

# Guide de construction parasismique des maisons individuelles

DHUP

CPMI-EC8

ZONE 5



**MINISTÈRE  
DE LA TRANSITION  
ÉCOLOGIQUE**

*Liberté  
Égalité  
Fraternité*

Edition 2020

# Avant-propos

Le risque sismique est particulièrement élevé aux Antilles. L'archipel de la Guadeloupe et l'île de la Martinique ont été sévèrement touchés au cours des quatre derniers siècles, notamment en 1839 (plus de 300 morts en Martinique) et en 1843 (plus de 3000 morts en Guadeloupe). Les dégâts lors de ces séismes majeurs, de même que lors des événements sismiques de 1851 et 1897 en Guadeloupe, ont été considérables, la majeure partie de Pointe-à-Pitre et de Fort-de-France ayant été fortement endommagée. Plus récemment, les séismes des Saintes en 2004, de Nord Martinique en 2007 et de Haïti en 2010, rappellent que ce type de catastrophe naturelle peut survenir à tout moment dans l'arc antillais et avoir des conséquences dramatiques.

Construire les bâtiments conformément aux règles parasismiques en vigueur est la seule méthode efficace de réduction du risque sismique sur les structures neuves. Depuis le 1er mai 2014 (article 4 du décret n°2010-1254 du 22 octobre 2010), c'est la norme NF EN 1998-1 :2005 dite Eurocode 8 qui s'applique au dimensionnement et à la construction de bâtiments et d'ouvrages de génie civil en zone sismique.

Toutefois, le parc bâti neuf étant composé pour une bonne part de maisons individuelles, il est paru pertinent d'élaborer des règles simplifiées accessibles aux constructeurs et qui facilitent la prise en compte du risque sismique à toutes les étapes de la construction.

Ainsi, conçu par les professionnels de la construction, appuyés par les services du CEREMA et du CSTB, le "Guide de construction parasismique des maisons individuelles DHUP CPMI-EC8 Zone 5, édition 2020" propose des dispositions constructives dispensant le constructeur de réaliser des calculs complets imposés par l'Eurocode 8. Ce guide, réalisé pour la zone Antilles, s'applique aux maisons individuelles de forme simple, dont la surface au sol est inférieure ou égale à 200m<sup>2</sup> et situées en zone de sismicité 5.

Le domaine d'application de ce guide est donc restreint par rapport à l'Eurocode 8. Sortir des conditions énumérées par le guide, renvoie obligatoirement le constructeur à utiliser l'Eurocode 8.

Toutefois, l'utilisation du guide ne doit pas affranchir le constructeur d'appliquer l'ensemble des règles de l'art qui ne sont pas évoquées dans le guide. Ce guide donne la liste des prescriptions de conception et d'exécution en zone sismique, pour les constructions en béton, maçonnerie, bois et métal.

Le présent guide se divise en 3 chapitres : le premier chapitre définit les conditions d'application, le second spécifie les prescriptions constructives et le dernier concerne l'exécution. Pour faciliter son appropriation par les acteurs de la construction, le guide est largement illustré et commenté. L'ensemble des mesures constructives sont décrites sur les pages impaires et les illustrations sont contenues sur les pages paires.

DOCUMENTS DE RÉFÉRENCE POUR LA CONSTRUCTION PARASISMIQUE

NF EN 1998-1 (septembre 2005) : Eurocode 8 - Calcul des structures pour leur résistance aux séismes - Partie 1 : Règles générales, actions sismiques et règles pour les bâtiments. Indice de classement : P06-030-1

NF EN 1998-1/NA (décembre 2007) : Eurocode 8 - Calcul des structures pour leur résistance aux séismes - Partie 1 : Règles générales, actions sismiques et règles pour les bâtiments. Annexe nationale à la NF EN 1998-1. Indice de classement : P06-030-1/NA

NF EN 1998-5 (septembre 2005) : Eurocode 8 - Calcul des structures pour leur résistance aux séismes - Partie 5 : Fondations, ouvrages de soutènement et aspects géotechniques. Indice de classement : P06-035-1

NF EN 1998-5/NA (octobre 2007) : Eurocode 8 - Calcul des structures pour leur résistance aux séismes - Partie 5 : Fondations, ouvrages de soutènement et aspects géotechniques. Annexe nationale à la NF EN 1998-5. Indice de classement : P06-035-1/NA

NF 1991-1-4 : Eurocode 1 – Actions sur les structures - Partie 1-4 : Actions générales – Actions du vent

NF 1991-1-4/NA :Eurocode 1 – Actions sur les structures - Partie 1-4 : Actions générales – Actions du vent

Décret n° 2010-1254 du 22 octobre 2010 relatif à la prévention du risque sismique.

Décret n° 2010-1255 du 22 octobre 2010 portant délimitation des zones de sismicité du territoire français.

Arrêté du 22 octobre 2010 relatif à la classification et aux règles de construction parasismique applicables aux bâtiments de la classe dite "à risque normal".

Guide de construction parasismique et paracyclonique de maisons individuelles à structure en bois aux Antilles, AFPS, 2011

Conception paracyclonique à l'usage des architectes et des ingénieurs, Les grands ateliers

Guide de bonnes pratiques pour la construction et la réhabilitation de l'habitat, points clés pour améliorer la sécurité. Guide et 6 fiches pratiques.

# Sommaire

1. DOMAINE D'APPLICATION.....	7
1.1 Objet	7
1.2 Conditions sur le zonage sismique et la catégorie d'importance	7
1.3 Conditions de charges	7
1.4 Conception des contreventements	7
1.5 Conditions sur la toiture	7
1.6 Conditions sur le nombre de niveaux	9
1.7 Conditions sur la hauteur des niveaux	9
1.8 Conditions sur les planchers	9
1.9 Conditions de site et de sol	11
1.10 Autres conditions	11
1.11 Modifications ultérieures à la construction	11
2. DISPOSITIONS CONCERNANT LA CONCEPTION.....	13
2.1 Prise en compte du sol	13
2.2 Conception générale des constructions	13
2.3 Configuration de la construction	15
2.4 Fondations, murs de soutènement et murs en retour	17
2.5 Détails de conception	17
2.6 Dimensionnement des murs de contreventement en maçonnerie chaînée	19
2.7 Dimensionnement des murs en béton banché	21
2.8 Dimensionnement des ossatures bois	21
2.9 Dimensionnement des ossatures métalliques	33
2.10 Interface entre structure légère et sous-sol maçonné ou en béton armé	35
3. DISPOSITIONS CONCERNANT L'EXÉCUTION.....	37
3.1 Choix des matériaux	37
3.2 Exécution des fondations	39
3.3 Exécution des murs en maçonnerie chaînée	41
3.4 Exécution des murs en béton banché	45
3.5 Exécution des ossatures bois	47
3.6 Planchers	47
3.7 Charpentes de toiture	53
3.8 Eléments secondaires en béton et en maçonnerie	59
3.9 Eléments non structuraux	61
3.10 Recommandations	61
Annexe A - Tableaux de dimensionnement maçonnerie chaînée et béton armé	63
Annexe B - Hypothèses maçonnerie chaînée et béton armé	70
Annexe C - Hypothèses ossatures en bois	72
Annexe D - Hypothèses ossatures métalliques	78
Annexe E - Hypothèses ancrage de toiture	79

## Notes sur le chapitre 1 - Domaine d'application

### 1.1 Objet

NOTE 0 - Dans le cas d'un garage attenant, les cas suivants décrivent les dispositions à prendre en compte.

- Garage à un seul niveau (rez-de-chaussée et toiture) et mécaniquement indépendant de la structure principale : aucune disposition parasismique pour le garage.

- Garage mécaniquement liaisonné à la structure principale, et à toiture légère : la surface du garage n'est pas comptabilisée dans la surface au sol et aucune disposition spécifique pour le garage.

- Garage mécaniquement liaisonné à la structure principale, et à toiture lourde : à comptabiliser dans la surface au sol.

NOTE 1 - La norme NF EN 1998-1:2005 dite Eurocode 8 s'applique au dimensionnement et à la construction de bâtiments et d'ouvrages de génie civil en zone sismique. Son but est d'assurer qu'en cas de séisme les vies humaines soient protégées et les dommages limités. L'Eurocode 8 propose dans sa partie 9.7 une méthode de dimensionnement forfaitaire pour des bâtiments simples en maçonnerie. Pour ce type de bâtiments il existe donc deux méthodes simplifiées de dimensionnement : la partie 9.7 de l'Eurocode 8 ou le présent texte.

NOTE 2 - Le présent texte propose des dispositions dispensant des calculs complets requis dans le cas général. Le domaine d'application du texte est donc restreint par rapport à l'Eurocode 8. Les dispositions simplifiées ont été établies sur la base de calculs de calibration effectués conformément aux principes de l'Eurocode 8 et de son annexe nationale française.

### 1.2 Conditions sur le zonage sismique et la catégorie d'importance

NOTE 3 - L'aléa sismique n'est pas uniforme sur le territoire français. Le zonage sismique comporte cinq zones de sismicité croissante, de très faible à forte. Le présent texte est applicable en zone 5 (zone de sismicité forte : Antilles françaises). Un texte spécifique vise les zones 3 et 4. Une accélération maximale horizontale au niveau d'un sol de type rocheux (classe A au sens de la norme NF EN 1998-1), dénommée  $a_{gr}$ , est définie pour chaque zone de sismicité. Pour les Antilles, l'accélération  $a_{gr}$  est fixée à  $3 \text{ m/s}^2$ .

Les séismes destructeurs sont principalement associés à la zone de subduction de la plaque Amérique sous la plaque Caraïbe. Aux séismes historiques les plus violents correspondent des énergies équivalentes à ceux de la fin du XXe siècle (El Asnam, 1980 ; Mexico, 1985 ; Kobe, 1995 ; Izmit, 1999). Des séismes de magnitude plus faible mais plus proches, comme il en arrive environ deux par siècle dans chacune des îles de la

Martinique, de la Guadeloupe et des Îles du Nord, peuvent également occasionner, dans le contexte d'urbanisation actuel, des dommages importants.

NOTE 4 - Les bâtiments concernés par le présent texte sont de catégorie d'importance II avec un coefficient d'importance associé de  $\gamma_I = 1$  soit une accélération de calcul  $a_g = \gamma_I \cdot a_{gr}$  égale à l'accélération de référence  $a_{gr}$ . Le texte n'est pas applicable à des ouvrages qui respecteraient les conditions de formes, charges etc. mais dont la catégorie d'importance imposerait de prendre une valeur de  $\gamma_I$  supérieure à 1. En effet, un coefficient d'importance plus élevé majorerait l'accélération sismique de référence, rendant caduques les vérifications effectuées dans la suite du présent texte.

### 1.3 Conditions de charges

NOTE 5 - Bien que la charge d'exploitation des garages pour véhicules légers soit supérieure à  $1,5 \text{ kN/m}^2$ , de tels locaux sont admis en raison du fait qu'il n'y a pas de charges de cloison à considérer.

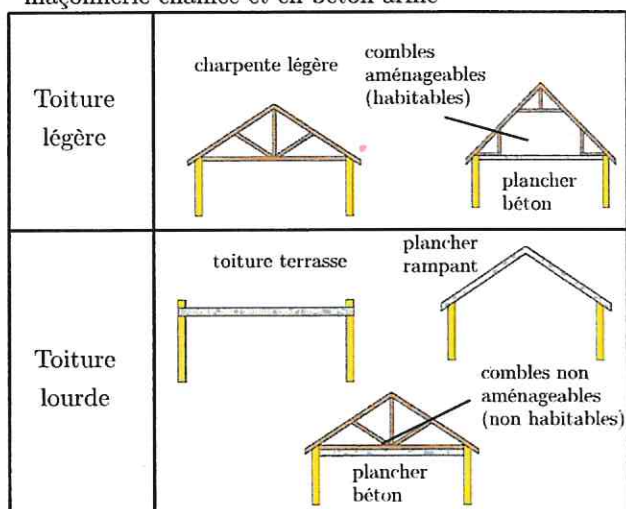
NOTE 6 - Une modification de l'usage du bâtiment après réception des travaux ou au cours de la vie de l'ouvrage sort du domaine d'application. Le niveau de charges d'exploitation sur les planchers et la part de cette charge contribuant à la mise en mouvement en cas de séisme seraient différents. Cette clause ne concerne pas un changement de destination ne touchant que le dallage ou le plancher sur vide-sanitaire de moins de 1,20 m de hauteur.

### 1.4 Conception des contreventements

NOTE 7 - Le contreventement est la partie de la structure qui assure la stabilité horizontale sous sollicitation horizontale et donc notamment sous sollicitation sismique.

### 1.5 Conditions sur la toiture

NOTE 8 - Types de toiture pour les bâtiments en maçonnerie chaînée et en béton armé



# Chapitre 1 - Domaine d'application

## 1.1 Objet

Le présent document fixe les dispositions qui permettent, sous conditions précisées par la suite, de satisfaire aux prescriptions de la norme NF EN 1998-1 : 2005 et de son annexe nationale française dans le cas de maisons individuelles ou bâtiments assimilés de forme simple ayant pour fonction principale l'habitation et de surface au sol inférieure ou égale à 200 m<sup>2</sup>.

La surface au sol est la surface d'emprise du bâtiment sur le sol (indépendamment des décrochements en élévation). Cette surface est délimitée par les murs extérieurs.

La note 0 explicite le cas des garages.

L'utilisation du présent document exige par ailleurs le respect des règles de conception, de calculs et de réalisation qui s'appliquent en situation non sismique ainsi que des dispositions constructives en situation sismique stipulées par certains DTU, DTA et avis techniques (ATEc). Les constructions qui n'entrent pas dans le domaine de validité du présent document doivent être dimensionnées avec les règles générales NF EN 1998-1:2005 et son annexe nationale française (NOTE 1 et NOTE 2).

## 1.2 Conditions sur le zonage sismique et la catégorie d'importance

Par référence aux décrets n° 2012-1254 et 2012-1255 et à l'arrêté du 22 octobre 2010 relatif aux règles parasismiques applicables aux bâtiments à risque normal, les bâtiments concernés par le présent guide sont les maisons individuelles et bâtiments assimilés de catégorie II situés dans la zone de sismicité 5 (Antilles françaises) et satisfaisant aux conditions d'application du guide (NOTE 3 et NOTE 4).

## 1.3 Conditions de charges

### *Charges d'exploitation*

Les constructions doivent respecter les limitations de charges d'exploitation suivantes sur les planchers :

- charge d'exploitation uniforme :  $q_k \leq 1,5 \text{ kN/m}^2$
- charge d'exploitation ponctuelle :  $Q_k \leq 2 \text{ kN}$

Les dallages reposant sur le sol et les planchers sur vide sanitaire de moins de 1,20 m de hauteur ne sont pas concernés par les limitations ci-dessus. Les garages pour véhicules légers sont admis (NOTE 5). La charge d'exploitation des balcons n'est pas à prendre en compte dans cette vérification.

Une modification de l'usage du bâtiment après

réception des travaux ou au cours de la vie de l'ouvrage sort du domaine d'application du présent document (NOTE 6).

### *Charges permanentes*

Les charges permanentes, (poids propre du plancher, revêtements de sol et charges réparties correspondant aux cloisons légères) agissant sur les planchers des structures en maçonnerie chaînée ou en béton armé ne doivent pas dépasser 6,25 kN/m<sup>2</sup> pour des structures en maçonnerie. Pour les structures en bois, les charges permanentes (y compris poids propre du plancher) ne doivent pas dépasser 1,2 kN/m<sup>2</sup>.

Les hypothèses sur les masses des différents composants de la structure sont détaillées en annexe B pour la maçonnerie chaînée et le béton armé, en annexe C pour les bâtiments en bois.

## 1.4 Conception des contreventements

Le contreventement (NOTE 7) des constructions est assuré par l'une des techniques suivantes :

- panneaux de contreventement en maçonnerie chaînée
- panneaux de contreventement en béton banché
- panneaux de contreventement en voile travaillant ou palées de stabilité triangulées en bois
- ossatures métalliques en portiques et/ou palées avec diagonales de contreventement.

Le recours à des portiques en béton armé seuls, avec ou sans remplissage, est exclu du présent document.

Les panneaux de contreventement doivent être disposés dans des plans parallèles, selon les deux directions orthogonales de la construction.

## 1.5 Conditions sur la toiture

Pour les bâtiments en maçonnerie chaînée, en béton armé et en acier, deux types de toiture sont concernés par le présent document (NOTE 8).

- les toitures légères : charpente avec couverture légère, sans plancher haut en béton,
- les toitures lourdes : toiture-terrasse en béton, charpente avec couverture légère et plancher haut en béton, toiture sous forme de plancher rampant en béton (sur poutre ou charpente en béton), toute charpente avec un matériau de couverture tel que la charge totale projetée dépasse 0,70 kN/m<sup>2</sup> (y compris une surcharge de panneaux photovoltaïques ou chauffe-eau solaire de 1,0 kN/m<sup>2</sup>).

Pour les constructions à ossature bois, les dispositions du guide ne s'appliquent que pour les constructions munies de :

- toitures légères, pour lesquelles la masse des

## Notes sur le chapitre 1 - Domaine d'application

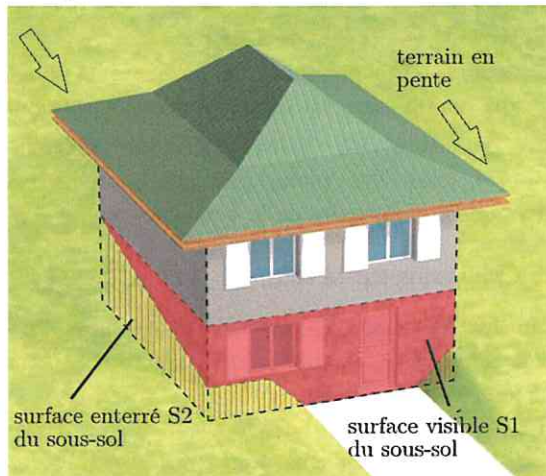
### NOTE 9 - Exemples de poids propres

A titre indicatif, le tableau ci-dessous propose les valeurs des charges permanentes (exprimées en kN/m<sup>2</sup>) de différentes couvertures et charpentes.

Tuiles canal	0,30
Tuiles plates	0,40
Tôle ondulée acier	0,06
Tôle bac acier nervuré	0,08
Panneau sous toiture aggloméré 14 mm	0,112
Panneau sous toiture OSB 14 mm	0,098
Panneau sous toiture CP 14 mm	0,07
Panneau sous toiture PVC	0,01
Liteaux 50x80 esp 60 cm	0,034
Plaque BA 13 faux plafond	0,11
Isolant laine de roche rouleau	0,003 (par cm)
Isolant polystyrène expansé 5 cm	0,01
Charpente tradi bois résineux	0,40
Charpente tradi bois feuillus tropical	0,50
Fermettes industrielles	0,20

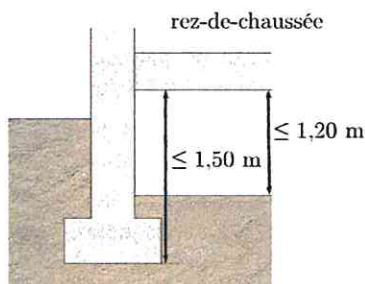
### 1.6 Conditions sur le nombre de niveaux

NOTE 10 - Schématisation de la surface visible d'un sous-sol partiellement enterré



Si la surface S1 est supérieure à la surface S2 le sous-sol est considéré comme un niveau à part entière.

NOTE 11 - Vide sanitaire non compté comme niveau

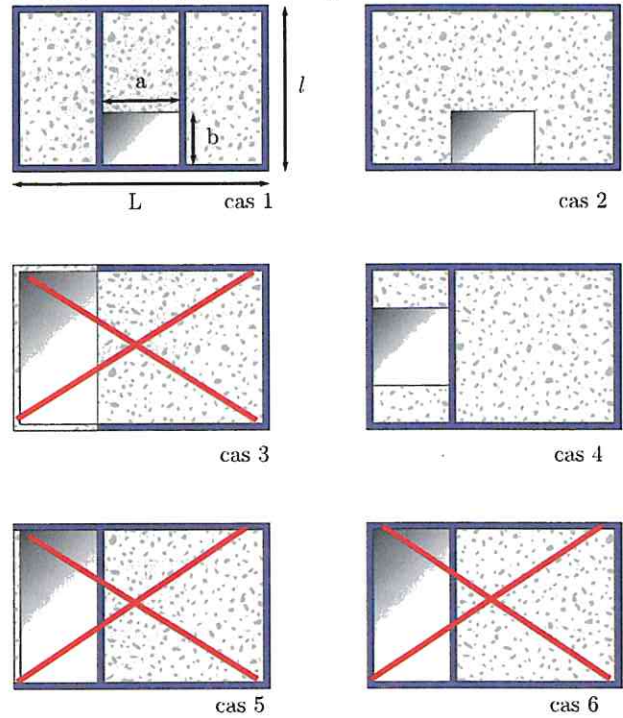


### 1.7 Conditions sur la hauteur des niveaux

Pas de commentaires.

### 1.8 Conditions sur les planchers

NOTE 12 - Configuration des planchers



- Mur primaire de contreventement
- Mur secondaire
- ▨ Plancher assurant la fonction diaphragme
- ▨ Trémie

Conditions sur les dimensions de trémie :

$$a \leq \min(0,5 L ; 4 \text{ m}) \quad \text{et} \quad b \leq \min(0,5 l ; 4 \text{ m})$$

a : dimension de la trémie parallèle à L

b : dimension de la trémie parallèle à l

Cas 1 - Les parties gauches et droites du plancher sont pleines et relient les murs primaires. La trémie respecte les règles de dimension, ce qui permet une transmission des efforts horizontaux entre les parties gauche et droite.

Cas 2 - Un seul plancher relie tous les murs primaires. La trémie respecte les conditions de dimension.

Cas 3 - Le plancher partiel ne relie pas de mur primaire sur la gauche (mouvement de torsion important lors d'un séisme d'axe transversal).

Cas 4 - La partie droite du plancher est pleine et relie presque tous les murs primaires. La trémie respectant les règles de dimension, cette solution est valide.

Cas 5 - Le plancher partiel ne relie pas tous les murs primaires, laissant libre les deux pans sur la partie gauche (mouvement indépendant du reste du bâtiment).

Cas 6 - Contrairement au cas 4, les règles de dimension ne sont pas respectées ( $b=l$ ). Le mur primaire de gauche n'est donc pas relié au plancher.

		1 niveau	2 niveaux		3 niveaux		
		Tous matériaux	Maçonnerie Béton, Bois	Acier	Maçonnerie Béton	Acier	Bois
Terre-plein ou vide sanitaire de hauteur inférieure à 1,2 m	Toiture légère						
	Toiture lourde ou semi-lourde						
Sous-sol ou vide sanitaire compté comme niveau	Toiture légère	X					
	Toiture lourde ou semi-lourde	X					
Sous-sol non compté comme un niveau	Toiture légère						
	Toiture lourde ou semi-lourde						

(\*) Seulement si sous-sol ou vide sanitaire en maçonnerie chaînée ou en béton armé.

