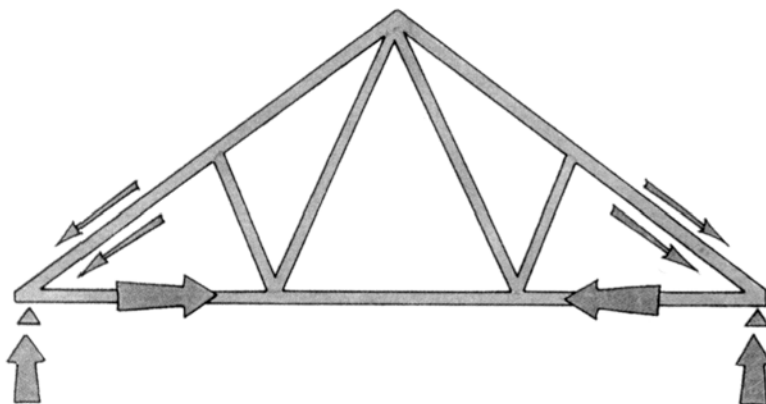


Figure 7.6.3. Ferme avec entrait horizontal. L'entrait referme les forces sur la ferme, qui transmet des efforts horizontaux réduits aux appuis.

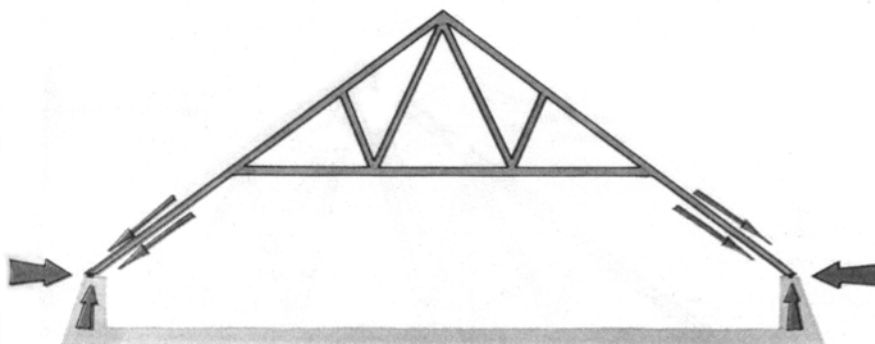


Figure 7.6.4. Ferme sans entrait horizontal : grande déformabilité de la charpente si les appuis ne sont pas bloqués ou poussée horizontale sur les murs si les appuis sont bloqués

En l'absence d'un diaphragme réalisé à l'aide de panneaux cloués à l'ossature bois dans les plans des toitures, l'utilisation de barres de contreventements, renforcées par rapport à un projet non parasismique, est nécessaire. Les Figures 7.6.5 à 7.6.7 présentent des exemples dans le cas de charpentes de type fermette.

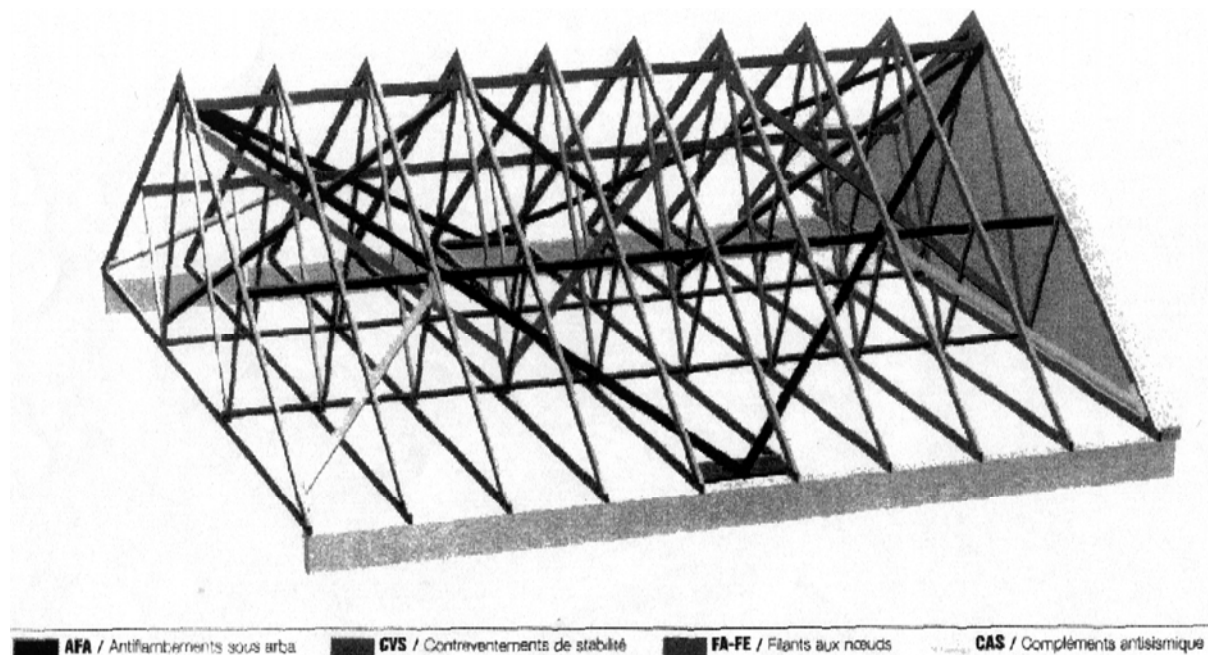


Figure 7.6.5. Contreventement de toiture. Cas de charpente de type fermette. Combles perdus. Diaphragme sans arbalétrier. Schéma de principe.