Tableau 1 : Domaine d'application en fonction du nombre de niveaux et de la nature de la toiture

composants de la charpente et de la toiture est inférieure à 70 kg/m<sup>2</sup> y compris 10 kg/m<sup>2</sup> d'équipements en toiture,

- toitures semi-lourdes, pour lesquelles la masse des composants de la charpente et de la toiture est comprise entre 70 kg/m<sup>2</sup> et 120 kg/m<sup>2</sup> (ex : tuiles sur charpente traditionnelle en bois feuillus) y compris 10 kg/m<sup>2</sup> d'équipements type chauffe-eau solaire ou panneaux photovoltaïques (NOTE 9).

### 1.6 Conditions sur le nombre de niveaux

La construction doit comporter au maximum trois niveaux pour les constructions en maçonnerie chaînée, en béton ou en acier, au maximum deux niveaux pour les ossatures bois. Dans le cas d'une toiture lourde, seuls deux niveaux au maximum sont admis.

Un sous-sol partiellement enterré est considéré comme un niveau dès lors que la surface en élévation des murs périphériques du sous-sol visible depuis l'extérieur dépasse 50% de la surface totale des murs périphériques du sous-sol (NOTE 10). Les vides sanitaires dont la hauteur n'excède pas 1,20 m, clos par un mur sur toute leur périphérie, ne sont pas comptés comme un niveau. Lorsque la valeur de 1,20 m est dépassée, il convient de se référer à la

condition précédente concernant les sous-sols (NOTE 10 et 11).

Les combles non habitables ne sont pas considérés comme un niveau. En revanche, les combles habitables ou aménageables sont considérés comme un niveau.

### 1.7 Conditions sur la hauteur des niveaux

La hauteur de plancher à plancher ne doit pas dépasser 3 m pour le niveau le plus bas et 2,80 m pour les niveaux situés au-dessus. Ce cas couvre celui des sous-sols pris en compte, dont la hauteur serait inférieure ou égale à 2,80 m, surmontés d'un niveau dont la hauteur serait inférieure ou égale à 3 m. La hauteur entre le niveau du terrain fini le plus bas entourant la construction et le plancher bas du dernier niveau ne doit pas excéder 8 m.

### 1.8 Conditions sur les planchers

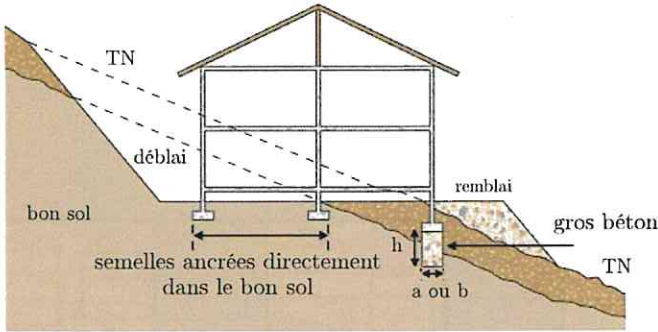
Les planchers doivent relier l'ensemble des murs de contreventement. La longueur et la largeur de la trémie d'escalier doivent être inférieures ou égales respectivement à la moitié de la longueur et de la largeur du bâtiment, sans être, dans tous les cas, supérieure à 4 m (NOTE 12).



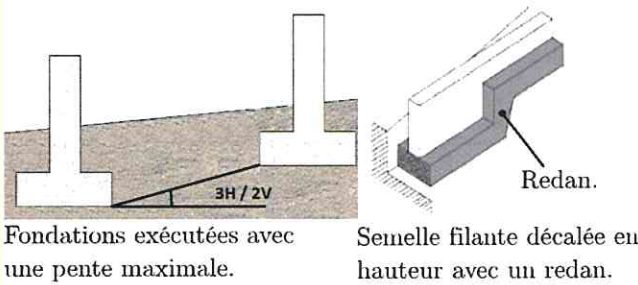
Notes sur le chapitre 1 - Domaine d'application

1.9 Conditions de site

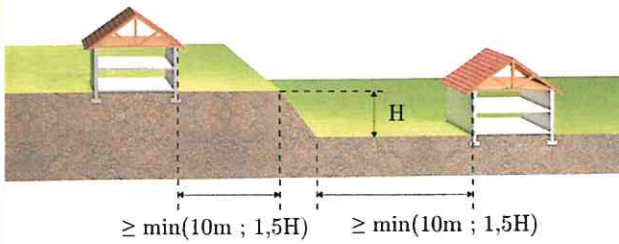
NOTE 13 - Implantation par rapport à un rebord de talus stable



Bâtiment avec étage :  $S_{\text{semelles amont}} > 2/3 S_{\text{semelles totale}}$   
 RdC+combles :  $S_{\text{semelles amont}} > 1/2 S_{\text{semelles totale}}$

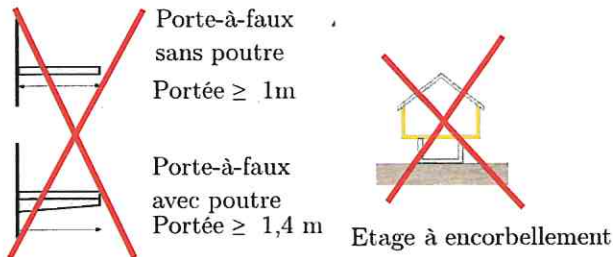


NOTE 14 - Implantation par rapport à un talus dont la stabilité n'a pas été vérifiée

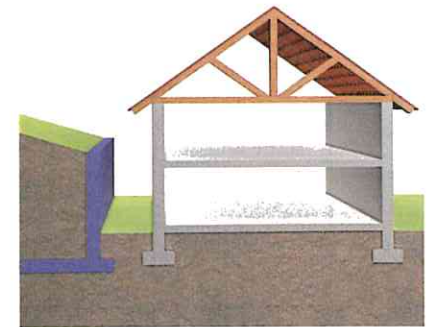
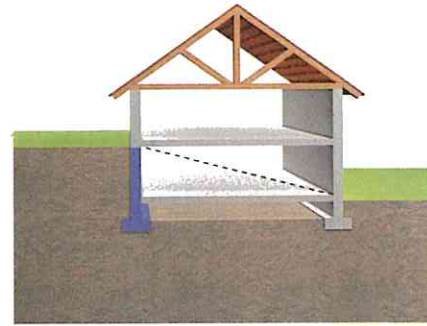


1.10 Autres conditions

NOTE 15 - Encorbellement et porte-à-faux



NOTE 16 - Murs de soutènement



Mur à calculer selon les règles générales

NOTE 17 - Le respect des exigences associées à la construction parasismique du bâtiment doit être clairement indiqué au maître d'ouvrage car il a un impact fort sur les conditions d'utilisation et de modifications éventuelles de la construction. Dans le cas de bâtiment en maçonnerie ou en voiles béton, la nature des contreventements ainsi que la position des chaînages et leurs caractéristiques sont à préciser dans le document remis au maître d'ouvrage. Dans le cas des ossatures bois et métal, les ancrages sont à préciser.

1.11 Modifications ultérieures à la construction

NOTE 18 - Les modifications sont notamment les suivantes :

- surélévation partielle ou totale de la construction,
  - modification ou démolition d'éléments sismiques primaires (Cf. §2.2.2),
  - démolition de plancher,
  - transformation de combles en étage habitable,
  - ajout d'équipements lourds (piscine, bassin, citerne),
  - réalisation de garages solidaires de la construction.
- Ces modifications ont des impacts sur la réponse du bâtiment. La limitation n'est pas liée à la nécessité ou non d'obtenir une autorisation d'urbanisme.

## 1.9 Conditions de site et de sol

Les dispositions constructives énumérées dans le présent guide s'appliquent directement pour les constructions réalisées sur un sol de type 1 ou 2a, dans ce cas les fondations seront réalisées selon les règles de l'art et selon la réglementation en vigueur.

Concernant les autres catégories de sol acceptées dans le guide, il sera nécessaire de faire réaliser une étude géotechnique afin de dimensionner les fondations au type de sol en présence. Une fois les fondations adaptées à la nature du sol, alors possibilité d'utiliser les règles simplifiées des guides CPMI-Z5."

Les constructions ne doivent pas être implantées sur des terrains présentant un risque de liquéfaction, d'instabilité ou de rupture de terrain. Sont exclus les terrains présentant des caractéristiques mécaniques médiocres. En particulier, les vases, argiles, alluvions molles et sables lâches sous le niveau de la nappe sortent du cadre d'application de ce guide. De manière générale, les sols dont la portance ultime est inférieure à 250 kPa sur une épaisseur d'au moins 5 m sont exclus.

Dans le cas où la pente du site de construction ne dépasse pas 10% il n'y a pas de restriction à l'utilisation du présent document, sous réserve que la pente ne soit pas sujette à instabilité. Si la pente est comprise entre 10 et 35%, il est nécessaire de justifier de la stabilité de la pente par un bureau d'étude spécialisé. Le présent document ne s'applique pas aux terrains présentant des pentes supérieures à 35%.

Si la nature du site implique la mise en oeuvre de gros béton de rattrapage, le présent document est applicable à condition que les dimensions de ces puits respectent les deux conditions  $a/h \geq 0,3$  et  $h \leq 2,5$  m où "a" est la plus petite dimension en plan du puits (diamètre si puit circulaire) et "h" sa hauteur.

Dans le cas de construction sur pente avec réalisation de fondations sur gros béton, sauf justifications particulières faites par un BET concernant la stabilité de la construction au glissement, l'implantation des constructions doit être faite de sorte que la surface cumulée des semelles situées en amont dans la zone en déblai (et donc ancrées directement dans le bon sol) représentent 2/3 de la surface totale des semelles de la construction. La partie aval peut reposer sur du gros béton de rattrapage respectant les conditions de géométrie précédentes.

Cette limite peut être descendue à la moitié de la surface totale des semelles de la construction pour un bâtiment en simple rez-de-chaussée ou rez-de-chaussée et combles (NOTE 13).

Sauf justifications de la stabilité des pentes, y compris par prise en compte d'un ouvrage de soutènement ayant fait l'objet d'un dimensionnement ou d'un traitement spécifique de la pente, l'implantation des constructions doit être faite à une distance d'au moins 1,5 H dans la limite de 10 m (NOTE 14):

- d'un rebord de crête (talus ou falaise),
- du pied d'un talus ou d'une falaise.

## 1.10 Autres conditions

Aucun étage en encorbellement n'est autorisé. Les porte-à-faux seront limités (NOTE 15).

Les murs de soutènement visés par le présent document sont uniquement ceux intégrés à l'ossature de la construction, c'est-à-dire servant de mur périphérique du sous-sol. Les murs de soutènement isolés doivent être dimensionnés selon les normes NF EN 1998-1 et NF EN 1998-5 (NOTE 16).

La construction doit faire l'objet de plans d'exécution qui seront remis au maître d'ouvrage. Ils doivent notamment préciser les éléments qui assurent le contreventement du bâtiment au séisme ainsi que les saignées et autres réservations prévues à la construction (NOTE 17).

## 1.11 Modifications ultérieures à la construction

Les modifications structurales effectuées après la réception des travaux sont considérées comme conduisant à une nouvelle construction et doivent donner lieu à de nouvelles justifications (NOTE 18).

## Notes sur le chapitre 2 - Conception

### 2.1 Prise en compte du sol

#### NOTE 19 - Catégories de sol simplifiées

La détermination des catégories de sol simplifiées ainsi que de celles pour lesquelles le présent texte ne s'applique pas s'appuie sur des documents existants (cartes topographiques, cartes géologiques, banque du sous-sol) et sur une visite de terrain. Le tableau

suivant fournit pour information quelques éléments de classement des sols en fonction de paramètres mesurés au moyen d'un pénétromètre statique ou d'un pressiomètre Ménard.

Pour les dimensionnements simplifiés proposés dans ce guide, le coefficient de sol utilisé pour les catégories 1, 2a et 2b correspondent respectivement à ceux de la classe A, B et E.

Catégorie de sol simplifiée	Description du profil stratigraphique	Paramètres mécaniques		
		$C_u$ (kPa)	$q_c$ (MPa)	$p_l$ (MPa)
1	Rocher	-	35	>5
2a	Sables denses et argiles raides		(sable) (argile)	(sable) (argile)
2b	Sables lâches hors nappe et alluvions molles hors nappe		(sable) (argile)	(sable) (argile)
Terrains exclus	Vases, argiles et alluvions molles, sables lâches sous la nappe	< 50	< 4 (sable) < 1 (argile)	< 0,3 (sable) < 0,25 (argile)

#### NOTE 20 - Description des classes de sol Eurocode 8 (article 3.1.2 NF EN 1998-1, septembre 2005)

Classe de sol	Description du profil stratigraphique	Paramètres mécaniques				
		$v_{s,30}$ (m/s)	$N_{SPT}$ (coups/30cm)	$C_u$ (kPa)	$q_c$ (MPa)	$P_l$ (MPa)
A	Rocher ou autre formation géologique de ce type comportant une couche superficielle d'au plus 5 m de matériau moins résistant	> 800	-	-	35	> 5
B	Dépôts raides de sables, de graviers ou d'argiles surconsolidées, d'au moins plusieurs dizaines de mètres d'épaisseur, caractérisés par une augmentation progressive des propriétés mécaniques avec la profondeur	360-800	> 50	> 250	> 20 (sable) > 4 (argile)	> 2 (sable) > 1,5 (argile)
C	Dépôts profonds de sables de densité moyenne, de graviers ou d'argiles moyennement raides ayant des épaisseurs de quelques dizaines à quelques centaines de mètre	180-360	15-50	70-250	de 6 à 20 (sable) de 1 à 4 (argile)	de 0,7 à 2 (sable) de 0,25 à 1,5 (argile)
D	Dépôts de sol sans cohésion de densité faible à moyenne (avec ou sans couches cohérentes molles) ou comprenant une majorité de sol fin	< 180	< 15	< 70	< 6 (sable) < 1 (argile)	< 0,7 (sable) < 0,25 (argile)
E	Profil de sol comprenant une couche superficielle d'alluvions avec des valeurs $v_s$ de classe C ou D et une épaisseur comprise entre 5 m environ et 20 m, reposant sur un matériau plus raide avec $v_s > 800$ m/s					
S1	Dépôts composés, ou contenant, une couche d'au moins 10 m d'épaisseur d'argiles molles/vases avec un indice de plasticité élevé (IP>40) et une teneur en eau importante	< 100		10-20	< 0,8 (argile)	< 0,2 (argile)
S2	Dépôts de sols liquéfiables d'argiles sensibles ou tout autre profil de sol non compris dans les classes A à E ou S1					

$v_{s,30}$  : vitesse moyenne des ondes de cisaillement mesurée sur les 30 premiers mètres de terrain

$N_{SPT}$  : nombre de coups mesuré au SPT (Standard penetration test) pour enfoncer le carottier de 30 cm

$C_u$  : cohésion non drainée mesurée sur site au moyen d'un scissomètre de chantier ou en laboratoire

$q_c$  : résistance de pointe mesurée lors d'un essai pénétrométrique

$p_l$  : pression limite mesurée lors d'un essai pressiométrique de type Ménard

# Chapitre 2 - Dispositions concernant la conception

## 2.1 Prise en compte du sol

Les mouvements sismiques en surface dépendent du terrain d'implantation. Il est donc nécessaire lors de la conception d'une maison individuelle de recueillir suffisamment d'informations relatives au sol sur lequel celle-ci va être bâtie. Les trois principaux aspects à prendre en compte sont le relief, la présence d'eau et les caractéristiques mécaniques du sol.

Une fois exclues les configurations de terrain décrites au §1.9, les deux approches ci-après sont admises par le présent texte pour prendre en compte les effets du sol.

### 2.1.1 Catégories de sol simplifiées

Dans le cas où aucune étude de sol spécifique n'est envisagée pour déterminer la classe de sol telle que définie à l'article 3.1.2(1) de l'Eurocode 8, les sols sont répartis en deux catégories :

- catégorie de sol 1 : rocher
- catégorie de sol 2a : sols denses et argiles raides
- catégorie de sol 2b : sables lâches hors nappe et alluvions molles hors nappe (NOTE 19).

### 2.1.2 Classes de sol Eurocode 8

Lorsqu'une optimisation de la structure est recherchée, la classe du sol (A, B, C, D ou E telle que définie par l'Eurocode 8) est à établir par une étude de sol appropriée. Les sols S1 et S2 sont exclus du champ d'application du texte (NOTE 20).

## 2.2 Conception générale des constructions

### 2.2.1 Comportement sous séisme

La réponse d'une construction à l'action du séisme se caractérise par le comportement de la structure sous l'action des forces d'inertie et des déformations qui en résultent. Pour que ce comportement soit satisfaisant, le système de contreventement d'une construction doit respecter les principes suivants :

- Le plancher et la toiture doivent être conçus et dimensionnés pour présenter une rigidité dans le plan horizontal suffisamment grande. En effet, les déformations dans le plan horizontal doivent rester faibles par rapport à la déformation des éléments verticaux, dans le but d'assurer une répartition correcte des efforts entre ces éléments verticaux : c'est la fonction "diaphragme".
- Un nombre suffisant de panneaux de contreventement, disposés de manière à garantir la régularité du

bâtiment, assurent la transmission des efforts provenant des planchers ou de la toiture vers les fondations.

- Les liaisons entre les différents éléments de la structure doivent être dimensionnées pour assurer le transfert correct des efforts : c'est la fonction "liaison".
- Les fondations correctement conçues et exécutées en situation non sismique et liées entre elles (longrines ou dallage) transmettent les efforts au sol.

### 2.2.2 Eléments primaires et éléments secondaires

Certains éléments verticaux porteurs font partie du système de contreventement et sont alors appelés éléments primaires (murs primaires). Leur rôle est de transférer les efforts sismiques vers les fondations. Les éléments porteurs ne faisant pas partie du contreventement sont appelés éléments secondaires.

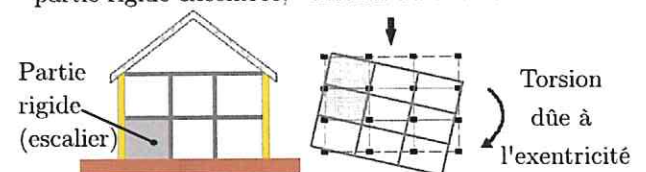
Il peut par ailleurs exister des murs non porteurs et des cloisons qui ne supportent que leur poids propre. Ils ne participent pas à la stabilité de la construction et font partie des éléments non structuraux.

Le choix entre éléments primaires et éléments secondaires relève du concepteur, sous réserve des critères géométriques explicités plus loin dans le présent texte.

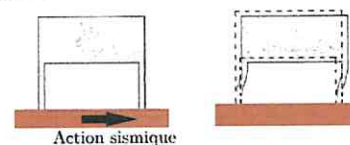
### 2.2.3 Points de vulnérabilité à proscrire

Certaines dispositions induisent un mauvais comportement de la structure en cas de séisme et sont donc à proscrire :

- partie rigide excentrée, Action du séisme

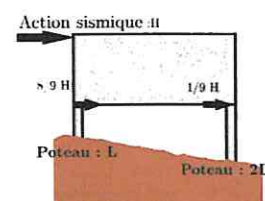


- portiques au rez-de-chaussée et murs à l'étage,



- semelles non reliées par des longrines ou un dallage,

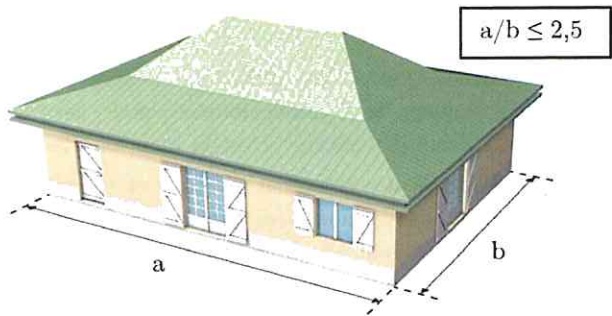
- poteaux courts : poteaux de faible hauteur ou bridés par d'autres éléments.



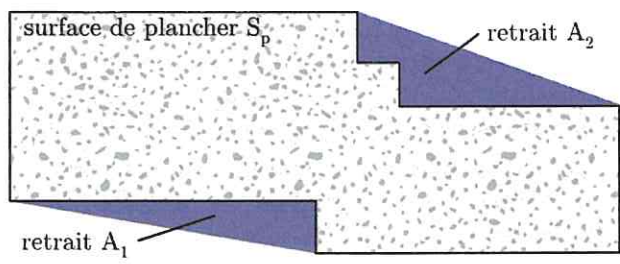
Notes sur le chapitre 2 - Conception

2.3 Configuration de la construction

NOTE 21 - Critère d'élançement en plan

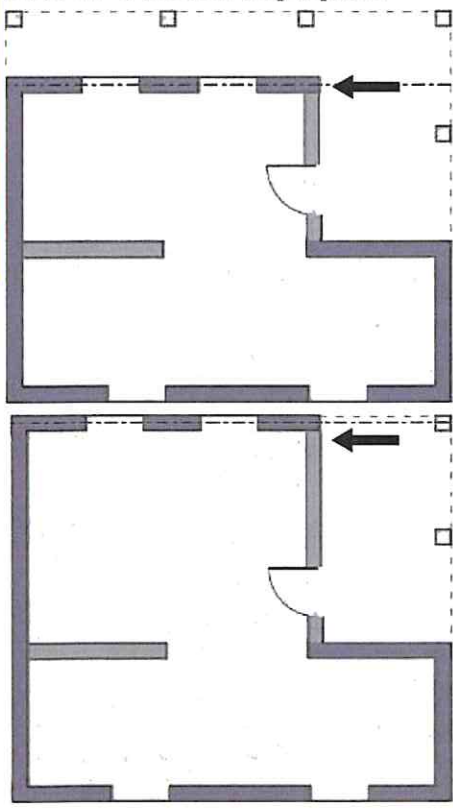


NOTE 22 - Compacité de la forme en plan



<p>Critères :</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- pas plus de 6 retraits</li> <li>- <math>A_1 \leq 0,1 S_p</math>, <math>A_2 \leq 0,1 S_p</math></li> <li>- <math>A_1 + A_2 \leq 0,3 S_p</math></li> </ul>	<p>Surface de plancher <math>S_p</math> Surface repportant les charges gravitaires sur les porteurs verticaux.</p>
---	--

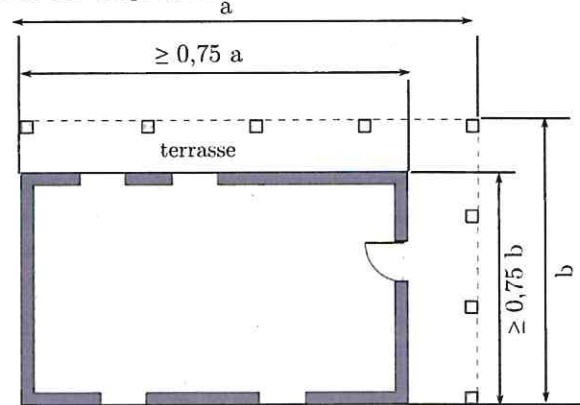
NOTE 23 - Panneaux en périphérie



contreventements à disposer en priorité sur cette façade

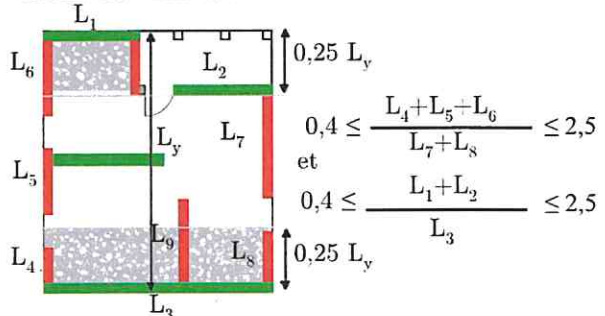
présence de contreventements obligatoire sur cette façade

NOTE 24 - Espacement des contreventements extrêmes

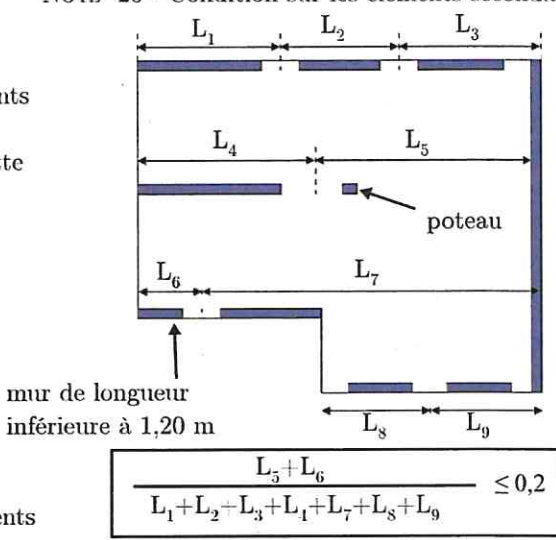


Les traits en pointillés indiquent les limites du diaphragme horizontal ramenant les charges sur les contreventements.

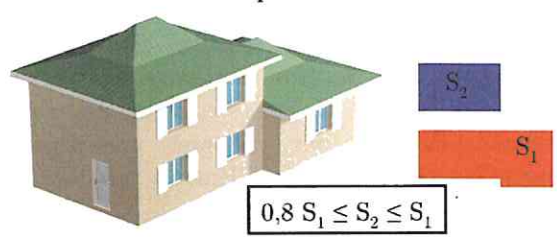
NOTE 25 - Limitation de l'effet de torsion



NOTE 26 - Condition sur les éléments secondaires



NOTE 27 - Ecart entre planchers



$S_1$ : la surface de plancher du rez-de-chaussée  
 $S_2$ : la surface de plancher de l'étage.

Une conception symétrique des contreventements et des masses limite l'effet de la torsion et favorise un bon comportement de la structure soumise au séisme.

## 2.3 Configuration de la construction

### 2.3.1 Configuration en plan

#### Critère 1 - Elancement

La forme de la construction entre joints parasismiques doit être simple et compacte. L'élanement en plan est limité à 2,5 (NOTE 21). Les bâtiments comportant une partie biaise en plan sont admis à condition que l'angle n'excède pas 15°.

#### Critère 2 - Compacité

Les retraits par rapport au polygone convexe circonscrit au plancher ou à la toiture faisant office de diaphragme doivent respecter les conditions suivantes, à chaque niveau (NOTE 22):

- le nombre maximal de retraits est de six,
- aucun des retraits ne peut excéder 10% de la surface du plancher/ de la toiture,
- la somme de tous les retraits ne doit pas excéder 30% de la surface de plancher/de la toiture.

Les balcons et loggias qui ne vérifient pas les conditions en 2.5.2 doivent être inclus dans le contour du plancher.

#### Critère 3 - Implantation des panneaux de contreventement

Il existe au moins deux panneaux de contreventement parallèles dans chaque direction principale du bâtiment. Les panneaux peuvent être considérés comme parallèles si l'angle entre leurs plans ne dépasse pas 15°.

Il est recommandé de concevoir des bâtiments dont la configuration en plan est la plus symétrique possible en ce qui concerne la répartition des masses et des sections de contreventement, au moins dans la plus grande dimension en plan de la structure.

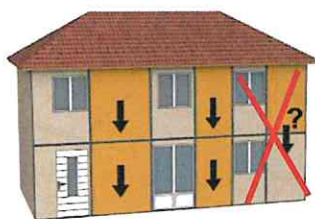
#### Critère 4 - Position des panneaux par rapport au périmètre du bâtiment

Il est de bonne conception de retenir en priorité comme panneaux de contreventement les murs placés sur le contour extérieur de la construction. Dans le cas

NOTE 28 - Continuité verticale des panneaux de contreventement



Continuité des panneaux de contreventement



Mur de contreventement d'étage non fondé : non admis



Absence de transmission directe des efforts : non admis en maçonnerie et en béton armé, sous réserve pour les structures métalliques ou bois

où le bâtiment est prolongé par une véranda ou un auvent léger, le contreventement est assuré par les murs porteurs les plus proches de la périphérie (NOTE 23).

Dans tous les cas, pour chacune des deux directions, la distance entre les deux panneaux de contreventement parallèles les plus éloignés doit être supérieure ou égale aux 3/4 de la longueur de la façade perpendiculaire à leur plan (NOTE 24).

#### Critère 5 - Limitation de l'effet de torsion

Dans les deux directions, le rapport entre la longueur cumulée des murs de contreventement extérieurs sur une face du bâtiment et la longueur des contreventements de la façade opposée doit être compris entre 0,4 et 2,5. Les murs de contreventement extérieurs sont définis ici comme les murs distants de moins de 0,25L de la rive du bâtiment, où L est la dimension du plancher perpendiculairement au mur considéré (NOTE 25).

#### Critère 6 - Effort normal sur les éléments secondaires

A chaque niveau, les charges verticales reprises par les éléments secondaires ne doivent pas excéder 20% des charges verticales totales reprises au niveau considéré.

A défaut d'effectuer une descente de charges, la règle précédente peut être considérée comme satisfaite en procédant comme suit : la somme des largeurs de planchers reprises par les éléments secondaires ne doit pas excéder plus de 20 % de la somme des largeurs reprises par les murs primaires de contreventement, dans chacune des deux directions de la construction (NOTE 26).

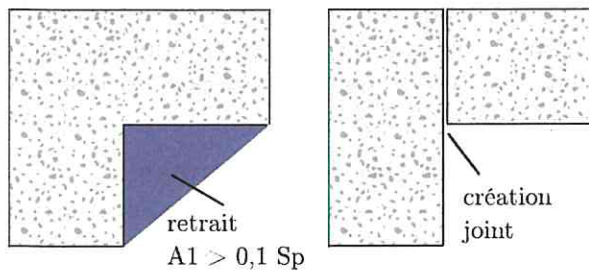
Le critère 6 doit être obligatoirement vérifié lorsque la structure en maçonnerie chaînée ou en béton armé est dimensionnée à partir des tableaux proposés à l'annexe A du guide. Il n'est pas d'application obligatoire en cas de dimensionnement à partir du logiciel CPMI-EC8 (cf. §2.6.3).

### 2.3.2 Configuration en élévation

L'écart entre les surfaces des planchers (surface reportant les charges gravitaires sur les porteurs verticaux) du bâtiment ne doit pas excéder 20% (NOTE 27). Au-delà de cette limite, un joint parasismique doit

Notes sur le chapitre 2 - Conception

NOTE 29 - Espacement entre bâtiments

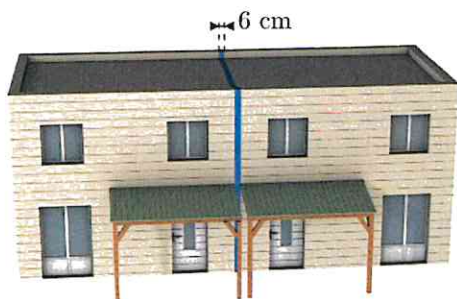


Construction hors champ d'application du texte

Construction couverte par le texte



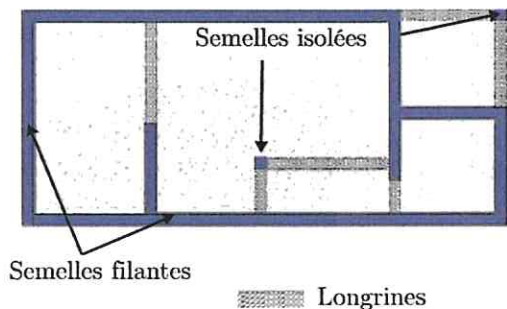
Exemple de conception d'un joint pour satisfaire au critère 2 : pas de retrait supérieur à 10% de la surface de plancher



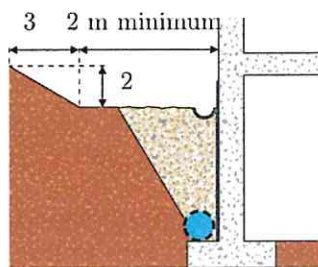
Exemple de conception d'un joint pour satisfaire le critère 1 :  $a/b < 2,5$

2.4 Fondations, murs de soutènement et murs en retour

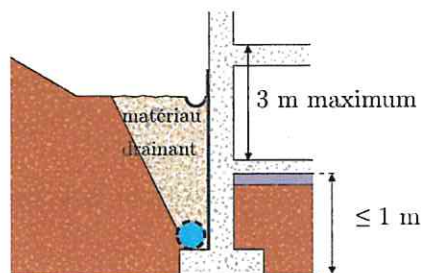
NOTE 30 - Fondation, réseau bidirectionnel de longrines



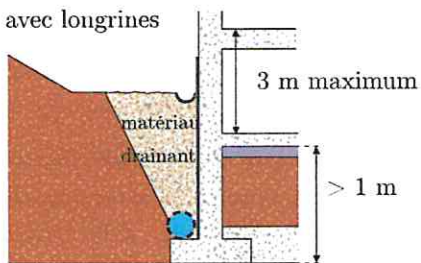
NOTE 31 - Exemple de banquette à l'arrière d'un mur de soubassement



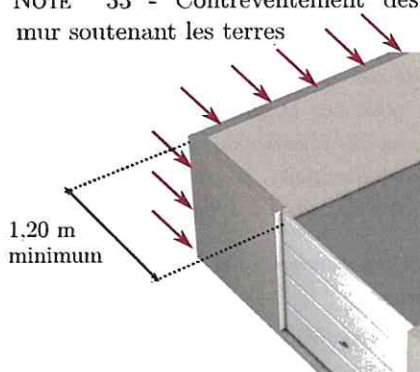
NOTE 32 - Dispositions de soubassement avec dallage ou plancher formant butée



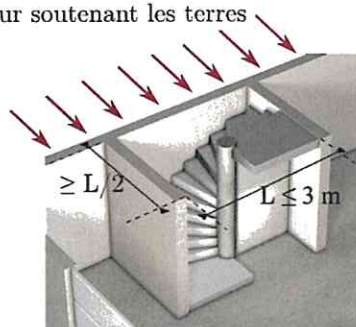
avec longrines



NOTE 33 - Contreventement des murs de mur soutenant les terres



NOTE 34 - Contreventement des murs de soubassement en cas de trémie mur soutenant les terres



être prévu au niveau des décrochements.

Chaque élément de contreventement doit être continu de son sommet jusqu'à sa fondation (NOTE 28). Le décalage horizontal de panneaux de contreventement d'un même plan vertical entre étages et rez-de-chaussée peut être envisagé en structure métallique et en structure bois sous réserve :

- d'assurer la continuité jusqu'aux fondations des éléments verticaux d'extrémité des panneaux,
- de disposer d'au moins un autre panneau de contreventement continu son sommet jusqu'à sa fondation .

### 2.3.3 Espacement entre les bâtiments

Lorsqu'un joint est prévu entre deux blocs continus, sa largeur doit être suffisante pour garantir l'indépendance des deux constructions. Cette condition est supposée satisfaite pour un joint de 6 cm de largeur minimum (NOTE 29). Les fondations des deux blocs peuvent être communes sous réserve qu'elles soient du même type.

Les règles du présent document s'appliquent avec les surfaces au sol de chacun des blocs. Si un des blocs devient bâtiment de catégorie d'importance I, alors aucune exigence parasismique n'est demandée sur ce dernier

### 2.3.4 Cas particuliers

Le critère 6 du §2.3.1 ne s'applique ni aux bâtiments contreventés par des voiles travaillants en bois tels que décrits au §2.9.1 ni aux structures métalliques.

## 2.4 Fondations, murs de soutènement et murs en retour

### 2.4.1 Conception des fondations

Le système de fondations doit respecter les conditions suivantes :

- Les fondations doivent être compatibles avec les caractéristiques du sol et le type de construction. Dans le cadre de ce texte, seules les fondations superficielles, isolées ou filantes, sont autorisées.
- Le système de fondations doit être homogène sur toute la construction. Un système de fondations superficielles est homogène si pour atteindre localement le bon sol la pente maximale des redans successifs est limitée à 1/3 et si les conditions sur les puits énoncées au § 1.9 sont respectées.
- Un système de liaison relie la structure de la construction aux fondations en permettant le transfert des efforts horizontaux. Le système doit éliminer le risque de déplacement différentiel entre le sol, les fondations et la structure.
- Les fondations sont donc solidarisiées entre elles par un réseau bidirectionnel de longrines, un dallage, un

sous-sol rigide ou un plancher formant diaphragme (NOTE 30). La sous-face des éléments reliant les fondations ne doit pas être éloignée de plus de 1 m de la sous-face des fondations.

### 2.4.2 Murs de soubassement soumis à la poussée latérale des terres

La pente du terrain à l'arrière du mur de soubassement ne doit pas dépasser localement 2/3, quel que soit le type de sol. Conformément au §1.9, il doit être fait appel à un bureau d'études spécialisé pour la conception des murs prévus pour des terrains présentant des pentes supérieures à 10%.

Une banquette de 2 m de largeur au minimum doit être réalisée entre le mur et le pied de talus. Le mur doit être convenablement drainé, si nécessaire (NOTE 31).

La fondation du mur de soubassement est obligatoirement assurée par des semelles filantes. Si la qualité des sols impose des fondations profondes, le mur de soubassement sort du domaine d'application du présent texte. Le mur et la structure relèvent alors des règles générales NF EN 1998-1:2005 et NF EN 1998-5:2005.

Les semelles filantes du mur de soubassement sont reliées au reste de la structure :

- soit par des longrines disposées avec un écartement maximal de 6 m (prescriptions au §3.2), situées au niveau de la semelle du mur,
- soit par un dallage ou plancher formant butée, la sous-face de celui-ci n'étant pas éloignée de plus de 1 m de la sous-face des fondations du mur (NOTE 32)

### 2.4.3 Murs en retour

Tous les murs soutenant les terres doivent comporter à leurs extrémités des murs en retour de longueur minimale 1,20 m. Les murs de contreventement du sous-sol peuvent servir de murs en retour (NOTE 33).

En cas de trémie jouxtant un mur de soubassement, la dimension de la trémie est limitée à 3 m de longueur. Des voiles en retour, de longueur au moins égale à la demie-dimension de la trémie parallèle au mur de soutènement des terres, doivent être disposés de part et d'autre de la trémie. Ces voiles sont espacés de 3 m au maximum (NOTE 34).

## 2.5 Détails de conception

### 2.5.1 Toiture

La toiture ne doit pas présenter de porte-à-faux dont la portée excède 1,20 m. Les avancées sur poteaux doivent comporter un contreventement horizontal et un contreventement vertical.

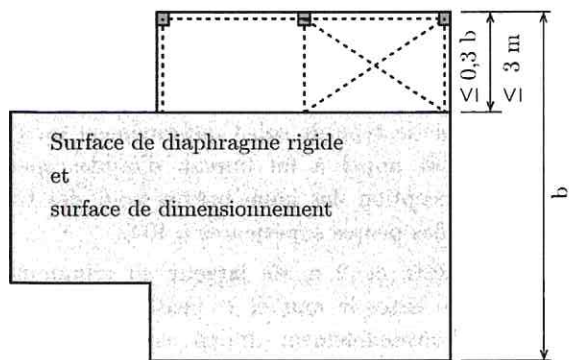
Pour le cas de toiture avec brisure de pente ayant un diaphragme dans le plan de couverture, la toiture doit avoir dans les pans périphériques (situés en partie



Notes sur le chapitre 2 - Conception

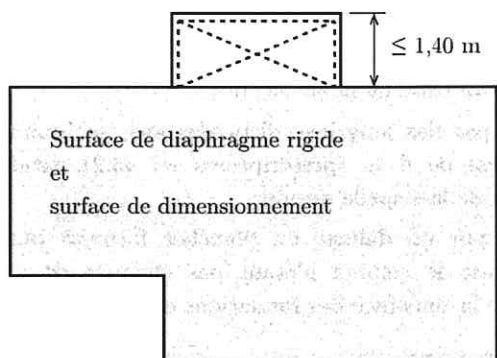
2.5 Détails de conception

NOTE 35 - Structure légère rapportée avec poteaux



Il n'y a qu'un seul retrait à considérer pour la vérification du critère 2 "compacité" du §2.3.1.

NOTE 36 - Structure légère rapportée en console



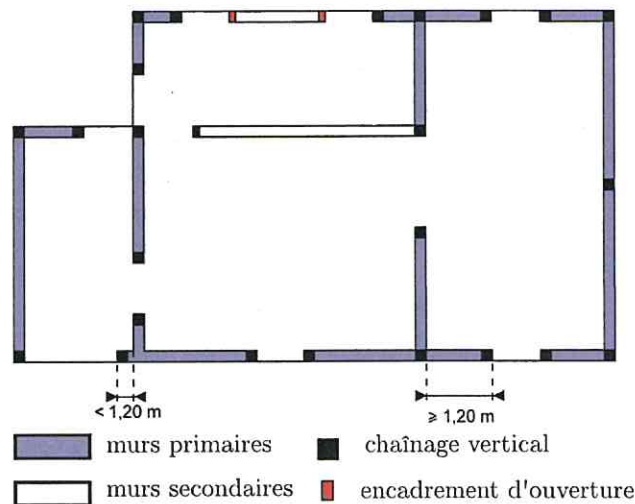
Il n'y a qu'un seul retrait à considérer pour la vérification du critère 2 "compacité" du §2.3.1.

NOTE 37 - Pour le dimensionnement des balcons métalliques, on pourra utilement se reporter au guide RAGE Balcons et coursives métalliques rapportées. Conception et mise en œuvre. Mai 2013.

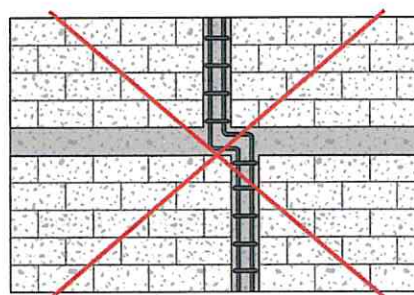
2.6 Dimensionnement des murs de contreventement en maçonnerie chaînée

NOTE 38 - Ces valeurs correspondent au respect des prescriptions du tableau 9.2NF de l'annexe nationale de NF EN 1998-1:2005. Les groupes d'éléments de maçonnerie sont définis dans NF EN 1996-1-1:2006. L'attention du concepteur est attirée sur le fait que le choix de l'épaisseur du mur de contreventement et de l'équarissage disponible pour réaliser les chaînages est essentiel pour faciliter l'exécution.

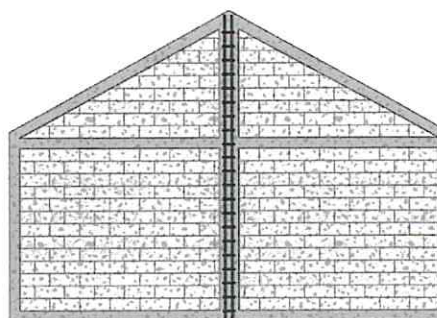
NOTE 39 - Position des chaînages verticaux



NOTE 40 - Alignement des chaînages verticaux



NOTE 41 - Continuité des chaînages dans les combles



basse et présentant la plus faible pente) un diaphragme rigide avec un maintien vertical au droit du point de brisure des lignes d'arêtiers. Le cas de toiture avec brisure de pente prononcée (différence entre pentes des deux pans supérieures à 12°) doit être traité de façon spécifique.

Le diaphragme doit présenter une résistance et une rigidité suffisante. Il doit constituer un cadre fermé comportant un maximum de quatre plans contigus liés au moins par une arrête. Il doit être assuré dans ces cas par mise en oeuvre d'une poutre au vent continue située dans la partie basse de la toiture (pan inférieur du versant) et reliée aux murs primaires.

### 2.5.2 Structures légères rapportées

Des structures légères de type auvent, véranda ou balcon peuvent venir en prolongement de la maison. Elles doivent vérifier les conditions suivantes :

- la masse de la structure légère rapportée reste inférieure à 10% de la masse sismique associée au diaphragme le plus proche (voir tableaux de dimensionnement),
- la largeur de la structure légère rapportée est inférieure ou égale à 3 m et ne dépasse pas 30% de la longueur de la façade prolongée quand elle est supportée par des poteaux (NOTE 35),
- la largeur de la structure légère rapportée est inférieure ou égale à 1,40 m quand elle est en console (NOTE 36).

Il n'est pas nécessaire de prendre en compte ces structures dans le calcul des surfaces de diaphragmes utilisées pour vérifier les retraits (critère 2 du § 2.3.1 et NOTE 22) et la configuration en élévation (critère du § 2.3.2 et NOTE 23). Ces structures peuvent également ne pas être alignées avec le diaphragme horizontal le plus proche, ni dans la surface de dimensionnement.

Dans tous les cas, ces structures rapportées doivent comporter le contreventement horizontal suffisant permettant de ramener les charges sismiques sur les ancrages. Les liaisons de ces structures sur le bâtiment doivent être dimensionnées pour reprendre les charges statiques (poids propre, vent) et sismiques qu'elles sont susceptibles de transmettre (NOTE 37).

Les auvents légers en bois peuvent être associés aux façades, mais il est recommandé de ne pas les réaliser dans la continuité du plan de la toiture car ils constitueraient un point de vulnérabilité important qui peut conduire à l'arrachement de la toiture. Une attention particulière doit être apportée à la conception et à l'assemblage de la charpente des auvents.

## 2.6 Dimensionnement des murs de contreventement en maçonnerie chaînée

### 2.6.1 Panneaux de contreventement

Les panneaux de contreventement sont bordés sur leur quatre côtés par des chaînages horizontaux et verticaux. Ces panneaux ne doivent pas comporter d'ouvertures à l'exception de celles définies au §3.3.4.