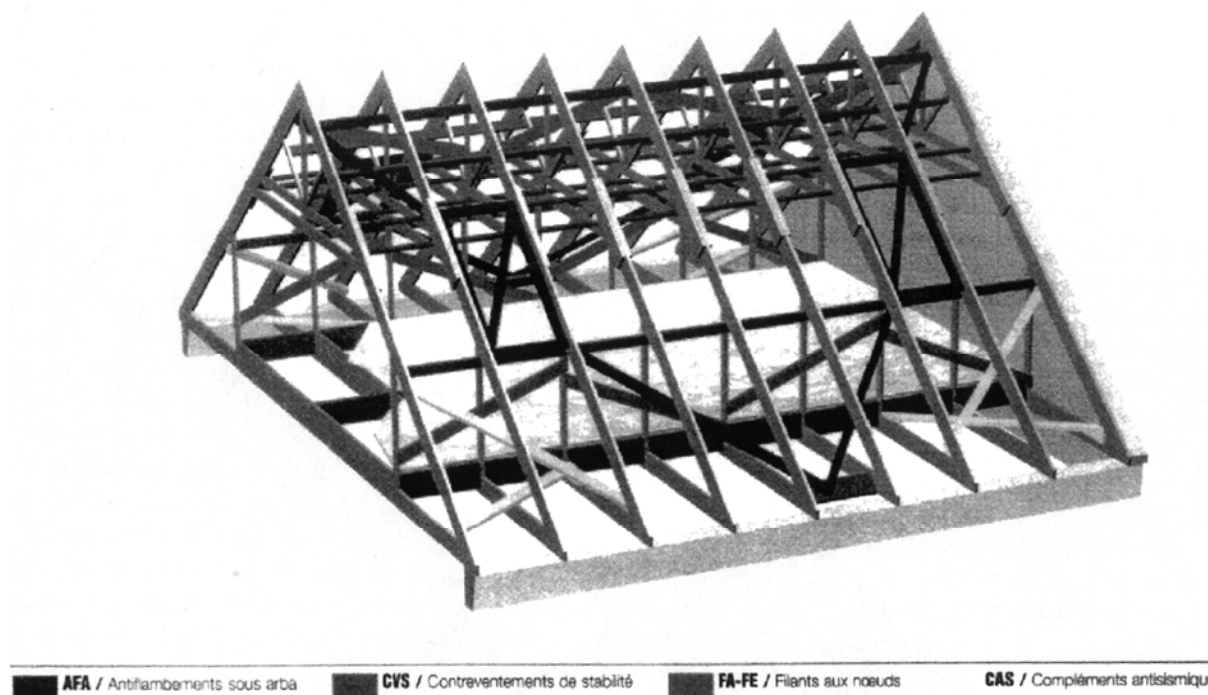


Figure 7.6.6. Contreventement de toiture. Cas de charpente de type fermette. Combles habitables. Diaphragme sur entrait. Schéma de principe.

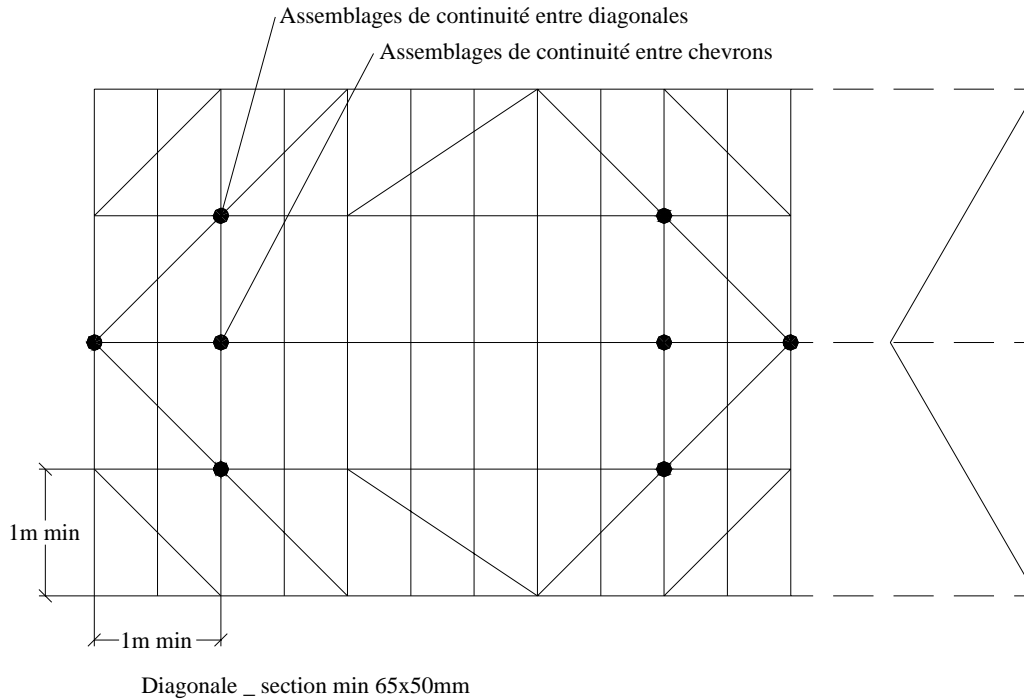


Figure 7.6.7. Contreventement de toiture. Absence de ferme. Combles habitables. Utilisation de sections de bois. Cas de la toiture à pannes continues.

Des chaînages doivent être présents aux appuis des poutres et pannes, sur les bords horizontaux et inclinés de la toiture.

Entre charpente de toiture et pignons, ainsi qu'entre charpente et appui de ferme doivent être présentes des liaisons « positives » capables de transmettre les sollicitations sismiques horizontales de 10 ou 15 kN/m (cf. chapitre 6). Ces liaisons peuvent être celles définies pour la reprise des sollicitations du vent. On présente quelques connexions possibles aux Figures 7.6.8 à 7.6.11.

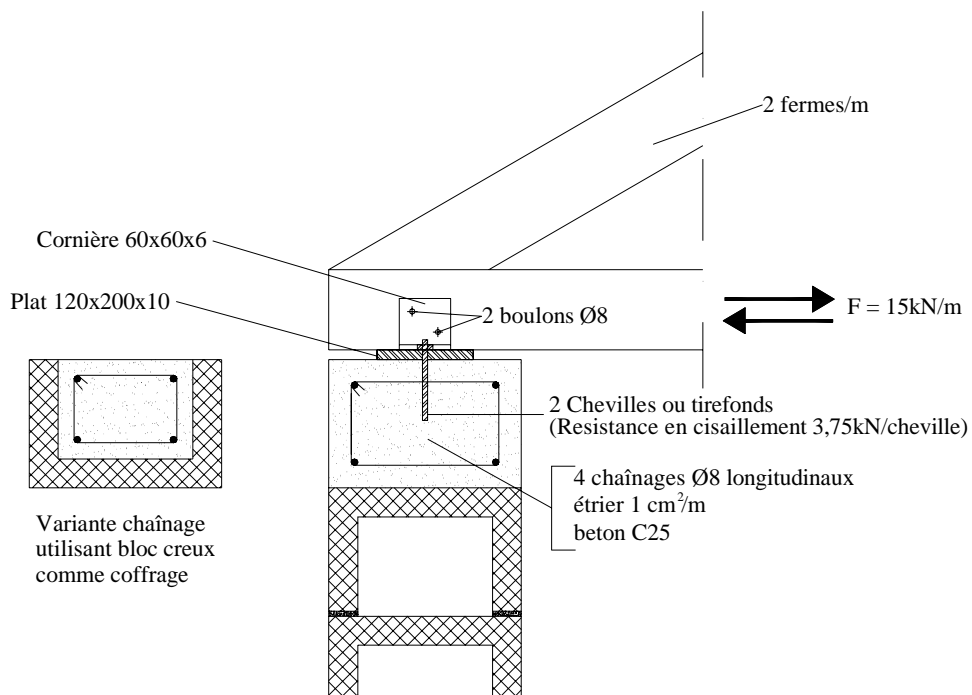
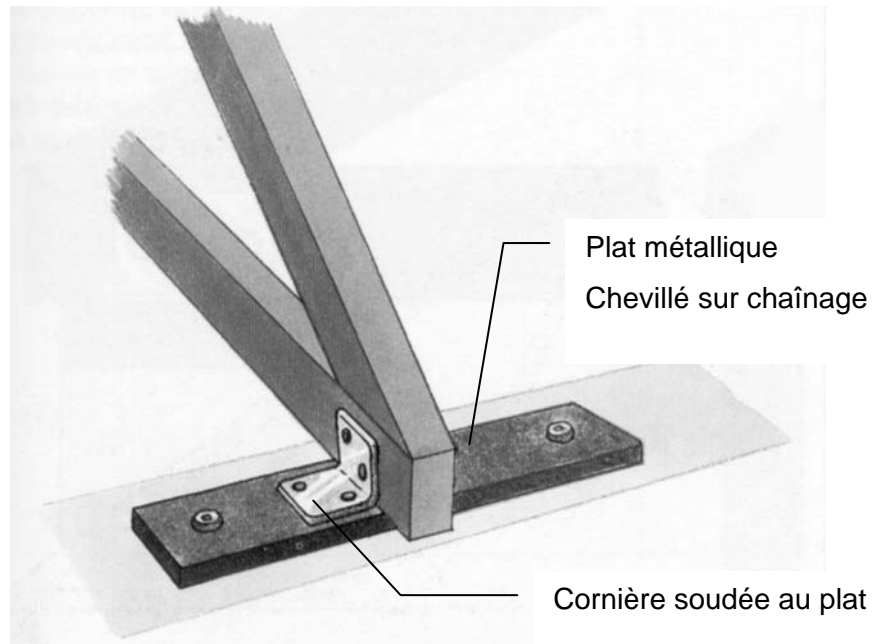


Figure 7.6.8. Exemple d'ancrage de ferme

Commentaire aux Figures 7.6.8 et 9.

Ce type d'ancrage devrait réaliser deux objectifs antagonistes: transmettre la sollicitation sismique et permettre un déplacement (déformation sous charge extérieure variable comme

la neige et le vent et variations dimensionnelles thermiques ou hygrométriques). Le jeu entre boulon et trou du plat métallique permet ce résultat.

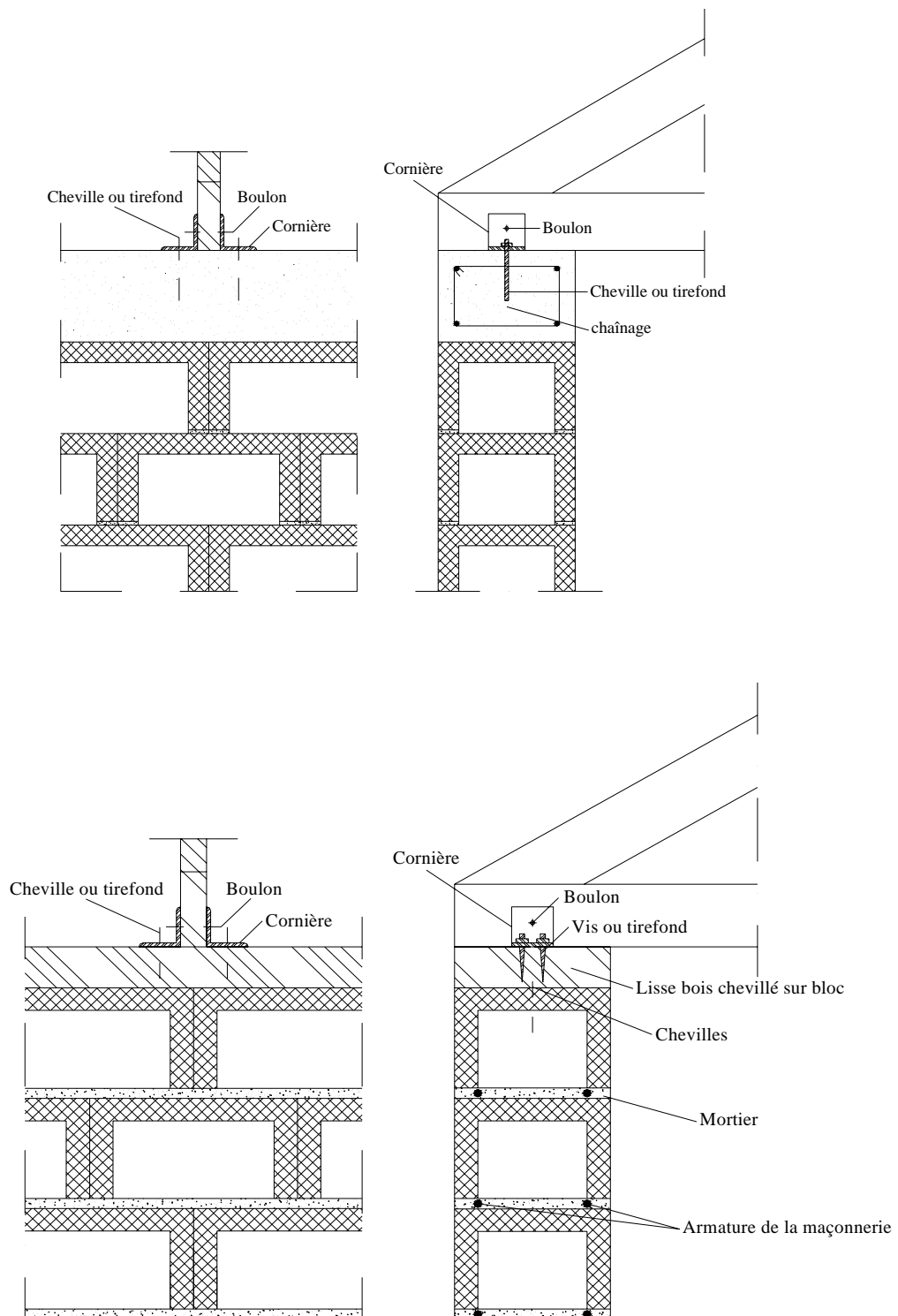


Figure 7.6.9. Exemples d'ancrage de ferme (a) sur une poutre de chaînage en béton armé (b) sur une lisse en bois chevillée sur bloc