Les murs de contreventement doivent respecter les dimensions suivantes :

- épaisseur effective du mur : 15 cm pour des éléments de maçonnerie de groupe 1, 20 cm pour des éléments de maçonnerie de groupe 2, 3 ou 4 (NOTE 38),
- longueur minimale du mur : 1,20 m.
- la longueur d'un mur est comptée entre axes des chaînages verticaux qui le bordent.

### 2.6.2 Chaînages des murs de contreventement

#### Chaînages verticaux

Un chaînage vertical est obligatoirement placé :

- aux bords libres de chaque élément de mur de la structure, éléments secondaires compris,
- si nécessaire à l'intérieur des murs, primaires et secondaires, pour que l'espacement entre chaînages ne dépasse pas 5 m,
- à chaque intersection entre murs de structure, primaires et secondaires, lorsque les chaînages imposés par les règles ci-dessus sont distants de plus de 1,20 m,
- aux bords de chaque mur de contreventement (NOTE 39).

Les chaînages régnant sur plusieurs niveaux de la construction sont obligatoirement rectilignes et leur section est constante sur toute la hauteur (NOTE 40).

#### Chaînages horizontaux

Les chaînages horizontaux sont placés dans le plan du mur au niveau de chaque plancher, du couronnement des combles, des fondations et de l'appui de la charpente en tête de mur lorsqu'il n'y a pas de plancher à ce niveau. Leur espacement vertical ne doit jamais être supérieur à 4 m.

On distingue les chaînages périphériques, situés à la périphérie du bâtiment et de ses décrochés éventuels, des chaînages intérieurs, disposés en partie supérieure des panneaux de contreventement. Les chaînages intérieurs sont prolongés jusqu'aux chaînages périphériques dans lesquels ils sont ancrés.

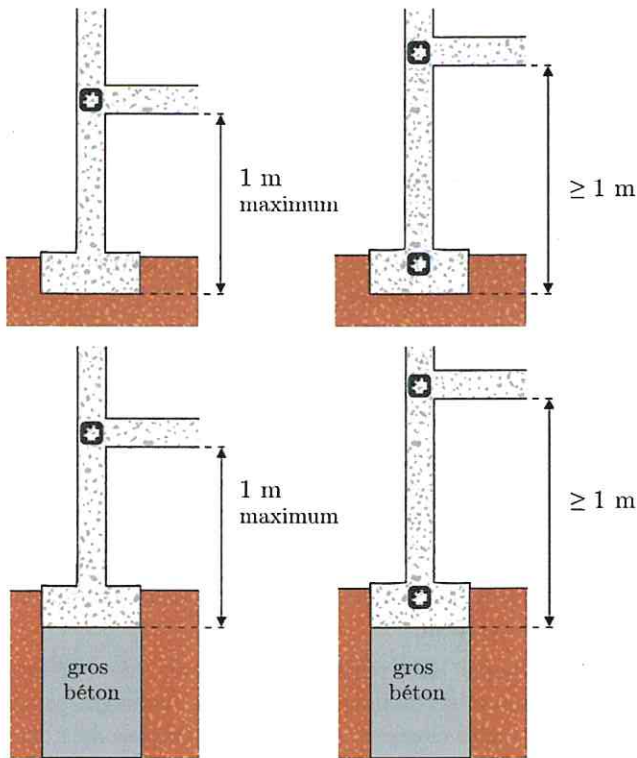
#### Chaînages des pignons et des murs dans la hauteur des combles

Les chaînages mis en oeuvre dans les pignons et les murs dans la hauteur des combles doivent être constitués :

- verticalement par le prolongement des chaînages verticaux mis en oeuvre dans les panneaux de contreventement (NOTE 41),
- horizontalement par les chaînages horizontaux

I  
L  
L  
U  
S  
T  
R  
A  
T  
I  
O  
N  
S  
E  
T  
C  
O  
M  
M  
E  
N  
T  
A  
I  
R  
E  
S

NOTE 42 - Chainages horizontaux au niveau des fondations



NOTE 43 - Les tableaux de dimensionnement pour la catégorie de sol simplifiée 1 correspondent au dimensionnement pour la classe de sol A de l'Eurocode 8 -1. Les tableaux de dimensionnement pour la catégorie de sol simplifiée 2a et 2b correspondent respectivement au dimensionnement pour les classes de sol B et E de l'Eurocode 8 -1.

### 2.7 Dimensionnement des murs en béton banché

Pas de commentaires.

### 2.8 Dimensionnement des ossatures bois

NOTE 44 - Les Antilles étant situées en zone cyclonique, en plus de la justification de la tenue au séisme, il est nécessaire de justifier la tenue des maisons (notamment en bois) au vent cyclonique selon l'Eurocode 1 partie 1-4. Le dimensionnement donné pour les éléments de contreventement dans ce document n'est valable que pour le séisme seul. Il convient aussi de calculer et dimensionner ces panneaux de contreventement et leur ancrage pour la reprise des efforts de vents cycloniques.

disposés suivant le plan de la toiture,

- suivant les rampants dans la hauteur des combles.

Dans le cas d'appuis de charpente, les chaînages de couronnement peuvent être prévus au niveau de l'appui de la charpente. Il n'est pas obligatoire de réaliser le chaînage au niveau des combles pour la partie dont le couronnement est à moins de 1 m du chaînage du plancher situé en dessous à condition que ce mur ne porte pas la charpente.

#### Chaînages de fondations

Des chaînages horizontaux sont prévus au niveau des fondations. Il est possible de s'en dispenser lorsque la sous-face du plancher haut du vide sanitaire ou du dallage est située à moins de 1 m de l'assise des fondations (NOTE 42).

#### 2.6.3 Dimensionnement des contreventements et chaînages verticaux

Les murs de contreventement doivent être disposés conformément aux règles énoncées aux §2.3.1 et §2.3.2. Deux procédures de dimensionnement sont proposées :

- par l'intermédiaire de tableaux de dimensionnement simplifiés fournis en annexe A, basés sur les catégories de sol simplifiées définies au §2.1.1,
- par l'intermédiaire du logiciel CPMI-EC8 disponible sur le site du ministère de la cohésion des territoires et des relations avec les collectivités territoriales.

#### Dimensionnement à partir des tableaux en annexe A

Les tableaux de dimensionnement sont fournis pour les trois catégories de sols simplifiées (NOTE 43).

Un premier tableau définit la section de murs primaires nécessaires dans chaque direction du bâtiment. Cette surface dépend :

- de la surface hors oeuvre brute du niveau considéré,
- du nombre de niveaux de la construction,
- du type de toiture (lourde ou légère).

Une fois les murs de contreventement choisis, la longueur de chacun doit être vérifiée. Elle doit être supérieure à une longueur minimale qui dépend des facteurs déjà cités ainsi que :

- de la longueur totale  $L_T$  des murs primaires dans chaque direction,
- de la longueur  $L_i$  de chaque mur de contreventement,
- du diamètre des aciers des chaînages verticaux (HA10 ou HA12 au choix).

#### Dimensionnement à partir du logiciel CPMI-EC8

Le dimensionnement à partir du logiciel CPMI-EC8 est basé sur les mêmes principes que la conception à partir des tableaux de dimensionnement de l'annexe A. Le logiciel permet cependant un dimensionnement plus optimal en tenant compte de certaines spécificités du bâtiment considéré (par exemple, classe de sol Eurocode 8, caractéristiques des éléments maçonnés, prise en compte de l'effort normal sur les murs de

contreventement).

## 2.7 Dimensionnement des murs en béton banché

### 2.7.1 Panneaux de contreventement

Les panneaux de contreventement ont une épaisseur minimale de 15 cm. Leur longueur est d'au moins quatre fois leur épaisseur, sans descendre en dessous de 0,4 h avec h la hauteur d'étage. Si cette condition de longueur minimale n'est pas respectée, les éléments sont considérés comme des poteaux.

Les murs de contreventement en voile béton armé peuvent comporter de petites ouvertures dans les conditions définies au §3.3.4. Dans le cas d'un mur en béton armé comportant des ouvertures dépassant les limites précédentes, chaque trumeau est à considérer comme un mur indépendant.

### 2.7.2 Dimensionnement des murs et chaînages verticaux

Les murs de contreventement doivent être disposés conformément aux règles énoncées aux §2.3.1 et 2.3.2. Comme pour la maçonnerie chaînée, deux procédures de dimensionnement sont proposées.

#### Dimensionnement à partir des tableaux de l'annexe A

Les tableaux de dimensionnement sont fournis pour les trois catégories de sol simplifiées. Ils dépendent des mêmes données du projet de construction que celles listées au §2.6.3.

#### Dimensionnement à partir du logiciel CPMI-EC8

Le logiciel permet un dimensionnement plus optimal que les tableaux de l'annexe A. Il est possible de préciser la classe de sol de l'Eurocode 8 et les caractéristiques mécaniques des matériaux.

## 2.8 Dimensionnement des ossatures bois

### 2.8.1 Murs à ossature bois

Les murs à ossatures bois peuvent être :

- des murs primaires, assurant la portance verticale et le contreventement,
- des murs secondaires assurant uniquement la portance verticale (notamment murs avec ouvertures).

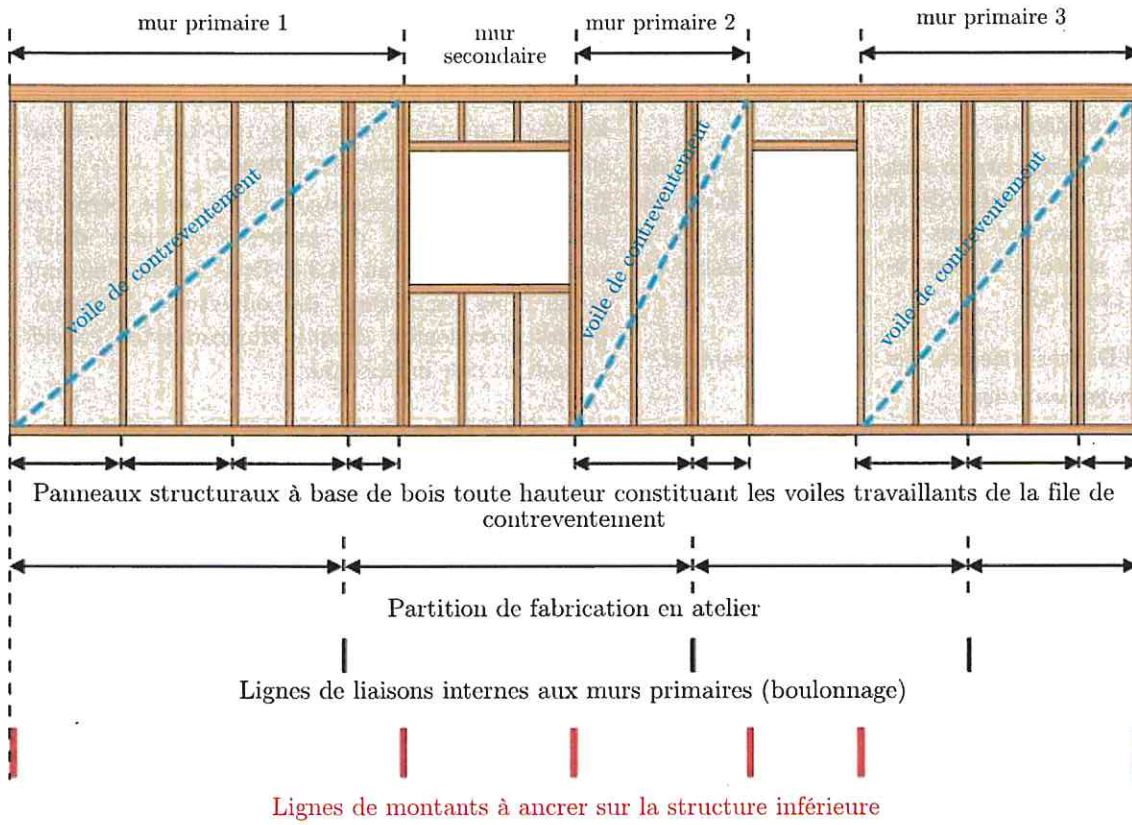
Deux types de contreventement sont couverts par le présent texte (NOTE 44):

- les panneaux de voiles travaillants,
- les palées de stabilité triangulées avec diagonale travaillant en compression.

Les sections servant de base au calcul sont données dans le tableau 2. Elles correspondent à des sections les plus couramment utilisées aux Antilles. Les sections de bois retenues pour la mise en oeuvre doivent être au moins égales aux sections commerciales rabotées minimales du tableau 2.

## Notes sur le chapitre 2 - Conception

NOTE 45 - Exemple de composition et de partition d'un mur en ossature bois avec voiles travaillants



NOTE 46 - Dans ce système, les poteaux-poutres intégrés à une ossature bois sont considérés comme une structure secondaire (reprise des efforts gravitaires uniquement). Ils ne sont pas triangulés.

Section commerciale à 18% cm x cm	Section commerciale rabotée minimale à 18% cm x cm	Section de calcul A (cm <sup>2</sup> ) - caractéristiques à 12% d'humidité
8 x 10	6,8 x 9	61
8 x 12	6,8 x 11	74,6
5 x 15	4,6 x 14,5	64,6
8 x 15	6,8 x 14	94,9
10 x 10	9 x 9	78,4
12 x 12	11 x 11	117,2
15 x 15	14 x 14	189,8
3,6 x 14,5	3,6 x 14,5	50,5
3,6 x 19	3,6 x 19	66,2
2,2 x 19	2,2 x 19	40,5

**Tableau 2 : Equivalence entre sections commerciales et sections de calcul**

Les ossatures bois sont calculées soit comme simple rez-de-chaussée, soit comme R+1. Les sous-sols sont dimensionnés comme des structures en maçonnerie chaînée ou en béton armé à même nombre de niveaux.

### 2.8.2 Effort sismique à reprendre par étage

L'effort sismique  $F_i$  à reprendre par niveau, exprimé en kN, est évalué de la façon suivante :

$$F_i = \text{coeff\_étage} \times \text{coeff\_accél} \times \text{coeff\_typo} \times \text{Surf}$$

- coeff\_étage permet la détermination de l'effort sismique à chaque niveau de la construction en prenant en compte les effets de la torsion,

Bâtiment	RdC	R+1	
Niveau	RdC	RdC	R+1
Toiture légère	1,20	1,22	0,53
Toiture semi-lourde	1,20	1,22	0,70

**Tableau 3 : Valeurs de coeff\_étage**

- coeff\_accél représente l'accélération au plateau du spectre en fonction de la zone de sismicité et de la classe de sol,

Type de contreventement	Classes de sol Eurocode 8				
	A	B	C	D	E
Cat. sol simplifiée	1	2a	-	-	2b
Palée de stabilité	3,75	4,5	4,3	5,1	5,3
Voile travaillant	2,5	3	2,9	3,4	3,5

**Tableau 4 : Valeurs de coeff\_accél**

- coeff\_typo permet d'obtenir une estimation de la masse en mouvement en le multipliant par l'emprise au sol Surf de la construction (en m<sup>2</sup>).

surface au sol (m <sup>2</sup> )	Toiture légère		Toiture semi-lourde	
	RdC	R+1	RdC	R+1
50	0,109	0,371	0,201	0,463
60	0,108	0,365	0,197	0,455
70	0,106	0,358	0,194	0,447
80	0,104	0,352	0,191	0,440
90	0,103	0,347	0,189	0,433
100	0,101	0,342	0,186	0,427
110	0,100	0,337	0,184	0,421
120	0,099	0,332	0,181	0,415
130	0,098	0,328	0,179	0,411
140	0,097	0,325	0,177	0,406
150	0,096	0,321	0,176	0,402
160	0,095	0,318	0,174	0,399
170	0,094	0,316	0,173	0,395
180	0,094	0,314	0,172	0,393
190	0,093	0,312	0,171	0,391
200	0,093	0,310	0,170	0,389

**Tableau 5 : Valeurs de coeff\_typo (t/m<sup>2</sup>)**

Le nombre de palées de stabilité triangulées PST ou, pour les voiles travaillants, la longueur de voiles de contreventement par direction est calculée à partir des efforts  $F_i$  et de la résistance par mètre linéaire de contreventement.

### 2.8.3 Contreventement par voiles travaillants

Les murs primaires comme secondaires sont composés d'une ossature (une lisse basse, une lisse haute, deux montants d'extrémité, un ou plusieurs montants intermédiaires) et d'un panneau à base de bois cloué sur l'ossature. Les voiles de contreventement doivent être ancrés sur la structure porteuse : voile de l'étage inférieur ou fondation (NOTE 45 et NOTE 46).

Seuls les bois résineux sont autorisés pour la confection d'un mur en voiles travaillants (encadrement bois sur lequel est fixé la plaque à base de bois). Les bois feuillus sont exclus.

### Composition des éléments d'un voile de contreventement

Les voiles de contreventement doivent respecter les dimensions suivantes :

- largeur b comprise entre 1,20 m et 4 m,
- hauteur comprise entre 2,70 m et 3 m,
- épaisseur conforme aux dispositions du §3.1.

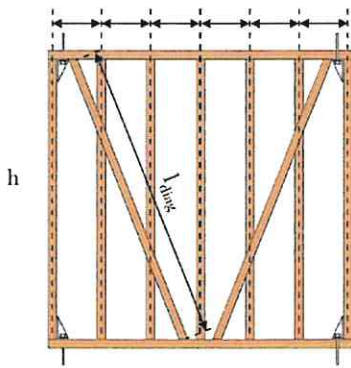
Les montants périphériques et lisses de l'ossature sont des sections en bois massif ou en bois massif reconstitué de section commerciale rabotée d'au moins les dimensions suivantes :

I  
L  
L  
U  
S  
T  
R  
A  
T  
I  
O  
N  
S  
E  
T  
C  
O  
M  
M  
E  
N  
T  
A  
I  
R  
E  
S

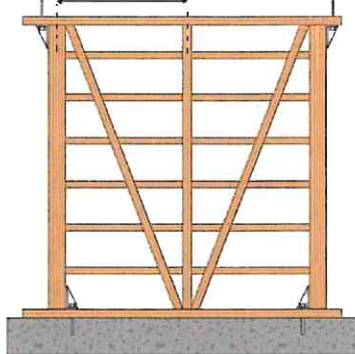
NOTE 47 - Les modes de rupture dans l'acier ou dans le bois autour des vis et tirefonds sont fragiles, c'est-à-dire avec une déformation ultime faible et par conséquent ont une possibilité limitée de redistribution de contrainte.

NOTE 48 - Exemples de contreventement par diagonale : diagonales et croix. Les palées représentées ont une longueur  $l = 1,20\text{m}$ . Pour des longueurs supérieures, le nombre de montants ou de lisses intermédiaires est à déterminer suivant les tableaux de dimensionnement en tenant compte de la longueur de flambement des diagonales.

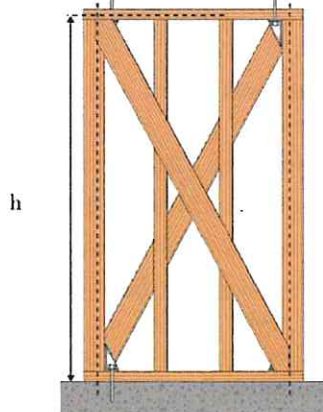
PSTa  $1,20 \leq l \leq 1,80 \text{ m}$   $1,20 \leq l \leq 1,80 \text{ m}$



PSTb  $1,20 \leq l \leq 1,80 \text{ m}$



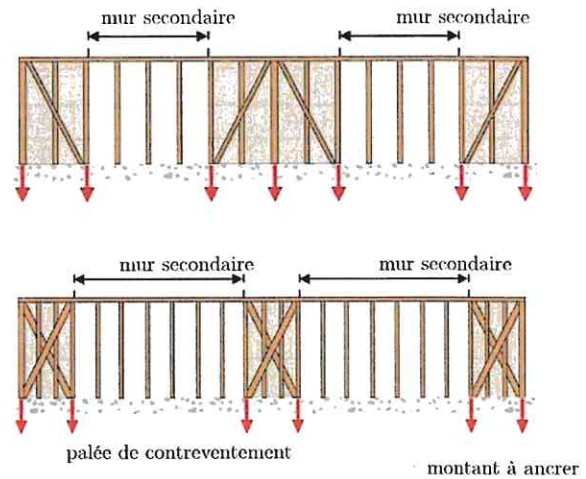
PSTc  $1,20 \leq l \leq 1,80 \text{ m}$



Les palées de stabilité représentées permettent de reprendre les efforts sismiques dans les deux directions. Chaque diagonale travaille en compression tour à tour lors de l'inversion de l'effort sismique. Il est possible de dissocier la palée en deux éléments symétriques disposés indifféremment dans le mur pour la reprise des efforts dans chaque sens. Dans le cas d'un dimensionnement au vent, les diagonales des palées PSTa et b situées en façade reprennent des efforts de vent en flexion : elles doivent être justifiées en flexion composée avec risque de flambement.

La palée PSTc, contrairement aux autres, permet de croiser dans une même trame les deux diagonales. Ces dernières ont une épaisseur réduite (2,2 , 3,6 ou 4,6 cm) et s'enfourchent dans les montants embrevés (légère entaille ajustée pour loger la diagonale). Dans le cas d'un dimensionnement au vent, les montants entaillés de palées situées en façade reprennent des efforts de vent en flexion. En conséquence, le cisaillement doit être vérifié au droit de l'entaille.

NOTE 49 - Exemples de composition et de partition d'un mur avec palée de stabilité triangulée en bois



- montants d'extrémité :
  - Simple rez-de-chaussée :  $6,8 \times 11 \text{ cm}^2$  ou  $9 \times 9 \text{ cm}^2$ ,
  - R+1 :  $11 \times 11 \text{ cm}^2$ .
- lisses basses et traverses hautes :
  - Simple rez-de-chaussée :  $6,8 \times 11 \text{ cm}^2$ ,  $6,8 \times 9 \text{ cm}^2$ ,
  - R+1 :  $6,8 \times 11 \text{ cm}^2$ .

Les lisses doivent être obligatoirement de même largeur que les montants.

Les dimensions utilisées pour le calcul des annexes tabulées sont rappelées en annexe C. L'utilisation de sections différentes implique des vérifications particulières. Elles ne font partie du domaine d'application de ce document que si leurs caractéristiques sectorielles et mécaniques sont au moins égales à celles des sections prescrites. Les montants intermédiaires peuvent être d'épaisseur réduite (45 mm) sous réserve de vérifications en situation normale et sous charge de vent.

La fixation des plaques à base de bois sur l'ossature bois d'un mur voile travaillant est réalisée par clouage. Les vis, tirefonds et agrafes sont exclues (NOTE 47).

Le clouage entre panneaux et ossature est réalisé avec des pointes de diamètre 3,1 mm ou 2,8 mm et de longueur 65 mm. Les pointes lisses sont exclues. Les espacements de clouage en périphérie de voile de contreventement retenus dans ce texte sont : 75, 100 ou 150 mm. Le clouage sur les montants intermédiaires présente un espacement double en règle générale.

### Résistance des panneaux de murs participant au contreventement

La résistance au contreventement en situation sismique des murs à ossature bois s'exprime sous la forme suivante, pour un mur de 3 m de hauteur et l'utilisation de pointes de diamètre 3,1 mm et de longueur minimale 65 mm :

$$F_{Rd, sis} = k_{panneau} \times k_{classeserv} \times 0,59 \times b/s$$

avec  $F_{Rd, sis}$  en kN

b en mètre (1,20 à 4 m)

s espacement des pointes exprimé en mètre (0,075 ; 0,10 ; 0,15 m)

Les coefficients  $k_{panneau}$  et  $k_{classeserv}$  sont donnés dans le tableau 6.

Panneau	$k_{panneau}$	$k_{classeserv}$	
		classe service 2	classe service 3
OSB	1	1	0
CP	1,013	1,22	1

Tableau 6 : Valeurs de  $k_{panneau}$  et  $k_{classeserv}$

Dans le cas d'utilisation de pointes de 2,8 mm, la formule permettant d'obtenir  $F_{Rd, sis}$  est multipliée par un coefficient minorateur égal à 0,88.

Dans le cas où la hauteur du niveau est comprise entre

2,50 m et 2,70 m, la valeur de  $F_{Rd, sis}$  peut être augmentée de 10%.

Le nombre de voiles de contreventement nécessaire se calcule donc de la façon suivante :

$$N_{cvt} = F_i / F_{Rd, sis} \text{ à chaque niveau } i$$

L'annexe C précise la démarche de dimensionnement.

Dans le cas de voile de contreventement intégrant plusieurs composants de murs préfabriqués en atelier, la liaison mécanique entre les montants d'extrémité de ces composants doit présenter une résistance et une rigidité au moins égales à celles des clouages de panneaux sur ces montants. Une même exigence est appliquée pour les liaisons entre murs de façades perpendiculaires, ainsi qu'entre un mur de façade et un mur de refend.

### 2.8.4 Contreventement par palées de stabilité triangulées

Les murs sont composés d'une ossature (une lisse basse, une lisse haute, deux montants d'extrémité, un ou plusieurs montants intermédiaires). Trois types de palées de stabilité sont considérés dans ce texte (NOTE 48). Les palées de contreventement doivent être ancrées sur leur structure porteuse : mur de l'étage inférieur ou fondation (NOTE 49).

Il est accepté l'utilisation de bois feuillus pour la réalisation des palées de stabilité.

### Composition des éléments d'une palée de contreventement

Les palées de contreventement doivent respecter les dimensions suivantes :

- longueur  $l$  comprise entre 1,20m et 1,80m pour les palées PSTa, PSTb et PSTc,
- hauteur comprise entre 2,70m et 3m,
- longueur de diagonale  $l$  inférieure ou égale à 3,40 m et rapport  $h/l$  compris entre 1,4 et 2,5 pour les palées de type PSTa et b.

Les montants périphériques et lisses de l'ossature sont des sections en bois massif ou en bois massif reconstitué de section commerciale rabotée d'au moins les dimensions suivantes :

- montants d'extrémité :  $9 \times 9 \text{ cm}^2$ ,  $11 \times 11 \text{ cm}^2$ ,  $6,8 \times 14 \text{ cm}^2$ ,  $14 \times 14 \text{ cm}^2$ ,
- lisses basses et traverses hautes :  $9 \times 6,8 \text{ cm}^2$ ,  $11 \times 6,8 \text{ cm}^2$ ,  $14 \times 6,8 \text{ cm}^2$ .

Les lisses doivent être obligatoirement de même largeur que les montants.

Les dimensions utilisées pour le calcul des annexes tabulées sont rappelées en annexe C. L'utilisation de sections différentes implique des vérifications particulières. Elles ne font partie du domaine d'application de ce document que si leurs caractéristiques sectorielles et mécaniques sont au moins égales à celles des sections prescrites. Les montants intermédiaires peuvent être d'épaisseur



I  
L  
L  
U  
S  
T  
R  
A  
T  
I  
O  
N  
S  
  
E  
T  
  
C  
O  
M  
M  
E  
N  
T  
  
A  
I  
R  
E  
S

NOTE 50 - Ces liaisons permettent le maintien en place de la diagonale lors de l'inversion de l'effort sismique. Ces fixations ne participent pas à la reprise des efforts de traction éventuels transmis à la diagonale et doivent être dimensionnées comme tel. Le principe étant que les diagonales ne reprennent que des efforts de compression et qu'elles les transmettent par contact aux autres éléments, aucun jeu ne doit être possible au niveau de ces liaisons (découpe précise sans jeu entre éléments).

Une fixation par assemblages traditionnels dits de charpentier peut aussi être utilisée aux liaisons diagonale / traverse haute et lisse basse à condition d'être complétée par des tiges (vis, pointes) pour le maintien en position lors de l'inversion de l'effort et que ces assemblages soient justifiés et surdimensionnés (pas de rupture fragile).

Note 51 - Les valeurs de capacité résistante obtenues par cette formule, imposent une résistance d'assemblage suffisante aux liaisons suivantes :

- entre traverse haute et montant tendu pour reprendre l'effort normal de traction,
- entre lisse basse et diagonale (cas où la diagonale est fixée sur la lisse basse) pour reprendre l'effort tranchant horizontal en pied de palée,
- entre lisse basse et montant (cas où la diagonale est fixée sur le montant en pied) pour reprendre l'effort tranchant horizontal en pied de palée.

La mise en place d'assembleurs spécifiques pour la reprise de ces efforts est donc primordiale; à défaut les valeurs calculées de la capacité résistante du panneau de contreventement  $F_{Rd, sis}$  selon la formule fournie ne sont pas réalistes et valables. Cette dernière sera limitée à la capacité de résistance de l'assembleur mis en oeuvre.

NOTE 52 - La résistance au contreventement des palées de stabilité triangulées avec diagonale travaillant en compression est calculée en fonction des prescriptions de la norme NF EN 1998-1 et de son annexe nationale. Ces résistances ont été calculées avec l'hypothèse d'un bois résineux C24 et un bois feuillu tropical D35. Dans le cas où un bois feuillu de classe D50 certifié par un organisme compétent est mis en oeuvre, les valeurs tabulées données dans les tableaux 8 et 9 correspondant au bois feuillu D35 peuvent être majorées par un coefficient  $K_{boiscertif}=1,16$ .

NOTE 53 - La diagonale est soumise à une compression avec risque de flambement. La valeur maximale de la longueur de flambement notée dans le tableau 11 donne un coefficient de flambement  $K_c$  forfaitaire et enveloppe pris en compte dans ce document pour calculer l'effort maximal de compression admissible par la diagonale et par conséquent la capacité résistante des palées PST sous sollicitation sismique.

Attention : le dimensionnement sous charge de vent cyclonique n'est pas l'objet de ce document. Sous sollicitation cyclonique, les diagonales des palées PST type a, b et d situées en façade reprennent des charges de vent et sont donc soumises à une flexion composée.

NOTE 54 - Ces résistances ont été calculées avec l'hypothèse d'un bois résineux C24 et un bois feuillu tropical D35. Dans le cas où un bois feuillu de classe D50 certifié par un organisme compétent est mis en oeuvre les valeurs tabulées données dans les tableaux 12 et 13 correspondant au bois feuillu D35 peuvent être majorées par un coefficient  $K_{boiscertif}=1,16$ .

P  
R  
E  
S  
C  
R  
I  
P  
T  
I  
O  
N  
S

réduite (45 mm) sous réserve de vérifications en situation normale et sous charge de vent.

La liaison mécanique entre les montants d'extrémité de ces composants de murs doit présenter une résistance et une rigidité au moins égales à celles des palées triangulées. Une même exigence est appliquée pour les liaisons entre murs de façades perpendiculaires, ainsi qu'entre un mur de façade et un mur de refend.

De même une liaison mécanique (NOTE 50) doit être réalisée entre les différents éléments constitutifs de la palée de stabilité :

- diagonale/montant intermédiaire : mise en œuvre de deux clous ou vis pour maintenir la diagonale,
- diagonale/lisse intermédiaire : mise en œuvre de deux clous ou vis pour maintenir la diagonale,
- diagonale/traverse haute : mise en œuvre de deux clous ou vis pour relier la diagonale à la traverse haute,
- diagonale/lisse basse : mise en œuvre de deux clous ou vis pour relier la diagonale à la lisse basse,
- diagonale/montant d'extrémité (cas PSTc): mise en œuvre de deux clous ou vis lardés pour maintenir la diagonale dans sa loge (entaille dans montant d'extrémité).
- montant intermédiaire /traverse basse et lisse haute : mise en oeuvre de deux clous ou vis lardés.

**Résistance des panneaux participant au contreventement**

Les efforts dans les barres dus au contreventement en situation sismique des palées de stabilité sont décrits dans le tableau 7.

La capacité de résistance au contreventement  $F_{Rd, sis}$  (NOTE 51) en situation sismique d'une palée de stabilité PST, de longueur  $l$  et de hauteur  $h$  est :

$$F_{Rd, sis} = N^{Cp'}_{diag, Rd, sis} \times \cos \alpha$$

avec  $\tan \alpha = h / l$  pour PSTa, b, et c

La résistance au contreventement  $N^{Cp'}_{diag, Rd, sis}$  donnée dans les tableaux 8 et 9 (NOTE 52) tient compte de la possibilité de flambement des diagonales.

Section commerciale diagonale			$N^{Cp'}_{diag, Rd, sis}$ (kN)			
	sens yy	sens zz	classe de service 3		classe de service 2	
	Section rabotée (cm x cm)		C24	D35	C24	D35
8x8	6,8	6,8	9	10	11	13
8x10	6,8	9	20	24	25	29
10x10	9	9	27	31	33	39
8x12	6,8	11	36	42	44	52
12x12	11	11	58	68	71	84
8x15	6,8	14	70	83	86	102
15x15	14	14	144	170	176	210

**Tableau 8 : Résistance en compression en tenant compte du flambement d'une diagonale de PSTa et b**

Section commerciale diagonale			$N^{Cp'}_{diag, Rd, sis}$ (kN)			
	b (sens yy)	h (sens zz)	classe de service 3		classe de service 2	
	Section rabotée (cm x cm)		C24	D35	C24	D35
2,2x19	2,2	19	15	17	18	21
3,6x15	3,6	14,5	45	52	54	64
3,6x19	3,6	19	58	69	71	84
4,6x15	4,5	14,5	77	91	94	111

**Tableau 9 : Résistance en compression en tenant compte du flambement d'une diagonale de PSTc**

Le tableau 10 fixe les dimensions maximales de la diagonale des palées PST pour respecter la longueur de flambement maximale retenue dans les calculs de l'annexe C.

Type de palée	$l_{diag}$ maxi (m)	$l_{yy}$ (m)	$l_{zz}$ (m)
PSTa, PSTb	3,40	1,05	3,40
PSTc	3,40	0,80	0,80

**Tableau 10 : Longueur de flambement maximale et dimensions maximales de la diagonale des palées PST**

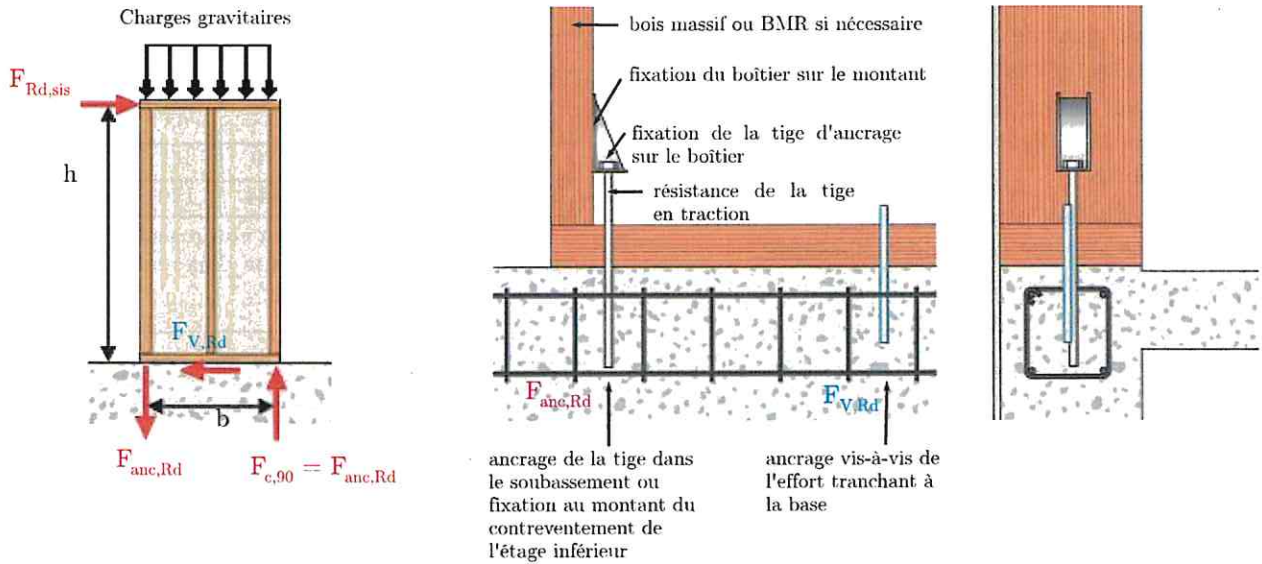
Des lisses intermédiaires (cas des PSTb) ou des montants intermédiaires (cas des PSTa et PSTc) doivent être mis en place pour limiter le flambement et ne pas dépasser la longueur de flambement maximale ci-dessus. A défaut, les valeurs tabulées de résistance en compression ne sont pas utilisables (NOTE 53).

Palée triangulée	Effort normal dans les barres			
	Diagonale	Poteau comprimé	Poteau tendu	Traverse
<p><math>\tan \alpha = h / l</math></p>	$N_{AC} = F / \cos \alpha$	$N_{AB} = 0$	$N_{CD} = - F \times \tan \alpha$ (effort de traction)	$N_{BC} = F$

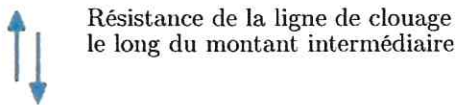
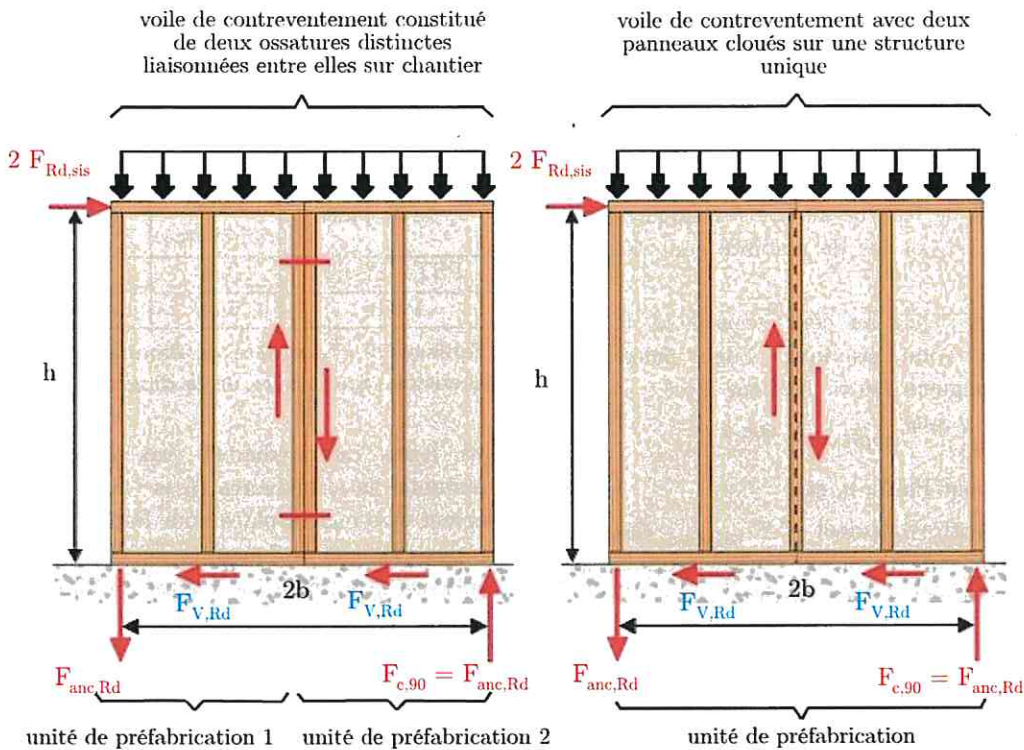
**Tableau 7 : Efforts dans les barres des palées de stabilité triangulées PST**

Notes sur le chapitre 2 - Conception

NOTE 55 - Effort de liaison en base de voile de contreventement, ancrage vis-à-vis de l'effort tranchant et vis-à-vis du moment de renversement



NOTE 56 - Fonctionnement d'un voile de contreventement à ossature simple ou à ossature combinée



$F_{v, Rd}$  : effort tranchant à base du panneau de contreventement

$F_{anc, Rd}$  : effort d'ancrage résistant du panneau de contreventement

$F_{c, 90}$  : effort de compression transversale sur la lisse basse

De l'effort horizontal appliqué en tête de panneau  $F_{Rd, sis}$  sont déduits les efforts de traction et/ou de compression  $N_{tr, Rd, sis}$  (et  $N_{cp, Rd, sis}$  pour les bâtiments à étages) dans les montants dû à l'effort horizontal de contreventement (égal à la capacité résistante de la palée  $F_{Rd, sis}$ ) selon les relations du tableau 7.

De la même manière, les valeurs de résistance admissible  $N_{adm, Rd, sis}$  en traction et en compression, y compris le flambement sur une hauteur d'étage de 3m, de plusieurs sections de montants couramment utilisés sont données dans les tableaux 11 et 12 (NOTE 54).

		classe de service 3		classe de service 2	
		C24	D35	C24	D35
Section commerciale montant (cm×cm)	10×10	34	40	41	48
	12×12	73	86	89	105
	8×15	23	27	28	34
	15×15	177	209	217	255

**Tableau 11 : Résistance  $N_{adm, Rd, sis}$  (kN) d'un montant à un effort normal de compression en situation sismique avec risque de flambement  $l_f=3m$**

		classe de service 3		classe de service 2	
		C24	D35	C24	D35
Section commerciale montant (cm×cm)	10×10	109	164	134	201
	12×12	157	236	192	288
	8×15	118	177	144	216
	15×15	242	364	296	444

**Tableau 12 : Résistance  $N_{adm, Rd, sis}$  (kN) d'un montant à un effort normal de traction en situation sismique**

A partir de ces efforts admissibles, le choix de la section des montants de palées de stabilité est fait de

sorte que les efforts sismiques  $N_{tr, Rd, sis}$  et  $N_{cp, Rd, sis}$  combinés aux autres charges d'exploitation et aux charges permanentes soient équilibrés.

### 2.8.5 Ancrage des murs de contreventement en ossature bois

Pour assurer les liaisons entre étages et entre l'ossature du rez-de-chaussée et la structure de soubassement ou de fondations, deux résistances doivent être vérifiées :

- la résistance à l'effort tranchant à la base du panneau par l'ancrage des lisses basses,
- la résistance au renversement, moments engendrés par les efforts appliqués en tête de panneaux et repris par les ancrages de montants d'extrémité de mur de contreventement.

#### Ancrage des voiles travaillants

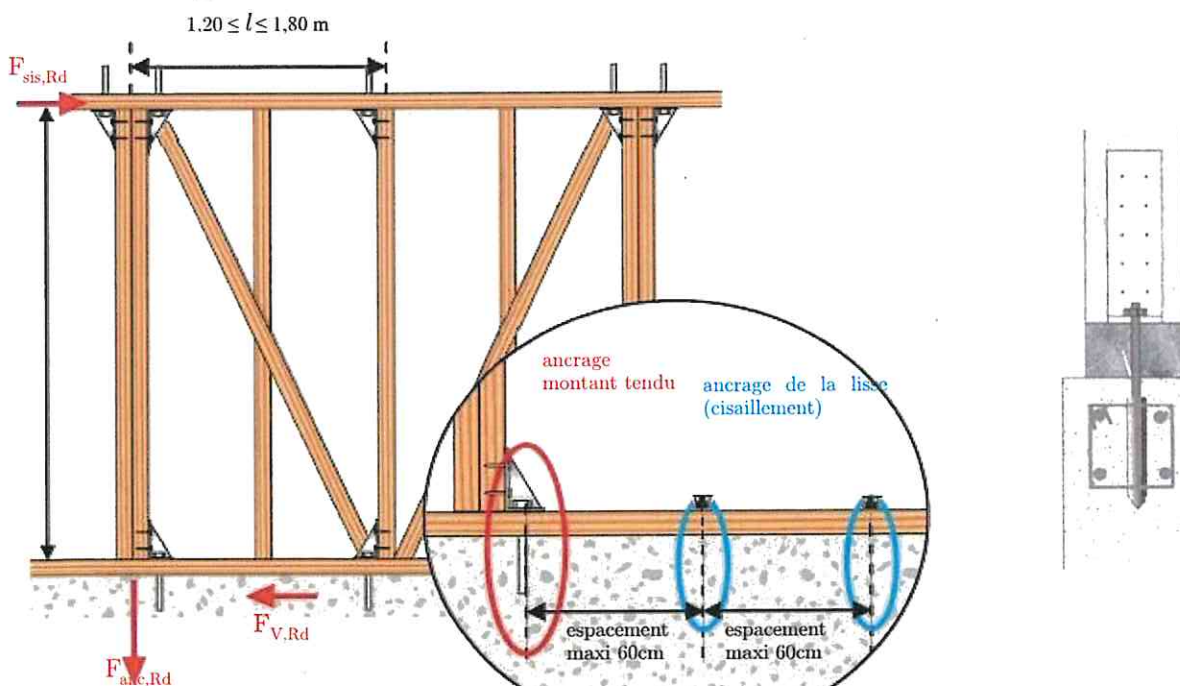
Les ancrages de lisses basses sont à répartir sur la longueur du voile de contreventement. Les ancrages destinés à reprendre le moment de renversement sont à mettre en oeuvre à chaque extrémité de voile de contreventement (NOTE 55 et NOTE 56).

Les systèmes d'ancrage, ou les éléments intervenant dans ce système, doivent être adaptés en termes de résistance et de rigidité. Il en est de même pour les dispositifs utilisés pour les liaisons d'étage à étage. Le fonctionnement dissipatif des murs en ossature bois impose que les ancrages soient plus résistants que le mur lui-même. La résistance d'ancrage des murs de contreventement est donc basée sur une valeur maximale de la résistance du mur au contreventement.