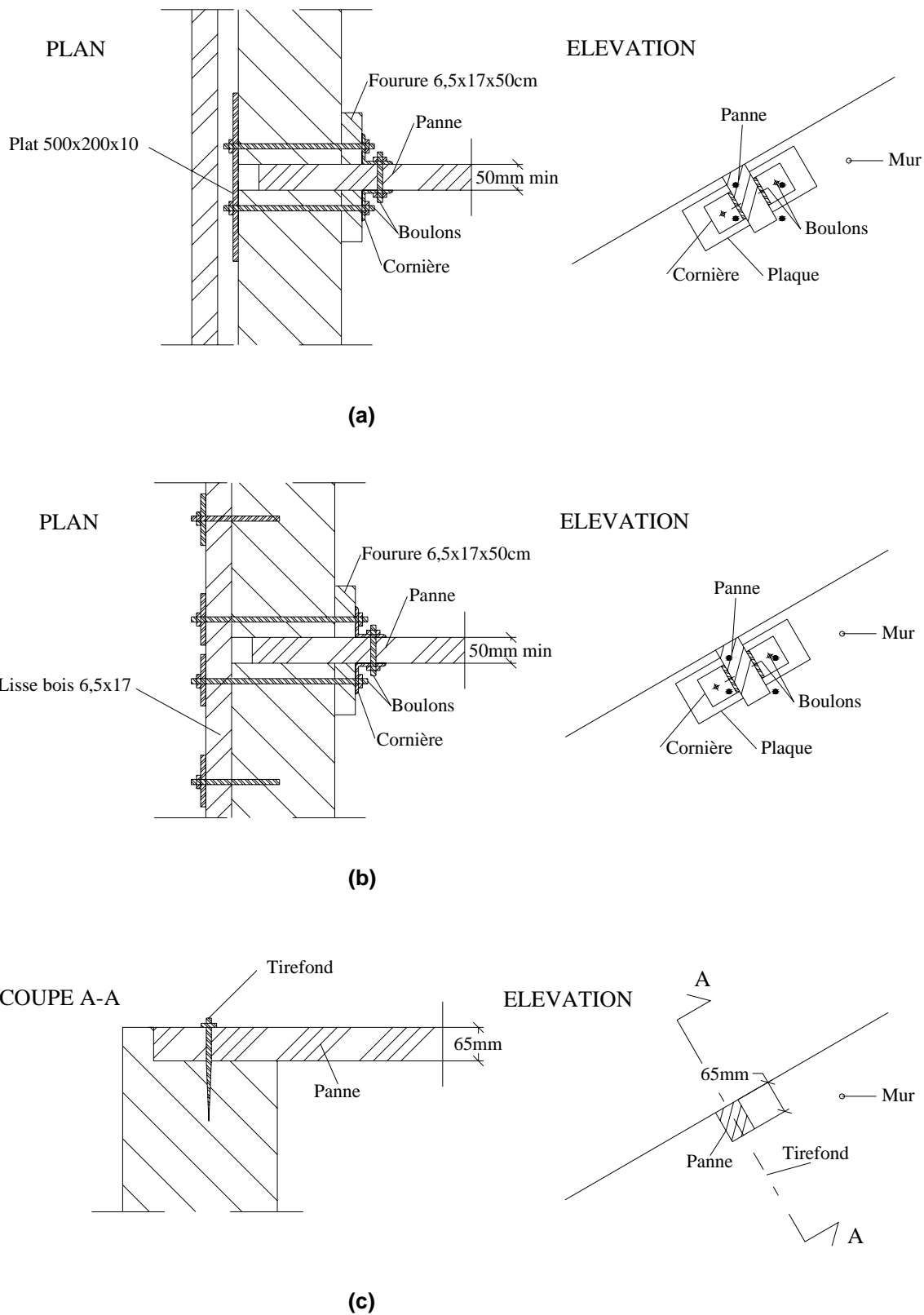


Figure 7.6.10. Exemples de liaisons panne – mur pignon (a) ancrage par boulons (b) ancrage par plats pliés et cornières (c) ancrage par tirefond, applicable pour panne de faible hauteur.