La résistance exigée pour ces ancrages ou fixations est la suivante :

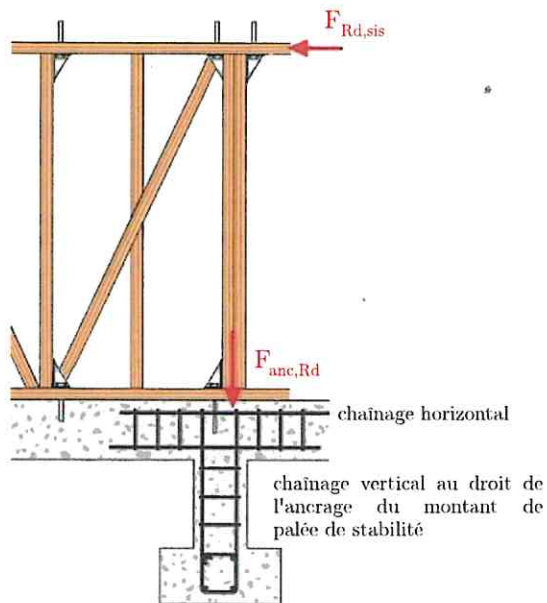
- pour la reprise de l'effort tranchant, il est nécessaire de mettre en oeuvre a minima un ancrage de lisse

NOTE 57 - Ancrages vis-à-vis de l'effort tranchant et vis-à-vis du moment de renversement



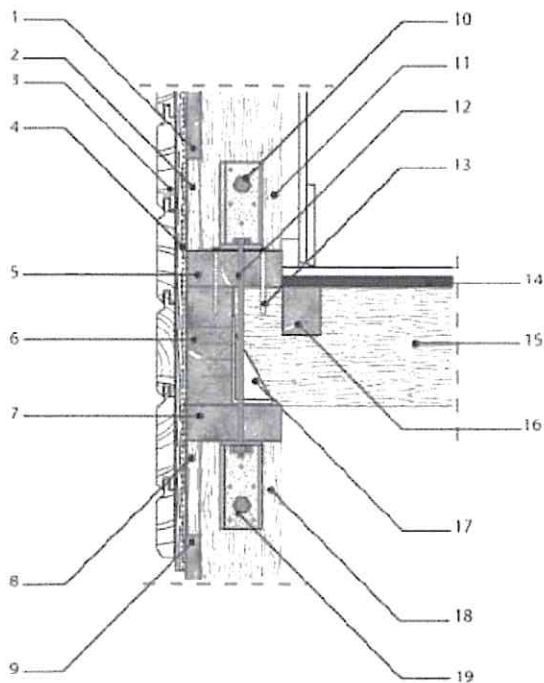
Notes sur le chapitre 2 - Conception

NOTE 58 - Ancrages pour une palée de contreventement sur un sous-sol en béton armé



- 10- Boîtier ancrage panneau PST 1er étage
- 11- Montant d'ossature panneau PST 1er étage
- 12- Tige d'ancrage PST 1er sur Rdc
- 13- Tirefond ou boulon de fixation boîtier d'ancrage PST 1er sur traverse basse
- 14- Plaque bois panneau VT plancher
- 15- Solive plancher
- 16- Entretoise
- 17- Équerre et fixation poutre de rive /solive plancher
- 18- Montant d'ossature panneau PST Rdc
- 19- Boîtier ancrage panneau PST Rdc en tête

NOTE 59 - Ancrages au premier étage d'une palée de contreventement



- 1-2- Diagonale panneau PST niveau 1er étage
- 3- Bardage horizontal
- 4- Pare pluie
- 5- Traverse basse mur 1er étage
- 6- Poutre de rive continue (chaînage horizontal plancher)
- 7- Traverse haute mur Rdc
- 8-9- Diagonale panneau PST Rdc

P  
R  
E  
S  
C  
R  
I  
P  
T  
I  
O  
N  
S

basse par voile de contreventement et une fixation capable de reprendre un effort de cisaillement de 13 kN par mètre de voile de contreventement.

pour la reprise du moment de renversement, il est nécessaire de mettre en oeuvre des dispositifs d'ancrage au niveau de chaque montant d'extrémité de voile de contreventement capables de reprendre les charges données dans le tableau 13.

Longueur de voile (m)	Simple RdC ou 1er étage d'un R+1					Rez-de-chaussée d'un R+1				
	1,2	1,8	2,4	3	3,6	1,2	1,8	2,4	3	3,6
Mur // solivages										
s=75mm	36	35	34	34	33	35	33	32	31	29
s=100mm	27	26	25	24	23	25	24	23	21	20
s=150mm	17	16	16	15	14	16	15	13	12	10
Mur ⊥ solivages										
s=75mm	32	29	26	24	21	28	23	19	14	10
s=100mm	23	20	17	14	11	19	14	10	10	10
s=150mm	13	10	10	10	10	10	10	10	10	10

Tableau 13 : Résistance d'ancrage (kN) exigée au droit des montants d'extrémité de voile de contreventement

### Ancrage des palées de stabilité triangulées

#### Ancrage des palées de stabilité au rez-de-chaussée

Les ancrages de la lisse basse dans le béton destinés à reprendre l'effort de glissement sont à répartir sur la longueur de la palée de contreventement avec un minimum d'un ancrage tous les 60 cm. Les ancrages destinés à reprendre le moment de renversement sont à mettre en oeuvre au droit du montant tendu en extrémité de palée triangulée. La NOTE 57 illustre ce principe d'ancrage et propose des exemples de constitution et de positionnement des ancrages.

Dans le cas où la palée de stabilité est implantée sur un sous-sol ou vide sanitaire, il convient en application du principe de non-interruption des contreventements (cf §2.3.2) de disposer des chaînages verticaux entre chaque ancrage et les fondations. Il est alors impératif que les palées soient situées sur un mur de contreventement, voile ou libage. Les ancrages de ces palées doivent s'effectuer dans le chaînage béton armé (vertical et horizontal, NOTE 58).

#### Ancrage de la palée au premier étage

En complément des dispositions d'assemblage entre murs des différents niveaux, les palées de stabilité nécessitent un dispositif de liaison avec la palée correspondante du niveau inférieur, capable d'équilibrer les efforts de soulèvement et de cisaillement (NOTE 59).

Cet assemblage est réalisé par la pose de boîtiers d'ancrage (équerres métalliques spéciales renforcées ou

sabots renforcés) d'épaisseur minimale 3 mm et d'une tige filetée ou boulon traversant de diamètre maximal 16 mm.

#### Efforts à reprendre

Palée triangulée	Réactions d'appui	
	Verticale $R^V$	Horiz. $R^H$
	$R^V_D = -F \times \tan \alpha$	$R^H_A = -F$

Tableau 14 : Réaction d'appui de soulèvement dû à l'effort horizontal sismique pour le calcul d'ancrage au droit du montant d'extrémité tendu des palées de stabilité

A ces valeurs issues de l'effort horizontal de contreventement, il y a lieu d'ajouter algébriquement les valeurs de charges descendantes données dans le tableau 15 (valeur combinée  $G+0,3Q$ ) pour trouver la valeur de l'effort à reprendre par l'ancrage d'extrémité de la palée de stabilité.

	Charge verticale non pondérée (kN)		Charge verticale pondérée ELU $\{N_G+0,3N_Q\}$ (kN)	
	$N_G$	$N_Q$	Mur // solivages	Mur ⊥ solivages
Simple RdC ou 1er étage d'un R+1	2,1	0	2,1	2,1
Rez-de-chaussée d'un R+1	3,5	1,15	3,5	3,8

Tableau 15 : Descente de charges G et Q au droit des montants d'extrémité de palée de contreventement PST

$N_G$  : charges permanentes descendantes

$N_Q$  : charges d'exploitation descendantes

### Systèmes d'ancrage

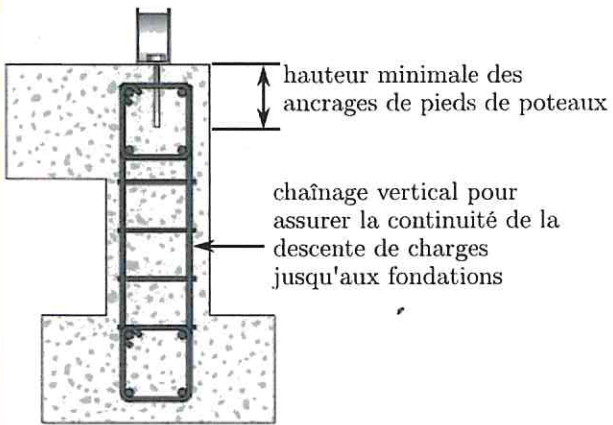
Quand l'ancrage de la structure bois à l'infrastructure ou aux fondations est réalisé à l'aide de tiges d'ancrage, celles-ci doivent s'ancrer au-delà du premier lit d'armatures des chaînages horizontaux sous-jacents.

Pour une liaison réalisée avec des chevilles, ces dernières doivent avoir une qualification sismique pour la catégorie de performance C2 et être calculées suivant les hypothèses relatives à cette catégorie de performance.

I  
L  
L  
L  
U  
S  
T  
R  
A  
T  
I  
O  
N  
S  
E  
T  
C  
O  
M  
M  
E  
N  
T  
A  
I  
R  
E  
S

2.9 Dimensionnement des ossatures métalliques

NOTE 60 - Ancrage de la structure métallique par tige et dispositions de soubassement



## 2.9 Dimensionnement des ossatures métalliques

Le présent texte propose de déterminer de manière simplifiée les actions sismiques globales par niveau (NOTE 44). Le dimensionnement des éléments assurant la stabilité de la construction est à réaliser par le bureau d'études. Le paragraphe couvre les constructions dont la stabilité est assurée par palées avec diagonales de contreventement.

### 2.9.1 Forces de dimensionnement

La résistance des éléments de l'ossature assurant la stabilité du bâtiment doit être démontrée en tenant compte de forces horizontales appliquées sur chaque niveau, agissant dans les deux sens et dans les deux directions horizontales.

Les forces horizontales agissant sur les différents niveaux de la construction peuvent être calculées de manière générale à l'aide de la méthode par forces latérales données dans la norme NF EN 1998-1 :2005, clause 4.3.3.2. En alternative, une méthode simplifiée est proposée dans ce paragraphe. L'annexe D du présent document fournit les hypothèses, les simplifications et les formules utilisées pour établir ces méthodes simplifiées.

Les calculs proposés reposent sur une hypothèse de comportement non dissipatif (classe de ductilité DCL de l'EN 1998-1) avec un coefficient de comportement  $q=1,5$ . Le dimensionnement des éléments assurant la stabilité de la structure devra être effectué conformément à cette hypothèse.

Les charges gravitaires à considérer sont les suivantes :

#### Planchers

$G_p$  : Charge permanente au niveau de chaque plancher, comprenant le poids du plancher, des revêtements, des cloisons et des murs extérieurs, par unité de surface de plancher

$Q_p$  : Charge d'exploitation, par unité de surface de plancher ( $Q_p = 1,5 \text{ kN/m}^2$ )

$\psi_{Ep}$  : Proportion des charges d'exploitation de plancher à prendre en compte ( $\psi_{Ep} = 0,24$ )

$m_p$  : masse de plancher à prendre en compte dans les calculs, par unité de surface

$$m_p = (G_p + \psi_{Ep} Q_p) / g$$

#### Toiture

$G_t$  : Charge permanente au niveau de la toiture, comprenant le poids de la toiture, des revêtements de plafond, des cloisons et des murs extérieurs, par unité de surface horizontale de toiture

$m_t$  : masse de toiture à prendre en compte dans les calculs, par unité de surface horizontale

$$m_t = G_t / g$$

Une majoration des forces de 1,25 doit être appliquée si l'ossature assurant la stabilité du bâtiment comporte

un ou plusieurs éléments avec une section de classe 4 (au sens de tableau 5.2 de l'EN 1993-1-1:2005).

Pour un bâtiment à un niveau, la force horizontale à considérer au niveau de la toiture est donnée par :

$$F_t = K m_t A_t g$$

où  $A_t$  représente la surface de diaphragme en toiture.

classe de sol/ cat. sol simplifiée	
A/cat.1 (S=1,0)	0,61
B/cat.2a (S=1,2)	0,74
C (S=1,15)	0,70
D (S=1,35)	0,83
E/cat.2b (S=1,4)	0,86

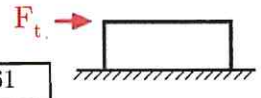


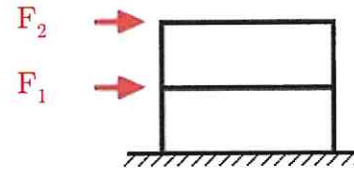
Tableau 16 : Coefficient K pour un bâtiment à un niveau

Pour un bâtiment à deux niveaux, dont les hauteurs entre niveaux sont égales, les forces horizontales agissant sur chaque niveau sont :

$$\text{Niveau 1 : } F_1 = K m_p A_p g$$

$$\text{Niveau 2 : } F_2 = 2 K m_t A_t g$$

où  $A_p$  représente la surface de diaphragme rigide pour le premier niveau et  $A_t$  celle du diaphragme en toiture.



classe de sol/ cat. sol simplifiée	$\mu = (m_p A_p) / (m_t A_t)$			
	2,5	5	7,5	10
A/ cat. 1 (S=1,0)	0,48	0,53	0,55	0,56
B/ cat. 2a (S=1,2)	0,57	0,63	0,66	0,68
C (S=1,15)	0,55	0,60	0,63	0,64
D (S=1,35)	0,64	0,71	0,74	0,76
E/ cat. 2b (S=1,4)	0,67	0,73	0,77	0,78

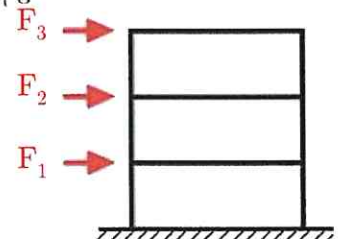
Tableau 17 : Coefficients K pour un bâtiment à deux niveaux

Pour un bâtiment à trois niveaux, dont les surfaces des deux niveaux de plancher sont égales et dont les hauteurs entre niveaux sont égales, les forces horizontales agissant sur chaque niveau sont les suivantes :

$$\text{Niveau 1 : } F_1 = K m_p A_p g$$

$$\text{Niveau 2 : } F_2 = 2 K m_p A_p g$$

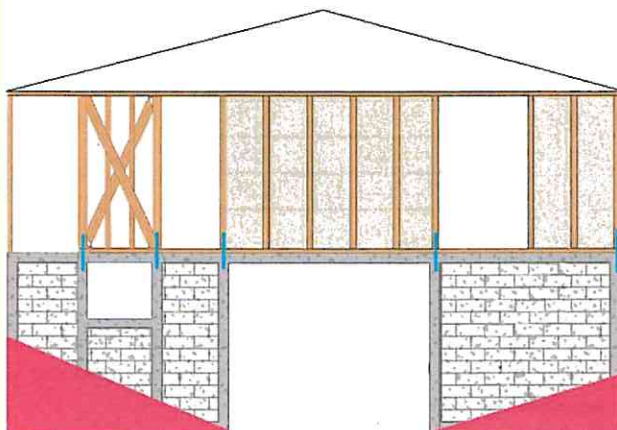
$$\text{Niveau 3 : } F_3 = 3 K m_t A_t g$$





2.10 Interface entre structure légère et sous-sol maçonneré ou en béton armé

NOTE 61 - Ancrage de la structure légère sur le sous-sol



	Sous-sol ou vide sanitaire en béton armé ou en maçonnerie compté comme niveau		Sous-sol ou vide sanitaire en béton armé ou en maçonnerie NON compté comme niveau	
	Nombre total de niveaux (y compris sous-sol)	Tableaux de dimensionnement de l'annexe A pour le dimensionnement du sous-sol	Nombre total de niveaux (sous-sol non compté)	Tableaux de dimensionnement de l'annexe A pour le dimensionnement du sous-sol
Bâtiment structure légère				
RdC avec toiture légère	2	Bâtiment R+1 avec toiture légère	1	Bâtiment R+1 avec toiture légère
R+1 avec toiture légère	3	Bâtiment R+1 avec toiture lourde	2	Bâtiment R+1 avec toiture lourde
R+2 avec toiture légère (métal)	-	-	3	Bâtiment R+2 avec toiture lourde
RdC avec toiture lourde	2	Bâtiment R+1 avec toiture légère	2	Bâtiment R+1 avec toiture légère
R+1 avec toiture lourde	-	-	2	Bâtiment R+1 avec toiture lourde

Tableau 19 : Dimensionnement des sous-sols ou vides-sanitaires dans le cas d'une superstructure légère (bois ou métal)

classe de sol/ cat. sol simplifiée	$\mu = (m_p A_p)/(m_t A_t)$			
	2,5	5	7,5	10
A/ cat. 1 (S=1,0)	0,35	0,37	0,38	0,39
B/ cat. 2a (S=1,2)	0,42	0,45	0,46	0,47
C (S=1,15)	0,40	0,43	0,44	0,45
D (S=1,35)	0,47	0,51	0,52	0,52
E/ cat. 2b (S=1,4)	0,49	0,52	0,54	0,54

Tableau 18 : Coefficients K pour un bâtiment à trois niveaux

### 2.9.2 Ancrages et assemblages

Il convient d'attacher une attention toute particulière à l'étude des assemblages.

Les ancrages de l'ossature métallique (structure primaire assurant la stabilité de la construction) sur la fondation doivent respecter les exigences du §2.4. Il convient en outre de justifier leur dimensionnement.

Quand la structure métallique est ancrée au niveau d'une infrastructure (sous-sol ou vide sanitaire), il convient en application du principe de non-interruption des contreventements de disposer des chaînages verticaux entre chaque ancrage et les fondations.

Quand l'ancrage de la charpente métallique à l'infrastructure ou aux fondations est réalisé à l'aide de tiges d'ancrage, celles-ci doivent s'ancrer au-delà du premier lit d'armatures des chaînages horizontaux sous-jacents (NOTE 60). Pour une liaison réalisée avec des chevilles, ces dernières doivent avoir une qualification sismique pour la catégorie de performance C2 et être calculées suivant les hypothèses relatives à cette catégorie de performance.

Les joints par contact direct ne sont pas admis.

Quand les forces de calcul ont été calculées avec la méthode proposée au §2.9.1, les composantes de forces et de moments utilisées pour le dimensionnement des ancrages de la structure sur les fondations sont obtenues en majorant les forces sismiques par le coefficient de comportement  $q = 1,5$ .

### 2.9.3 Toiture

La stabilité des charpentes de toiture réalisée à partir de profilés métalliques est assurée par :

- une dalle en béton armé sous entrants remplissant la fonction de diaphragme horizontal ou bien une triangulation dans le plan des entrants,
- une triangulation en croix de Saint-André dans le plan de la toiture si cette dernière est inclinée (pente > 5°).

## 2.10 Interface entre structure légère et sous-sol maçonnerie ou en béton armé

Les bâtiments en structure légère bois ou métal peuvent être implantés sur un sous-sol ou un vide sanitaire en respectant les conditions ci-dessous.

### 2.10.1 Dimensionnement du sous-sol

Les sous-sols en béton armé ou en maçonnerie avec superstructure légère doivent être dimensionnés selon le tableau 19.

### 2.10.2 Continuité des chaînages

Les murs de contreventement en maçonnerie chaînée ou en béton armé situés en sous-sol doivent être implantés sous les panneaux de contreventement bois ou métalliques situés au rez-de-chaussée pour assurer la continuité de la descente des charges sismiques.

Il est toléré un décalage vertical à condition que les montants des panneaux de contreventement soient ancrés dans un chaînage vertical en béton armé des murs (NOTE 61).

### 2.10.3 Dispositions concernant les planchers bas du rez-de-chaussée

#### Plancher béton

Dans le cas où le plancher bas du rez-de-chaussée (plancher haut du sous-sol avec mur maçonnerie ou en béton armé) est en béton, le critère 6 "Effort normal sur les éléments secondaires" du paragraphe 2.3.1 "Configuration en plan" est à vérifier sur le sous-sol.

#### Plancher bois

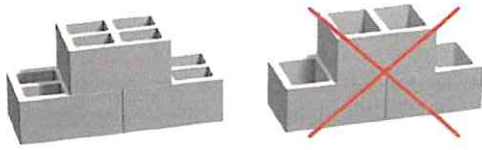
Dans le cas où le plancher bas du rez-de-chaussée (plancher haut du sous-sol maçonnerie ou en béton armé) est en bois, le critère 6 "Effort normal sur les éléments secondaires" du paragraphe 2.3.1 ne s'applique pas. Il y a lieu de respecter les dispositions décrites dans la partie "Liaisons avec les contreventements - Cas des murs en maçonnerie ou en béton armé" du paragraphe 3.6.3 pour permettre une bonne liaison entre plancher et murs de contreventement et assurer la réalisation d'un diaphragme rigide en bois.

I  
L  
L  
U  
S  
T  
R  
A  
T  
I  
O  
N  
S  
E  
T  
C  
O  
M  
M  
E  
N  
T  
A  
I  
R  
E  
S

## Notes sur le chapitre 3 - Exécution

### 3.1 Choix des matériaux

NOTE 62 - Elément de maçonnerie à alvéoles admis et non admis en situation sismique



NOTE 63 - L'Eurocode 8-1 se réfère à la classification de l'Eurocode 6 qui considère quatre groupes de blocs définis par des paramètres caractérisant la proportion de vides et l'épaisseur des parois. Les blocs du groupe 1 sont assimilés à des blocs pleins. Les blocs des groupes 2 et 3 sont des blocs à alvéoles verticales. Les blocs du groupe 4 sont des blocs à alvéoles horizontales.

NOTE 64 - La preuve de la conformité des produits sélectionnés peut être apportée par le choix de produits certifiés dont le référentiel de certification inclut explicitement les prescriptions du DTU 20.1 (certification NF par exemple)

L'attention est attirée sur les difficultés d'utilisation des éléments de maçonnerie à "rupture de joints" horizontaux (mauvais calage de mortier par rapport aux cloisons).

NOTE 65 - Dosage des mortiers de recette courants (mortier type G fabriqués sur chantier) pour le montage des blocs conformément à la NF DTU 20.1 P1-2.

Les dosages en liant sont donnés en kilogrammes par mètre cube de sable sec.

NOTE 66 - Concernant les joints minces, pour les autres types d'éléments que le béton cellulaire autoclavé, il est nécessaire de revenir à l'évaluation spécifique du produit et/ou du procédé pour déterminer les conditions d'acceptabilité.

NOTE 67 - La classe S3 correspond selon la NF EN206-1 à un affaissement au cône d'Abrams de l'ordre de 100 à 150 mm.

NOTE 68 - Selon l'Eurocode 8-1 et son annexe nationale française (art 5.4.1.1), le béton d'une classe au moins égale à C20/25 peut être utilisé dans les éléments sismiques primaires. Aux Antilles, pour des raisons de durabilité du béton armé et conformément à la NF EN206-1, il est recommandé :

- un béton de C25/30 en classe d'exposition XC3 (ouvrages non exposés aux embruns marins et distants du bord de mer de plus de 1 km),
- un béton C30/37 en classe d'exposition marine XC3/XS1 (ouvrages exposés à l'air véhiculant du sel marin ou situés à moins de 1 km de la côte).