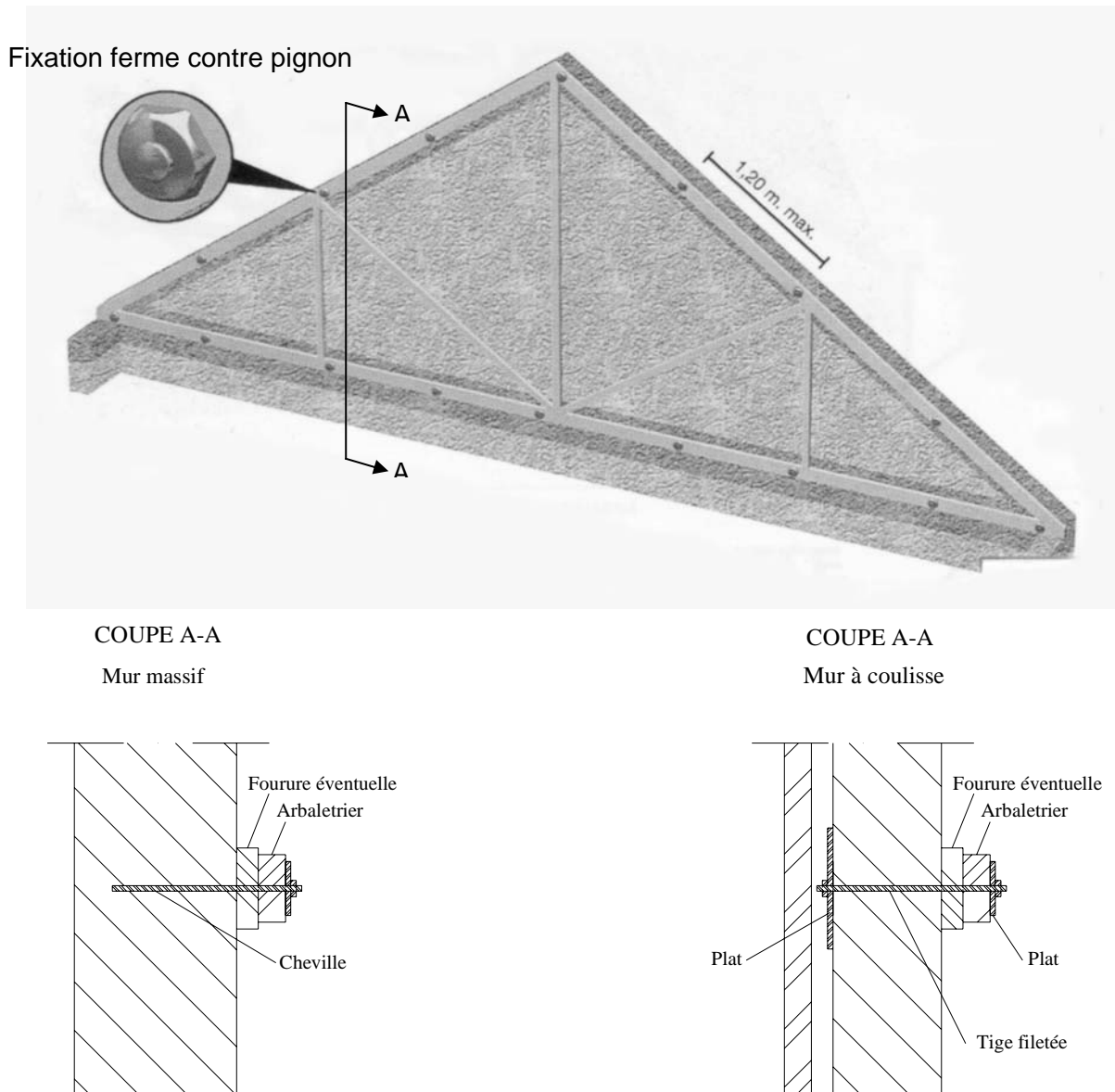


Figure 7.6.11. Fixation de ferme au mur pignon

Les zones particulières, telles que cheminées, décrochements de façade, lucarnes conduisent souvent à interrompre une ou plusieurs fermes et modifient les cheminements de force dans la charpente et les réactions d'appuis. La charpente doit être renforcée dans ces zones. Les renforcements devraient être définis par calcul et faire l'objet de plans d'exécution.

Dans les charpentes triangulées, les sections des éléments de contreventement et anti-flambement doivent être adéquates. Pour les charpentes en bois de type fermette on ne devrait pas utiliser de sections inférieures à celles du Tableau 14.

Tableau 14. Sections minimales des éléments de contreventement des fermes (en mm).

Type de pièces	Valeur d'entraxe des fermes (m)		
	0,70 maximum	0,71 à 0,92	0,93 à 1,10
Lisses filantes	25x60	25x72	36x72
Éléments antiflambement sous arbalétriers	25x100	36x96	36x122
Contreventement sur diagonales	25x72	25x72	36x96

7.7 LIAISONS MUR-MUR

Les liaisons mur-mur doivent être dimensionnées pour les efforts de liaison définis au Tableau 10. On présente aux Figures 7.7.1 à 7.7.4 des solutions possibles. Les solutions définies par les figures de l'Eurocode 6 reprises aux Figures 5.1.2 à 5.1.5 sont aussi adéquates, tout comme les détails déjà définis aux Figures 7.4.23 et 24 pour les zones de liaison planchers-murs-murs.

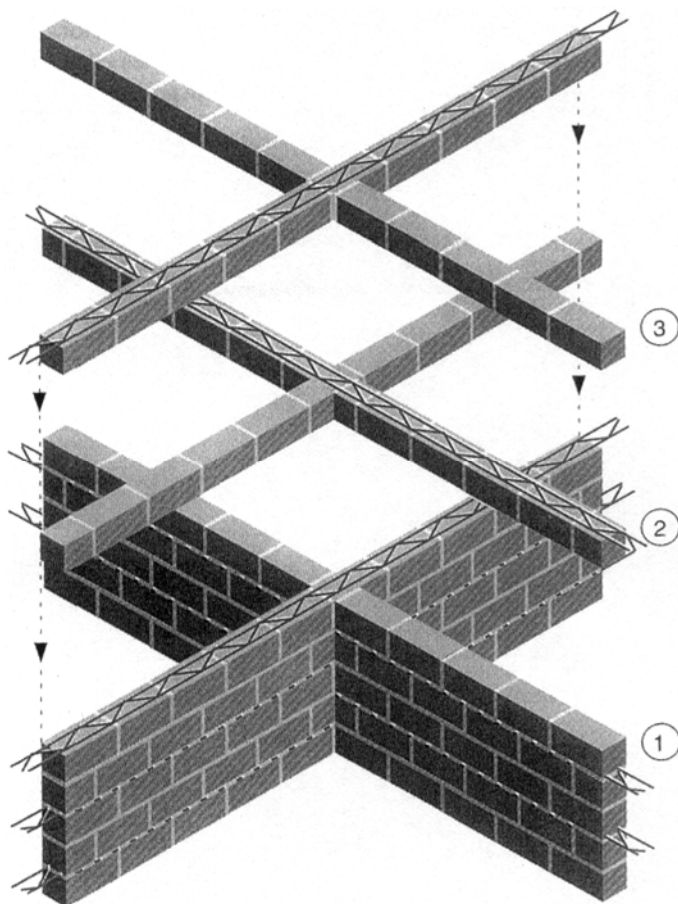


Figure 7.7.1. Utilisation d'armatures dans les lits de mortier pour une liaison en croix dans deux murs porteurs (Pfeffermann, 1999)

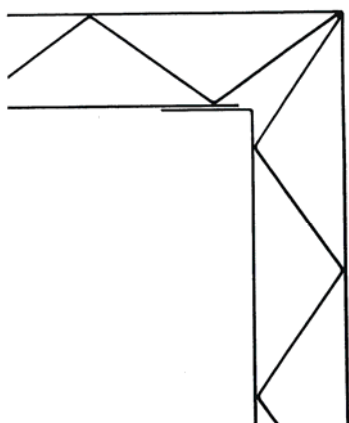


Figure 7.7.2. Armature de coin pour la liaison de parois (MURFOR)

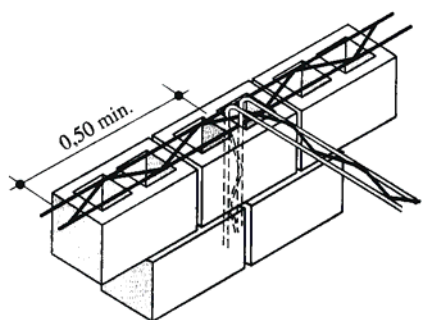


Figure 7.7.3. Jonction de murs. Cas de blocs creux. Liaison dans les creux. (Pfeffermann, 1999)