NOTE 69 - Les armatures visées sont notamment :

- celles qui ont un rôle d'aciers de montage tels que les cadres entourant les armatures longitudinales des chaînages,
  - celles disposées dans les murs, et qui résultent de dispositions constructives minimales telles que les « aciers de peau » ou « treillis de surface »,
  - celles disposées dans les dalles, et qui ne jouent qu'un rôle de portance sous charges gravitaires et/ou de résistance au cisaillement dans leur fonctionnement en diaphragme.
- L'acier de classe A est admis pour les éléments sismiques secondaires.

Mortier de catégorie M10	Ciments		Chaux hydraulique NHL	Chaux aérienne CL ou DL	Ciment à maçonner MC 12,5 à 22,5	Sable
	CEM I	CEM II				
Mortier de liant pur	300 à 400		350 à 450	-	350 à 450	0/2 ou 0/4 mm ≤ 5% de fines
Mortier bâtard dosage global 350 à 400 kg/m <sup>3</sup>	100 à 150		250 à 300	-	-	
	150 à 200		-	150 à 200		

Mortier de catégorie M5	Ciments		Chaux hydraulique NHL	Chaux aérienne CL ou DL	Sable
	CEM I	CEM II			
Mortier de liant pur			250 à 300	-	0/2 ou 0/4 mm ≤ 5% de fines
Mortier bâtard dosage global 350 à 400 kg/m <sup>3</sup>	50 à 100		150 à 200	-	
	100 à 125		-	200 à 250	

# Chapitre 3 - Dispositions concernant l'exécution

## 3.1 Choix des matériaux

### 3.1.1 Maçonnerie

Les éléments de maçonnerie doivent être conformes à la norme NF DTU20.1 P1-2. Ils sont pleins ou perforés (groupe 1) d'épaisseur effective minimale 15 cm, ou à alvéoles (groupes 2, 3 et 4) d'épaisseur effective minimale 20 cm à condition, pour ces derniers, de présenter au moins une cloison interne longitudinale porteuse (NOTE 62 et NOTE 63).

Les blocs maçonnerie sont conformes à la NF DTU 20.1 P1-2 et à la NF EN 1998-1 et son annexe nationale. La résistance normalisée à la compression des blocs de maçonnerie évaluée conformément à l'EN 772-1, est  $f_{b,min} = 4\text{N/mm}^2$  et  $f_{bh,min} = 1,5\text{N/mm}^2$ . Pour les éléments en béton cellulaire autoclavé ou en pierre naturelle, les caractéristiques minimales sont les suivantes :

- pour les blocs en béton cellulaire autoclavé : au moins la classe de masse volumique  $450\text{ kg/m}^3$  et de résistance  $R_{cn} 4\text{ MPa}$  ou, pour les classes de masse volumique comprise entre  $350$  et  $450\text{ kg/m}^3$ , une résistance d'au moins  $3\text{ MPa}$  et une épaisseur au moins égale à  $25\text{ cm}$ ,
- pour la pierre naturelle : au moins une résistance normalisée  $f_b$  de  $4\text{ MPa}$ .

Les tableaux de dimensionnement fournis en annexe ont été établis avec les caractéristiques minimales suivantes, exprimées en valeurs déclarées au titre du marquage CE :

- pour les blocs en béton : au moins la classe B40 ou L35 (soit  $R_c = 4\text{ MPa}$  ou  $R_c = 3,5\text{ MPa}$ )
- pour les éléments de terre cuite : au moins la classe Rc40 (soit  $R_m = 4\text{ MPa}$ ) (NOTE 64)

Les mortiers des joints de hourdage sont conformes aux prescriptions du chapitre 3.6 du NF DTU 20.1 P1-2. Les mortiers doivent être au moins de classe M10 excepté pour la pierre naturelle pour laquelle un mortier M5 est toléré (NOTE 65).

Les joints verticaux doivent être remplis (NOTE 66). Un joint est considéré comme rempli si les conditions suivantes sont respectées :

- dans le cas de mortier d'usage courant, l'épaisseur du joint est comprise entre  $6$  et  $15\text{ mm}$ ,
- dans le cas de mortier pour joints minces, l'épaisseur du joint est comprise entre  $1$  et  $3\text{ mm}$ ,
- dans tous les cas le mortier doit être appliqué sur toute la hauteur et sur une largeur valant au minimum  $40\%$  de l'épaisseur du bloc de maçonnerie.

### 3.1.2 Béton

Pour le béton de chaînage de la maçonnerie, il est possible d'utiliser :

- un béton prêt à l'emploi, au moins de classe C25/30,
- un béton de ciment fait sur place, de consistance plastique (classe S3 au moins voir NOTE 67), dosé au minimum à  $400\text{ kg/m}^3$  de ciment et confectionné avec des granulats de diamètre  $10\text{ mm}$  au plus pour les chaînages verticaux et  $14\text{ mm}$  au plus pour les chaînages horizontaux.

Il est recommandé d'utiliser un petit béton de gravillons 3/8 de façon à assurer le bon enrobage des aciers par remplissage du coffrage des chaînages.

Pour le béton des éléments structuraux (NOTE 68), il est possible d'utiliser :

- un béton prêt à l'emploi, de classe au moins C25/30,
- un béton de ciment fait sur place, de consistance plastique (classe S3 au moins), dosé au minimum à  $400\text{ kg/m}^3$  de ciment, et confectionné avec des granulats de diamètre  $10\text{ mm}$  au plus pour les chaînages verticaux et  $14\text{ mm}$  au plus pour les chaînages horizontaux.

### 3.1.3 Armatures

Les armatures utilisées pour les chaînages ou les éléments coulés en oeuvre sont à haute adhérence de classe B ou C au sens de NF EN 1992-1.1 et de limite élastique  $500\text{ MPa}$ . Toutefois, l'acier de classe A peut être utilisé dans les conditions de la clause 5.3.2(1)P de la NF EN 1998-1/NA (NOTE 69). L'enrobage des armatures est fonction de la classe d'environnement de l'ouvrage et doit être conforme aux prescriptions de l'Eurocode 2.

Les conditions relatives aux conditions d'environnement et d'enrobage des armatures des chaînages sont respectées :

- grâce à la planelle et l'enduit, ajoutés à l'enrobage conféré par le béton, pour les chaînages horizontaux,
- grâce à l'épaisseur de la partie extérieure de l'élément de maçonnerie et celle de l'enduit qui s'ajoutent à celle de l'enrobage du béton de chaînage, pour les chaînages verticaux.

Les épaisseurs minimales d'enrobage des armatures dans le béton issues de l'application de l'Eurocode 2 à respecter sont :

- $3,5\text{ cm}$  en zone d'exposition courante (XC3),
- $4,5\text{ cm}$  en zone d'exposition marine (XC3/XS1).

Les treillis soudés sont admis pour les murs et les planchers.

I  
L  
L  
U  
S  
T  
R  
A  
T  
I  
O  
N  
S  
  
E  
T  
C  
O  
M  
M  
E  
N  
T  
A  
I  
R  
E  
S

Notes sur le chapitre 3 - Exécution

NOTE 70 - A titre indicatif, les bois du tableau suivant satisfont ces exigences de résistance. Ils ont été répertoriés et classés visuellement dans la norme NFB52-001 et mécaniquement dans la norme NF EN338. Ce classement est donné pour un taux d'humidité des bois de 12%.

Essences		Classification	
Nom pilote	Nom commun	Visuelle	Résistance
Basralocus	Angélique	ST I	D50
Gonfolo		ST I	D40
Pin		ST II	C24
Sapin-épicéa		ST II	C24
Douglas		ST II	C24

Les autres essences de bois feuillus tropicaux rencontrés aux Antilles et figurant dans le tableau suivant (liste non exhaustive) peuvent être utilisées à condition de répondre aux exigences de classement. Pour les bois feuillus du Nord et tropicaux ne faisant pas l'objet d'un classement national, il est possible d'utiliser les normes européennes de classement référencées dans la NF EN 19112 et produisant la classe de résistance correspondante. Les bois doivent être classés et marqués conformément à la norme NF B52-001.

Nom pilote	Nom commun
Amarante	Bois violet
Angelim Vermelho	Angelim rouge
Cumaru	Gaiac de Cayenne
Green heart	Itauba
IPE	Eben verte
Jatoba	Courbaril
Macaranduba	Balata franc, rouge, gomme
Muiracatiara	Gonçalo-alvez, tigerwood
Tatajuba	Bagasse

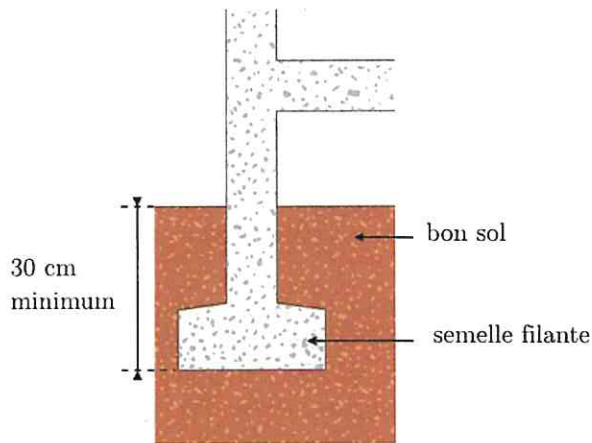
NOTE 71 - L'utilisation de panneaux contreplaqués type EN636-2 et de panneaux de particules définies par les normes NF EN 312-p5 ou p7 n'est pas retenue en classe de service 2 pour le contreventement et diaphragme compte tenu de l'humidité (75 à 90% aux Antilles) pouvant occasionner une perte de résistance significative dans le temps et une mauvaise durabilité. Lors de l'utilisation de panneaux de contreplaqué présentant un rainurage décoratif sur une face, l'épaisseur utile à retenir est celle mesurée en fond de rainure sous réserve du respect de l'intégrité de 5 plis.

NOTE 72 - Définitions permettant de décider du choix de la meilleure protection contre la corrosion de l'élément métallique :

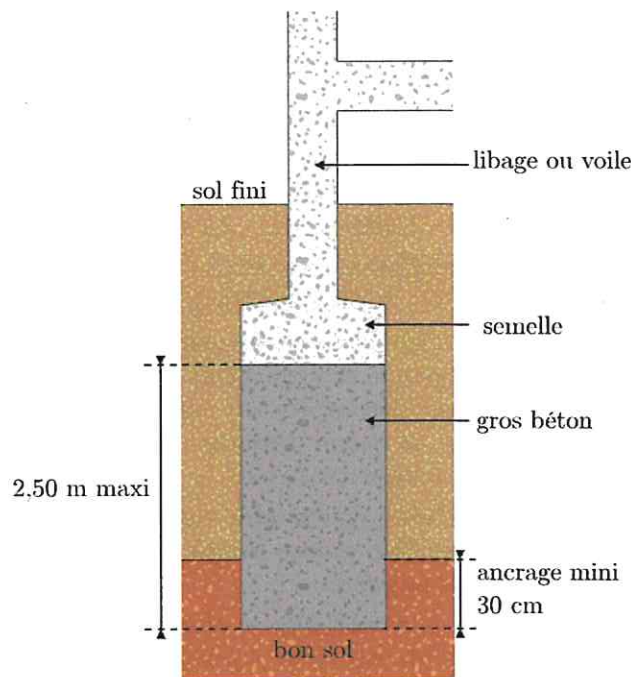
- protégé : les structures sont en intérieur en atmosphère non spécifique (normale),
- non protégé : ouvrages extérieures, abrités ou non, avec circulation d'air,
- grade Zendzimir : un revêtement Z350 correspond à un dépôt de zinc de 175g/m<sup>2</sup> par face. 100g/m<sup>2</sup> de dépôt de zinc correspond à une épaisseur de 14 µm.

3.2 Exécution des fondations

NOTE 73 - Principe du système de fondations en terrain horizontal : semelle filante



NOTE 74 - Principe du système de fondations en terrain horizontal sur gros béton de rattrapage



### 3.1.4 Bois massif, bois reconstitué, bois lamellé-collé

Les prescriptions de la section 3 et du paragraphe 4.1 de la NF EN 1995-1.1 doivent être respectées. Les éléments en bois respectent les exigences des CGM (critère généraux de choix des matériaux) du :

- DTU 31.1 pour les charpentes traditionnelles,
- DTU 31.2 pour les ossatures en bois massif,
- DTU 31.3 pour les charpentes industrielles assemblées par connecteurs métalliques,
- DTU 51.3 pour les planchers en bois et matériaux dérivés.

Les classes de résistance minimales exigées pour respecter les valeurs tabulées de l'annexe C sont (NOTE 70) :

- C24 pour le bois massif (NF EN 338),
- D35 pour le bois massif feuillus tropicaux (NF EN 338),
- GT24 pour le bois massif reconstitué (NF B 52010).

Les classes de service 2 et 3 sont retenues pour l'élaboration des tableaux de dimensionnement de l'annexe C.

### 3.1.5 Panneaux à base de bois

Les prescriptions de la section 3 et du paragraphe 4.1 de la NF EN 1995-1.1 doivent être respectées. Les panneaux à base de bois respectent les exigences des CGM du :

- DTU 31.1 pour les charpentes traditionnelles,
- DTU 31.2 pour les ossatures en bois massif,
- DTU 51.3 pour les planchers en bois et matériaux dérivés.

Les panneaux doivent être conformes aux classes de résistance attestées par le marquage CE (norme EN 13986) et définies dans les normes suivantes (NOTE 71):

- NF EN 636-3 pour les contreplaqués avec une épaisseur minimale de 9 mm,
- NF EN 300 pour les OSB/3 et OSB/4, avec une épaisseur minimale de 13 mm et une masse volumique de 650kg/m<sup>3</sup>.

Les classes de service 2 et 3 sont retenues pour l'élaboration des tableaux de dimensionnement de l'annexe C. Pour la classe de service 3, seuls les panneaux contreplaqués sont retenus pour la réalisation d'éléments de contreventement (diaphragme et voile travaillant).

### 3.1.6 Matériaux de fixation des assemblages

Les prescriptions de la section 4 et du paragraphe 4.2, résistance à la corrosion, de la NF EN 1995-1.1 doivent être respectées. La NF EN1993-1.1 s'applique aux éléments en acier. Les aciers utilisés respectent les exigences des CGM du :

- DTU 31.1 pour les charpentes traditionnelles,

- DTU 31.2 pour les ossatures en bois massif,
- DTU 31.3 pour les charpentes industrielles assemblées par connecteurs métalliques,
- DTU 51.3 pour les planchers en bois et matériaux dérivés.

Les assembleurs doivent être conformes aux spécifications définies dans les normes suivantes :

- NF EN 14545 pour les connecteurs métalliques à dents et crampons,
- NF EN 14592, pour les pointes, boulons, vis et broches,
- ETAG 15 pour les connecteurs tridimensionnels (sabots, étriers, équerres...),
- ETAG 1 pour les ancrages et liaisons au gros oeuvre.

Conformément à l'Eurocode 5 §8.3, il convient de pré-percer les bois feuillus d'essence tropicale lors de l'utilisation de pointes et de vis.

Les tableaux de dimensionnement de l'annexe C et vérification sont basés sur des classes de service 2 et 3.

### 3.1.7 Acier de construction

Pour les ossatures en acier, l'acier de construction est conforme aux spécifications de la norme NF EN 1993-1:2005.

On retiendra une protection par galvanisation au bain chaud (NOTE 72):

- extérieur non protégé : 600g/m<sup>2</sup> par face
- intérieur protégé : 450g/m<sup>2</sup> par face

Les éléments pliés tôles minces doivent respecter la protection par galvanisation en continu (grade Zendimir) suivante :

- extérieur non protégé : Z450 (225g/m<sup>2</sup> par face)
- extérieur protégé : Z350 (170g/m<sup>2</sup> par face) avec protection complémentaire par peinture
- intérieur protégé : Z350 (170g/m<sup>2</sup> par face) ou Z275 avec protection complémentaire par peinture.

## 3.2 Exécution des fondations

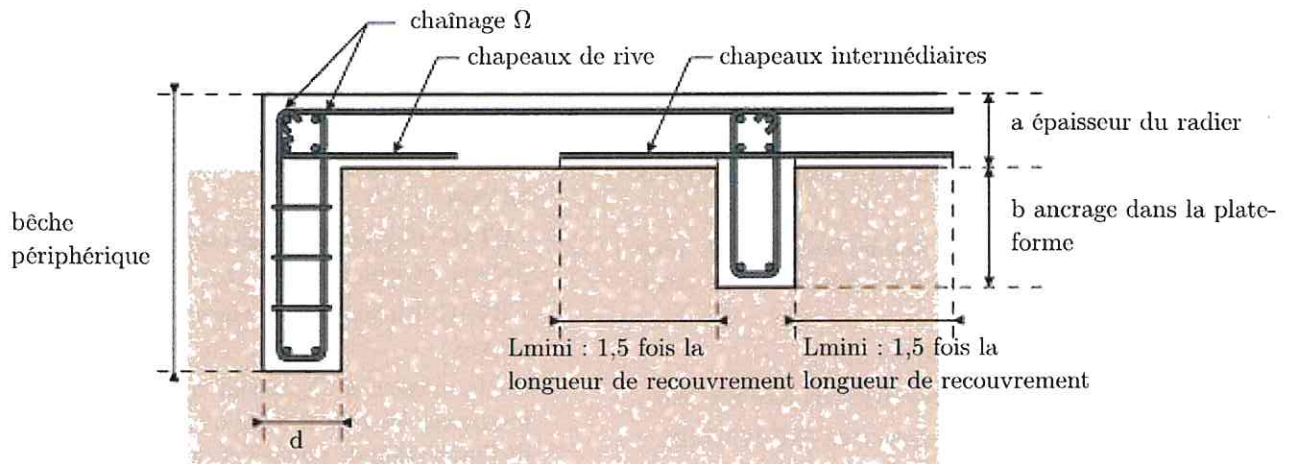
### Fondation type semelles

Les semelles doivent s'ancrer au moins de 30 cm dans le bon sol en place et être coulées en pleine fouille (pas de coffrage des semelles) (Note 73). Un gros béton de rattrapage peut être utilisé pour atteindre le bon sol (Note 74).

Dans le cas d'une construction à bâtir sur un terrain en pente, il est admis que les fondations se trouvant "hors bon sol" peuvent s'appuyer sur un gros béton de rattrapage à condition que les dispositions suivantes soient respectées :

## Notes sur le chapitre 3 - Exécution

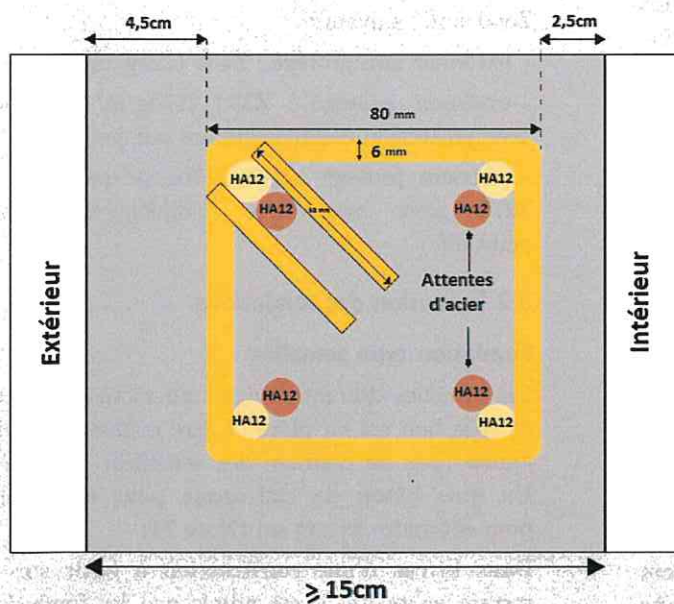
NOTE 75 - Fondation de type radier sur remblai compacté sur terrain horizontal



### 3.3 Exécution des murs en maçonnerie

NOTE 76 - Le minimum de quatre armatures se réfère aux chaînages les plus couramment utilisés. Il est possible de retenir des chaînages ne comportant que trois barres, avec maintien de la section totale. De même, dans le cas de sections de béton de chaînages plus importantes que les minima, il est possible d'adopter un nombre d'armatures supérieur à quatre, à section d'acier équivalente, en retenant des diamètres d'armatures au moins égaux à 8 mm.

NOTE 77 - Coupe d'une section de chaînage



P  
R  
E  
S  
C  
R  
I  
P  
T  
I  
O  
N  
S

- au moins les 2/3 de la descente de charge de la construction (plus de la moitié pour des maisons en Rdc+combles) doivent être transmises par des fondations ancrées directement dans le bon sol,

- la profondeur de gros béton ne doit pas dépasser 2,50m,

- le gros béton doit s'ancrer au minimum de 30 cm dans le bon sol.

Dans le cas de longrines en béton précontraint par armatures adhérentes, le moment résistant devra être au moins égal à celui obtenu avec la poutre en béton armé vérifiant les sections minimales définies ci-dessus.

Les liaisons entre semelles sont réalisées conformément au §2.4.1 par un réseau de longrines ou un dallage.

Les dimensions minimales des longrines, où  $b_w$  est la largeur de la longrine et  $h_w$  sa hauteur, sont :

- soit  $b_{w,min} = 0,15$  m et  $h_{w,min} = 0,20$  m,

- soit  $b_{w,min} = 0,20$  m et  $h_{w,min} = 0,15$  m.

Les longrines présentent sur toute leur longueur un pourcentage d'armatures longitudinales au moins égal à 0,2% par face (supérieure et inférieure, soit 0,4% au total). La section d'armatures globale (partie inférieure et supérieure) doit représenter une section totale d'au moins 3 cm<sup>2</sup>.

Un dallage a un pourcentage minimal d'armatures d'au moins 0,4% sur les faces et supérieures. Ce pourcentage minimal est requis sur une largeur de dallage formant longrine de 30 cm de largeur au minimum. Il y a lieu en outre de respecter pour chacune de ces longrines un minimum d'armatures de 3 cm<sup>2</sup> (4 barres HA10).

### Fondation type radier

Les radiers (NOTE 75) sont des dalles inversées servant de fondation posée sur une plate-forme de remblai compacté. La plate-forme peut être en ponce, tuf ou pouzzolane. Elle doit être débordante d'au moins 2 m par rapport à l'emprise du bâtiment. Elle doit être correctement compactée, par couches de 30 cm, puis contrôlée par essai à la plaque (obtention d'un coefficient de Westergaard  $k \geq 70$  MPa/m, norme NF P 94-117-3).

Dans le cadre de ce texte, les radiers ne peuvent être employés que dans le cas où les caractéristiques du sol s'améliorent en profondeur.

Le cas où une plate-forme relativement résistante surplombe des sols de très mauvaise consistance voire liquéfiable sont à traiter conformément à l'Eurocode 8-1.