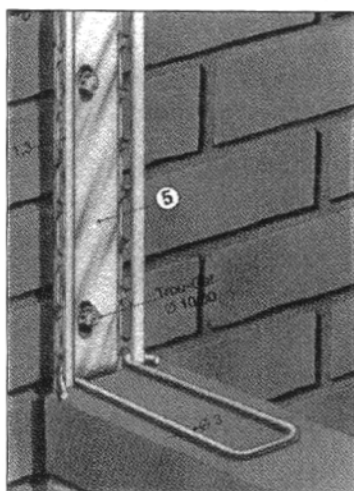


Figure 7.7.4. Profils de raccords spéciaux pour liasonner les parois (Pfeffermann, 1999)

7.8 ARMATURES DES LINTEAUX ET OUVERTURES

Les armatures de la maçonnerie destinées à renforcer les pourtours des ouvertures, linteaux, passage de porte et fenêtres doivent être dimensionnées pour reprendre la force de traction de 40 kN au paragraphe 6.5. Exemple: 3 lits d'armature MURFOR de ϕ 4 mm.

Ces armatures porteront au minimum jusqu'à 40 cm au delà du nu de l'ouverture. Figure 7.8.2.

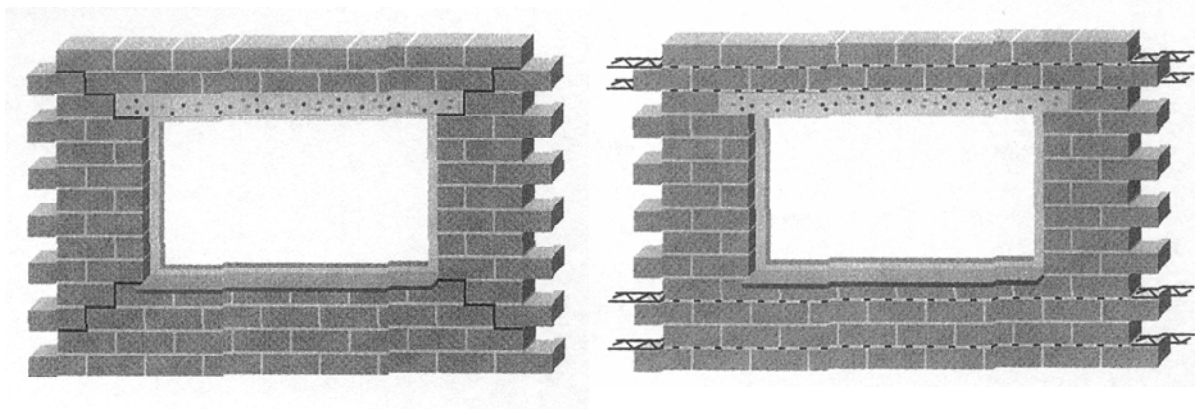


Figure 7.8.1. Utilisation d'armatures dans les lits de mortier autour des ouvertures (Pfeffermann, 1999)

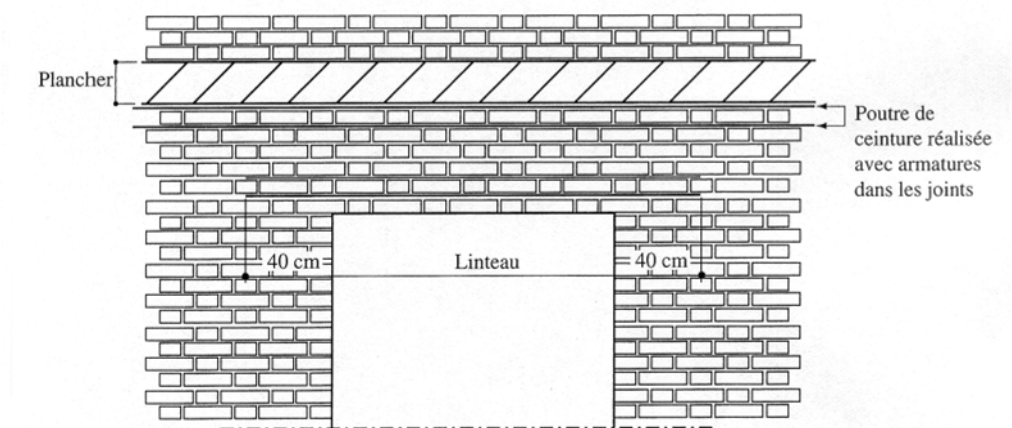


Figure 7.8.2. Armatures de pourtour d'ouverture et chaînage réalisés à l'aide d'armatures dans les joints (Pfeffermann, 1999)

7.9 CHEMINÉES ET ÉLÉMENTS NON STRUCTURELS

Principes relatifs à la stabilité des cheminées.

L'effondrement des cheminées sous action sismique résulte de deux causes :

- un élancement trop important, entraînant des sollicitations élevées.
- la dégradation des mortiers en contact avec les fumées ; entraînant une résistance faible de la maçonnerie et en particulier de ses joints. Cette dégradation est très forte si les fumées sont en contact avec la maçonnerie, c'est à dire si le conduit est maçonné et non gainé.

En outre, des victimes peuvent être causées par des émanations de CO au travers de fissures des conduits de fumées provoquées par le tremblement de terre.

Les cheminées, pour offrir sécurité en cas de tremblement de terre, devront donc :

- être gainées (boisseaux)
- ne pas comporter de parties élancées ; on atteint ce résultat en disposant les cheminées à moins de 1m du faîte du toit. cf. Figure 7.9.1
- sinon, être tenues latéralement, par fixation aux murs de la construction et aux diaphragmes
- ou être remplacées en partie haute par des conduits métalliques plus légers que la maçonnerie.
- ne pas affaiblir les murs en réduisant localement leur largeur.

Les diaphragmes doivent être renforcés localement autour de la cheminée pour reprendre des forces horizontales de stabilisation de la cheminée de l'ordre de :

- 30% de son poids en zone 2 belge.
- 15% de son poids en zone 1 belge.

Principes relatifs à la stabilité des éléments non structurels.

Les éléments non structurels sont, outre les cheminées (cf. ci dessus), les frontons décoratifs en pierre, en béton, les cloisons non portantes, les revêtements en plaques de pierre, béton, les mobiliers, fixés ou non. Ces éléments sont susceptibles, par leur chute, de provoquer des victimes nombreuses.

Ils doivent donc être fixés solidement à la structure.

Les fixations doivent être calculées pour reprendre des forces horizontales, de direction quelconque et égales à :

- 30% du poids de l'élément en zone 2 belge.
- 15% du poids de l'élément en zone 1 belge.

Exemple . Arrimage d'un fronton en pierre de taille de 500 Kg.

500 Kg est la masse, le poids est $5000 \text{ N} = 5 \text{ kN}$

Les fixations doivent reprendre :

$5000 \times 30\% = 1500 \text{ N} = 1,5 \text{ kN}$

La structure sur laquelle sont attachées les fixations doit être capable de reprendre ces forces.

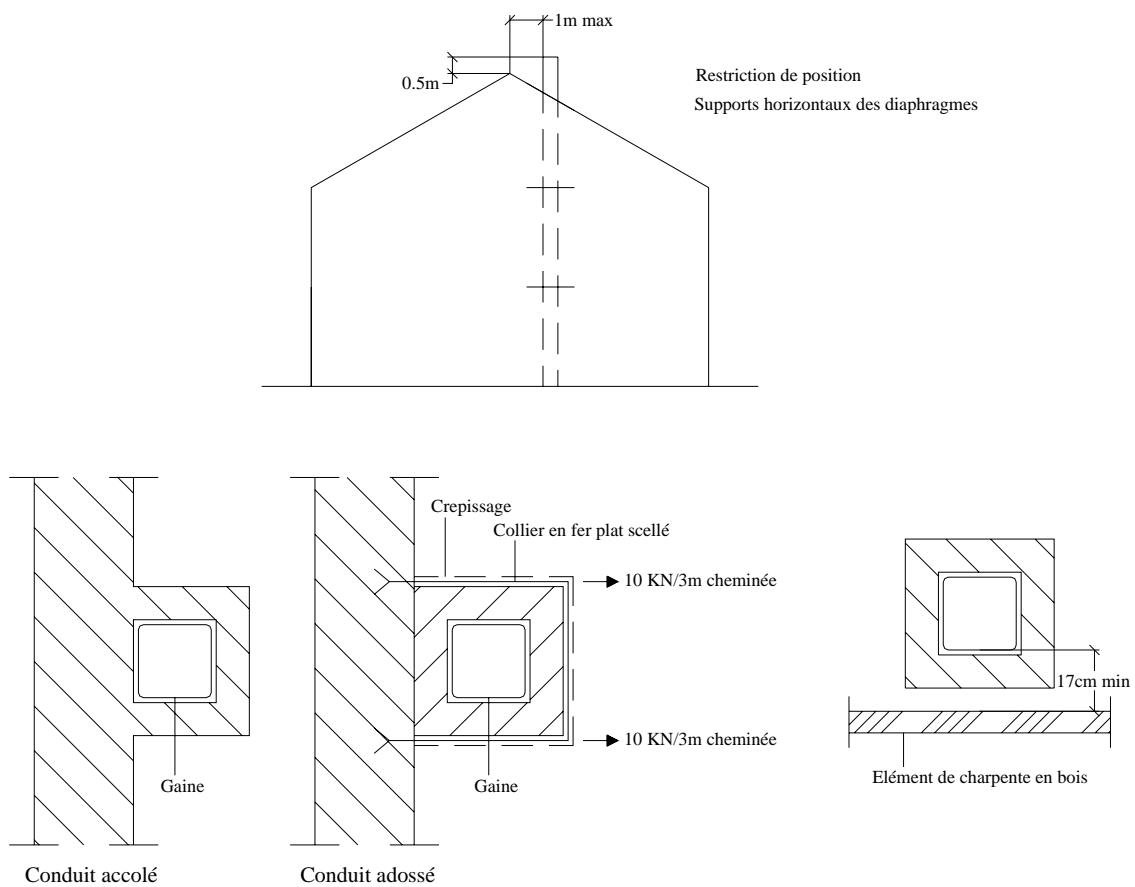
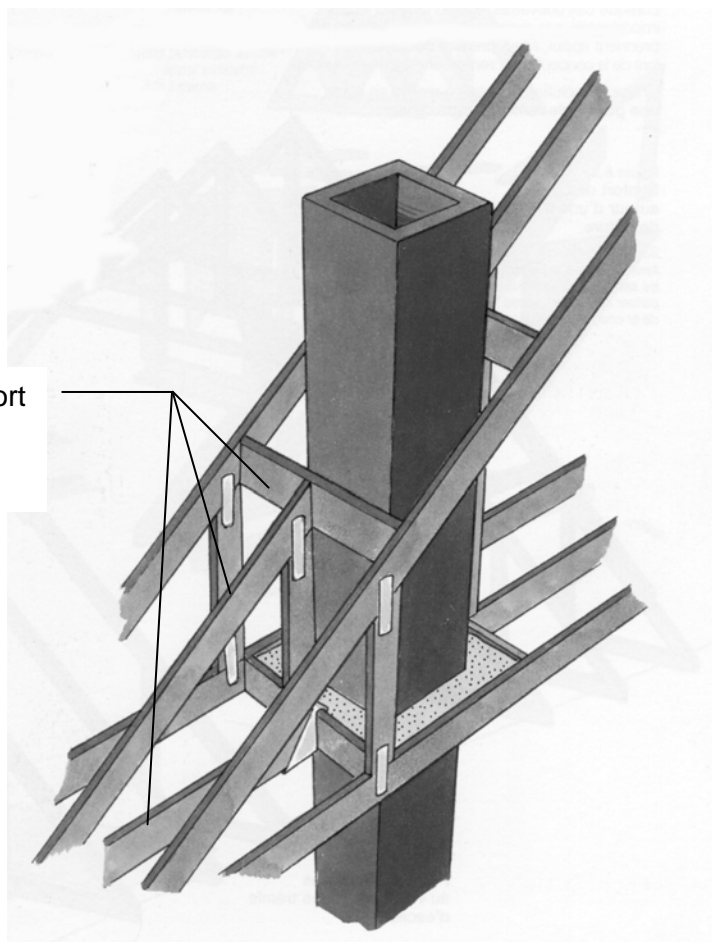


Figure 7.9.1. Dispositions des cheminées.

Renfort de support
de la cheminée



Pièces additionnelles de support pour 10 KN local
dans toute direction horizontale

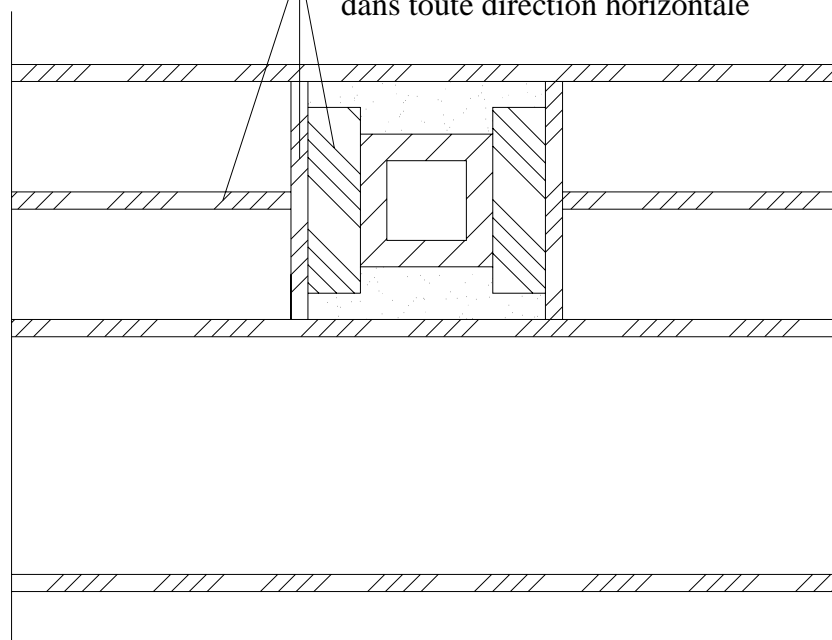


Figure 7.9.2. Liaisons des cheminées aux diaphragmes en bois.

BIBLIOGRAPHIE

AFPS (2001)

Guide CP-MI Antilles : construction parasismique des maisons individuelles aux Antilles, Recommandations AFPS tome IV, Ministère de l'environnement et de l'équipement, Paris, 2001.

AFPS (2002)

Guide AFPS « Conception parasismique des bâtiments », Paris, 2002.

ISBN 2-911709-13-6

Caporaletti V. (2002)

Modélisation numérique des constructions non ingénierées en maçonnerie dans les zones de faible séismicité. TFE de DEA en Sciences Appliquées, Université de Liège.

CSTC (2002)

Les planchers portants des bâtiments résidentiels et tertiaires, Centre Scientifique et Technique de la Construction (CSTC), NIT 223.

D'Ayala D., Spence R., Oliveira C., Pomonis A. (1997)

Earthquake loss estimation for Europe's historic town centres. Earthquake spectra, vol. 13, No. 4, Nov 1997, pp 773-793.

Demonceau J.F. (2001)

Étude des sollicitations sismiques dans une construction non ingénierée en zone de séismicité faible à moyenne. TFE du diplôme d'ingénieur des constructions, Université de Liège.

Duchêne F. (1996)

Éléments d'architecture parasismique des constructions simples adaptés à la séismicité belge. TFE du diplôme d'ingénieur des constructions, Université de Liège.

Eurocode 2 - prEN1992-1 (2001)

Design of concrete structures. General rules and rules for buildings. European Committee for Standardisation.

Eurocode 6 - prEN1996-1-1 (2001)

Design of masonry structures : general rules for buildings – rules for reinforced and unreinforced masonry. European Committee for Standardisation.

Eurocode 8 - prEN1998-1-3 (2001)

Design provisions for earthquake resistance of structures – Part 1-3: Specific rules for various materials and elements", European Committee for Standardisation.

Hendry A.W., Sinha B.P., Davies S.R. (1997)

Design of masonry structures, third edition of Load bearing brickwork design
Department of Civil Engineering, University of Edinburgh, UK
published by E & FN Spon, an imprint of Chapman & Hall, London.
ISBN 0-419-21560-3

IAEE (1996)

International Association for Earthquake Engineering
Guidelines for earthquake resistant non-engineered construction. Revised edition of "Basic concepts of seismic codes" (vol. I, part 2, 1980), Tokyo.

NBN B 24-001 (1980)

Matériaux de maçonnerie. Terminologie. IBN.

NBN B 24-301 (1980)

Conception et calcul des maçonneries. IBN.

NBN B 24-401 (1981)

Exécution des maçonneries. IBN.

NBN ENV 1996-1-1 (1995)

Calcul des ouvrages en maçonnerie. Partie 1-1 : Règles générales. Règles pour la maçonnerie armée et non armée. IBN.

NBN ENV 1998-1-1 (1995)

Eurocode 8 : Conception et dimensionnement des structures pour la résistance aux séismes, Partie 1-1 : Règles générales - Actions sismiques et exigences générales pour les structures. IBN.

NBN ENV 1996-1-1 NAD (2002)

Calcul des ouvrages en maçonnerie. Partie 1-1 : Règles générales. Règles pour la maçonnerie armée et non armée y compris le document d'application national. IBN.

NBN ENV 1998-1-1 NAD (2002)

Eurocode 8 : Conception et dimensionnement des structures pour la résistance aux séismes, Partie 1-1 : Règles générales - Actions sismiques et exigences générales pour les structures. Document d'Application National. IBN.

NF P 06-014 (1995,2001)

Règles de construction parasismique des maisons individuelles et des bâtiments assimilés, dites « Règles PS-MI 89 » révisées 1992 » (norme P 06-014), Paris , Afnor, 1995 et amendements A1 (norme NF P 06-014/A1) de février 2001.

Pfeffermann O. (1999)

Maçonnerie portante. Conception, dimensionnement et exécution selon l'Eurocode 6. Kluwer Ed., Diegem (Belgique).

Plumier A. (1992)

Constructions en zone sismique. Notes de cours, Université de Liège.

Plumier A., Cadorin J.F., Caporaletti V. (1999)

Étude des limites de résistance aux séismes des constructions non parasismiques édifiées en zone faiblement sismique. Rapport de recherche, CSTC, Université de Liège.

Plumier A., Doneux C., Caporaletti V. (2002)

Évaluation et réduction du risque sismique en Belgique dans le cadre de l'Eurocode 8. Rapport d'avancement n°4, recherche SSTC NM/12/01, Université de Liège.

Zacek M. (1996)

Construire Parasismique. Marseille, Éditions Parenthèses.
ISBN 2-86364-054-2

Conception et mise en oeuvre de maçonnerie portante selon l'Eurocode 6 et le DAN belge. Journée d'études, 1999, COBO Media, Comité de la construction SRBII, CSTC, Kluwer editorial (orateurs : Pfeffermann, Bernstein, Broeckx, Lybaert, d'Oreye, Van Hoorickx, Samyn)