Les dimensions minimales des fondations sont les suivantes :

- l'épaisseur du radier est supérieure aux minima du tableau 20.

- les longrines ont une largeur de 20 cm au minimum,

- les longrines périphériques ont au minimum les dimensions fournies au tableau 20.

Type de bâtiment	Epaisseur radier a (cm)	Hauteur bêche c (cm)	Hauteur nervure b (cm)	Chaînage $\Omega$
Rdc + combles	14	50	30	4 HA10
Bâtiment à étages ou sous-sol	18	60	40	4 HA12

Tableau 20 : Dispositions minimales pour des fondations de type radier

Les longrines périphériques doivent être coulées en pleine fouille.

### 3.3 Exécution des murs en maçonnerie chaînée

#### 3.3.1 Réalisation des chaînages en partie courante

Les dimensions de la section transversale des chaînages horizontaux et verticaux ne doivent pas être inférieures à 150 mm.

Les armatures longitudinales sont constituées de 4 armatures minimum. Lorsqu'il n'y a que 4 armatures celles-ci doivent être de diamètre HA10 ou HA12 à l'exclusion des autres diamètres (NOTE 76). Le pourcentage d'armatures longitudinales ne doit pas être inférieur à 1% de la section du chaînage. Cette exigence n'est pas applicable au cas des chaînages de fondations pour lesquels la section d'armatures est prise identique à celle des chaînages horizontaux courants.

Des cadres HA5 au minimum doivent être disposés autour des armatures longitudinales tous les 150 mm au maximum.

Afin d'obtenir une adhérence effective entre les chaînages et la maçonnerie, le béton des chaînages doit être coulé après exécution de la maçonnerie.

#### 3.3.2 Prescriptions par type de chaînage

##### Chaînages verticaux (NOTE 77)

Les armatures longitudinales des chaînages verticaux sont rectilignes et rendues continues par recouvrement. En partie inférieure, les chaînages sont ancrés en partie basse du chaînage de fondation ou dans les longrines.

Le décalage des joints verticaux (harpage) est conservé le long des bords verticaux du chaînage. La réalisation des chaînages verticaux par coulage de béton dans les alvéoles d'éléments spéciaux est admise à condition de harper les éléments de maçonnerie et de s'assurer du remplissage effectif de ces alvéoles (monolithisme du chaînage). Une vibration du béton est indispensable.

##### Chaînages horizontaux

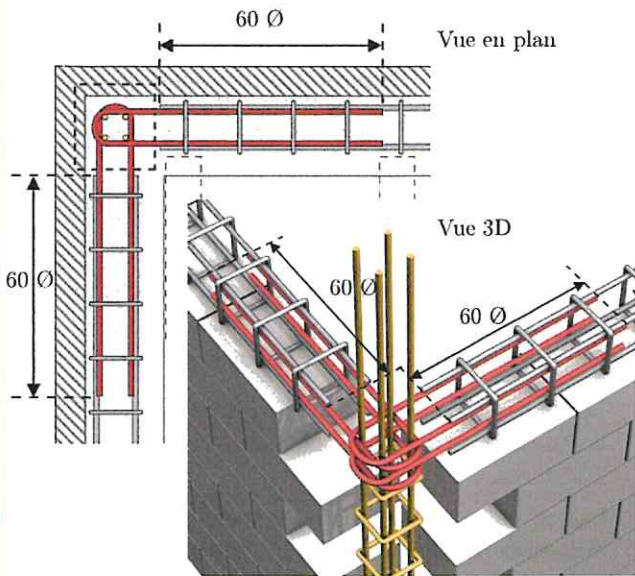
Les chaînages horizontaux sont liaisonnés aux chaînages verticaux en leurs points de croisement.



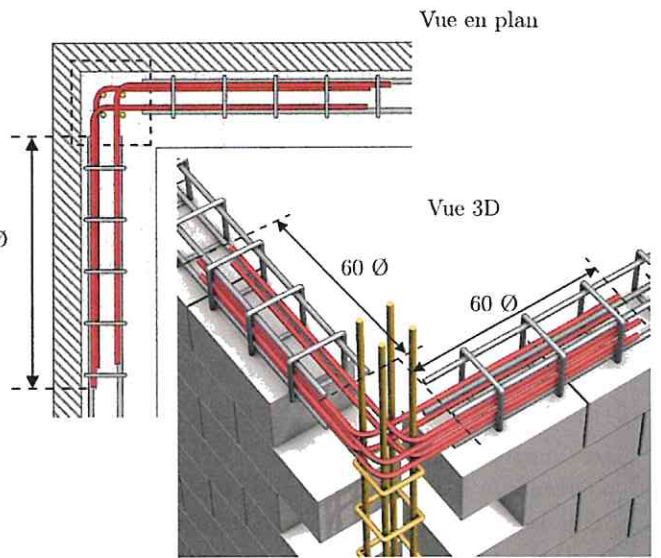
Notes sur le chapitre 3 - Exécution

NOTE 77 bis- Exemples de liaisons entre chaînages : traitement des parties courantes et des angles

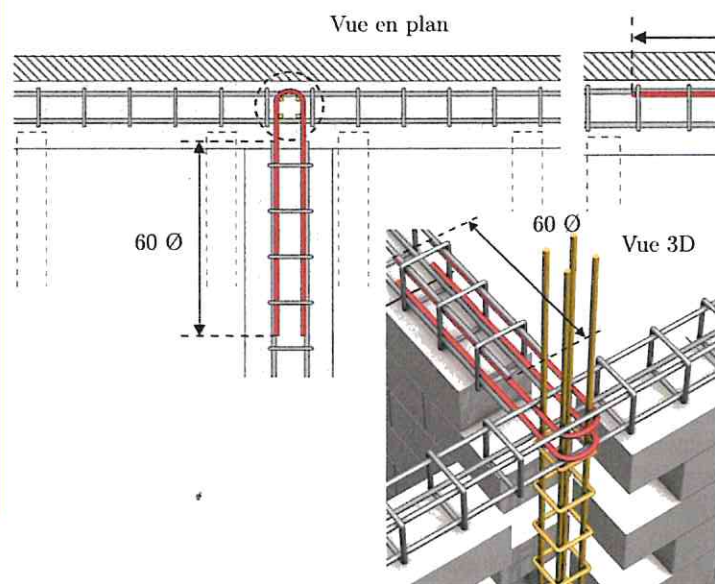
Liaison en angle avec boucles



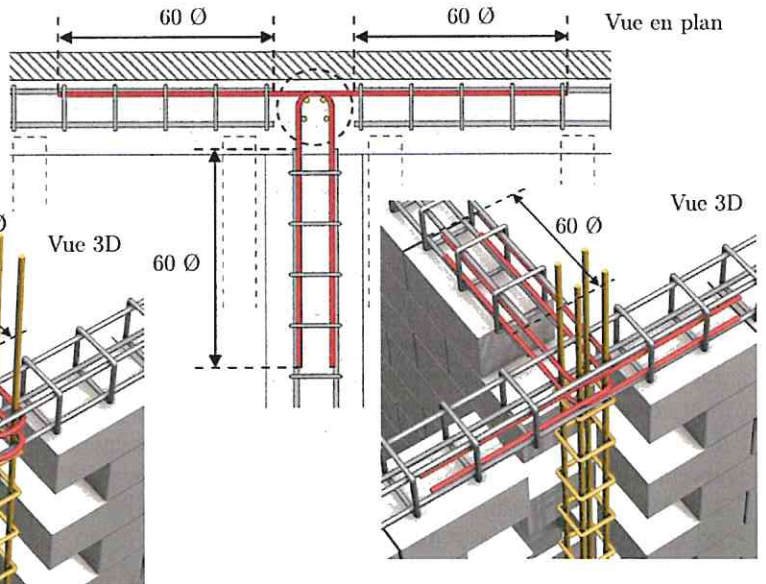
Liaison en angle avec équerres



Liaison en partie courante avec boucles

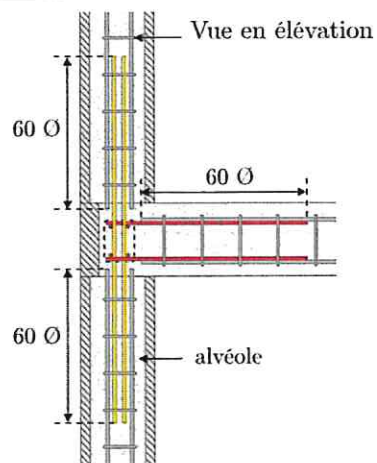


Liaison en partie courante avec équerres



Résumé des noeuds

	Boucle	Equerre
Angle		
Partie courante		



Les chaînages périphériques sont rendus continus dans leurs angles par recouvrement des armatures. Les chaînages intérieurs sont prolongés jusqu'aux chaînages périphériques, dans lesquels ils sont ancrés.

Ils peuvent être coffrés par un bloc formant planelle ou dans un bloc en L ou en U. La section minimale d'acier est de 3 cm<sup>2</sup> hormis pour les chaînages horizontaux au niveau du couronnement des combles.

**Chaînages de couronnement des combles**

Les armatures longitudinales des chaînages de couronnement des combles doivent être constituées de quatre barres au minimum, que les chaînages soient concernés ou non par les appuis de charpente. Les chaînages de couronnement des combles, comme tous les autres chaînages, ne doivent pas être interrompus. Les armatures transversales sont constituées de cadres HA5 espacés de 200mm au maximum.

**3.3.3 Liaisons entre chaînages**

Les liaisons entre les différents chaînages (NOTE 77)

NOTE 77 (suite) - Exemples de liaisons entre chaînages : liaison avec un chaînage vertical

doivent être conçues pour assurer le transfert et l'ancrage des efforts de traction qui les sollicitent. Pour ce faire :

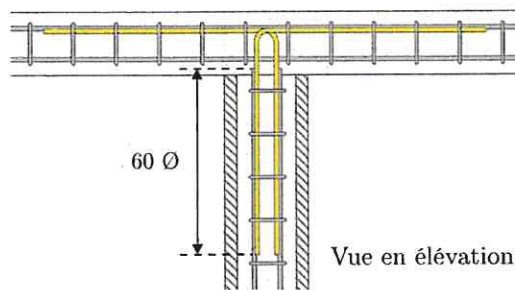
- la continuité et le recouvrement des divers chaînages concourant en un même noeud doivent être assurés dans les trois directions,
- les recouvrements doivent être au minimum de 60 fois le diamètre des armatures, soit 600 mm pour des barres HA10 et 720 mm pour des barres HA12,
- les dispositions adoptées ne doivent donner lieu à aucune poussée au vide.

Dans les zones de liaison entre chaînages, le premier cadre ou la première épingle des chaînages aboutissant à la liaison ne doit pas être situé à plus de 75 mm du noeud de ferrailage.

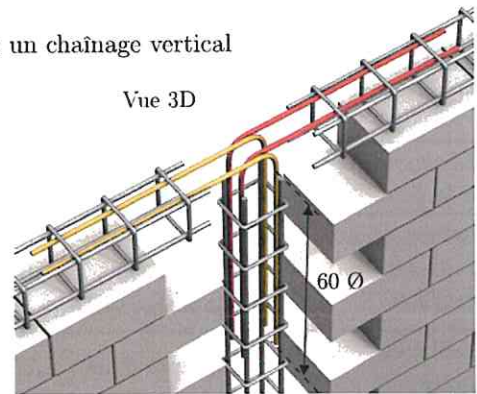
Deux types de mise en oeuvre sont envisageables pour assurer la continuité des aciers des chaînages verticaux, suivant l'espace résultant de l'épaisseur du mur et des planelles :

- soit le recouvrement est assuré par les aciers

Chaînage de couronnement

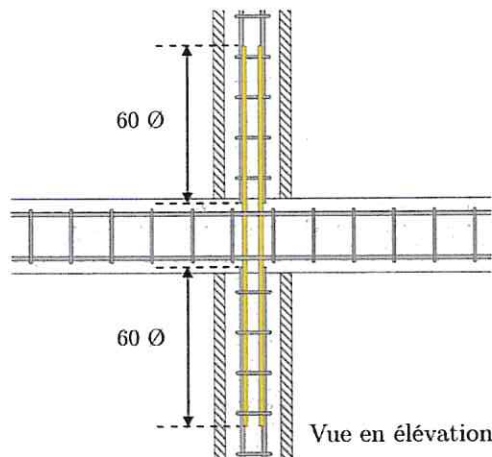


Vue en élévation

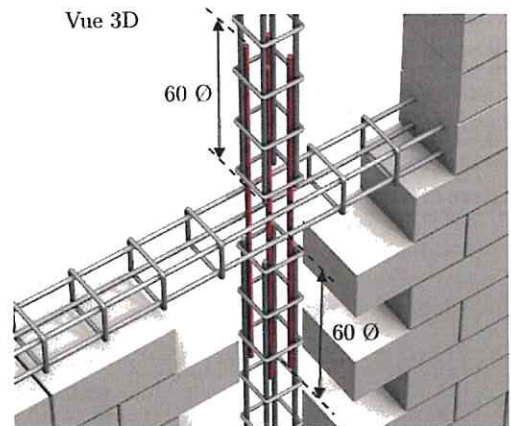


Vue 3D

Chaînage au niveau d'un plancher

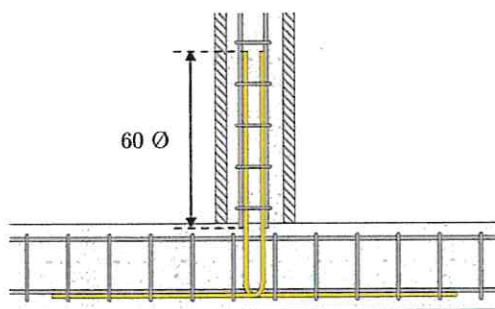


Vue en élévation

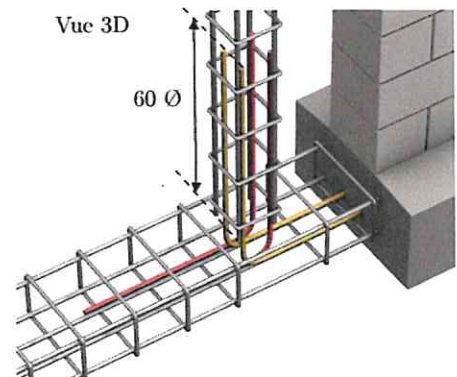


Vue 3D

Chaînage au niveau des fondations



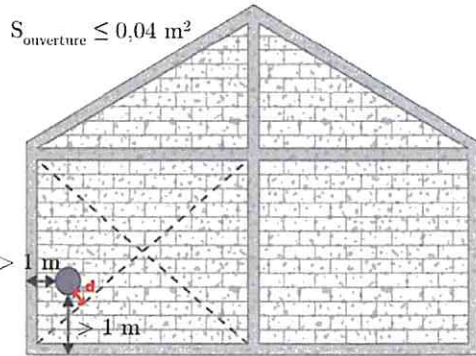
Vue en élévation



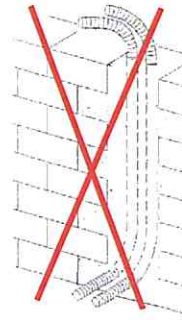
Vue 3D

## Notes sur le chapitre 3 - Exécution

NOTE 78 - Réalisation d'ouvertures limitées dans un mur de contreventement en maçonnerie.

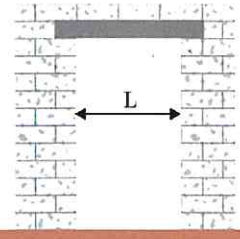


NOTE 79 - Cas des gaines électriques



Pas de saignées dans le chaînage

NOTE 81 - Cas d'un linteau sous plancher



Section du chaînage de linteau:  $\geq \max(1,5\text{cm}^2; 0,25L)$

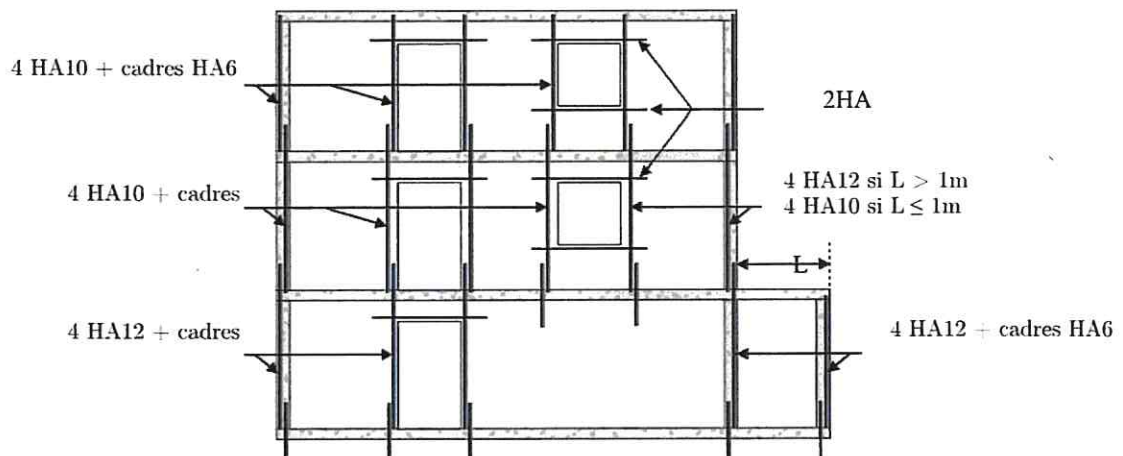
### 3.4 Exécution des murs en béton banché

Note 80 - Armatures minimales

$0,68 \text{ cm}^2$  ou  $0,8 \text{ cm}^2$  : 2HA8;  $1,2 \text{ cm}^2$  : 4HA8 ou 2HA10;  $1,5 \text{ cm}^2$  : 2HA10;  $3,08 \text{ cm}^2$  : 4HA10 ou 2HA14

Cas des murs de 25 cm d'épaisseur au plus AN EC2-1-1 §9.6.2 et §9.6.3	Murs extérieurs (façade/pignon à l'exclusion de ceux protégés par un bardage)		Murs intérieurs et autres murs
	Section d'acier en $\text{cm}^2$ ( $f_{yk} = 500 \text{ MPa}$ )	Espacement maximum	Section d'acier en $\text{cm}^2$ ( $f_{yk} = 500 \text{ MPa}$ )
Armatures de surface sur la face externe	horizontales : 1,20 / ml verticales : 1,20 / ml	15 cm 15 cm	-
Chaînages horizontaux au niveau des planchers	plancher terrasse : 1,20 + 1,88 = 3,08 plancher courant : 1,20	-	plancher terrasse : 1,20 plancher courant : 1,20
Chaînages verticaux d'extrémité libre	dernier étage : 1,20	-	dernier étage : 1,20
Chaînages verticaux bordant les ouvertures	1,50	-	0,68 sur au moins 40 cm
Chaînages horizontaux bordant les ouvertures	1,50	-	0,80
Armatures transversales	voir §9.6.4 EC2-1-1	-	voir §9.6.4 EC2-1-1

Note 82 - Disposition des chaînages



verticaux du mur inférieur qui dépassent du plancher. Le recouvrement se fait donc dans la partie inférieure du mur supérieur. Cette possibilité suppose un noeud de croisement des chaînages assez large pour permettre aux armatures des chaînages verticaux d'être convenablement enveloppées par les armatures des chaînages horizontaux.

- soit le recouvrement est assuré par des barres placées spécialement pour cela et se recouvrant sur les armatures du chaînage vertical du mur inférieur interrompues juste sous le plancher et les armatures du chaînage du mur supérieur repartant juste au-dessus du plancher. Cette possibilité, qui double les quantités d'acier dans les zones de recouvrement, reste toutefois la seule valide en cas de noeuds de croisement des chaînages exigus.

Les chaînages verticaux et les chaînages des rampants sont rendus continus entre eux par recouvrement des barres.

### 3.3.4 Ouvertures de petites dimensions

Les murs de contreventement ne doivent pas comporter d'ouvertures. Il est cependant admis de considérer comme murs de contreventement ceux comportant de très petites ouvertures, d'au plus  $0,04 \text{ m}^2$  avec un rapport des côtés compris entre 1 et 2, ces ouvertures étant distantes des bords et des autres ouvertures d'au moins 1 m. Ces ouvertures ne doivent pas être positionnées dans les bielles de compression, c'est à dire que l'ouverture doit être située à au moins 30 cm des diagonales du mur de contreventement ( $d > 30 \text{ cm}$ ) (NOTE 78).

La présence de ces ouvertures ne conduit à aucun renfort particulier.

### 3.3.5 Saignée dans les murs primaires

Les saignées réalisées dans les murs en maçonnerie sont interdites dans les panneaux de contreventement sauf si elles sont réalisées au moyen d'appareillage adapté (exemple : meuleuse à matériau) et respectent les exigences suivantes.

#### Cas général

Les saignées dans les murs de contreventement en maçonnerie ne sont autorisées qu'à la condition qu'elles soient prévues et localisées en élévation dans le dossier d'exécution de l'ouvrage. Toute saignée autre que celle figurant sur les élévations appropriées est interdite. Les saignées effectuées a posteriori par un corps d'état ou par le maître d'ouvrage ou l'occupant des lieux sont donc interdites sauf à consulter un maître d'oeuvre.

Les saignées et réservations ne doivent pas affecter la stabilité du mur. Cette condition est réputée satisfaite moyennant le respect des dispositions décrites dans ce qui suit.

Elles sont dans tous les cas strictement interdites dans les linteaux et chaînages. (NOTE 79)

La profondeur maximale des saignées et réservations est la profondeur maximale atteinte pendant la réalisation de la saignée.

La profondeur de la saignée doit laisser intacte une épaisseur effective de l'élément au moins égale à 3 quarts de l'épaisseur initiale dans le cas des éléments de groupe 1, 3 quarts des parois dans le cas des éléments de groupe 2 et 3 ou 4.

#### Cas particulier du bloc creux 3 parois

Le rebouchage des saignées doit être tel que le monolithisme soit reconstitué. Ceci implique un rebouchage au mortier de ciment dosé à  $350 \text{ kg/m}^3$  avec un adjuvant à base de résine.

Dans tous les cas, la largeur maximale autorisée pour les saignées est de 60 mm. Deux saignées verticales successives parallèles doivent être distantes d'au moins 1,20 m. Dans le cas où un mur primaire comporte plus de deux saignées verticales, il ne doit pas comporter de saignée horizontale.

L'attention est attirée sur la nécessité de respecter ces exigences après livraison de la construction. Le propriétaire doit être averti de cette limite forte pour les travaux ultérieurs éventuels.

## 3.4 Exécution des murs en béton banché

### 3.4.1 Armatures minimales des murs secondaires

Les armatures minimales des murs secondaires en béton armé sont celles de l'Eurocode 2 et de l'usage local précisé dans les règles Antilles. Elles sont rappelées dans la NOTE 80.

### 3.4.2 Armatures minimales en situation sismique

Les armatures minimales en situation sismique sont données par l'annexe nationale de la norme NF EN 1998-1:2005.

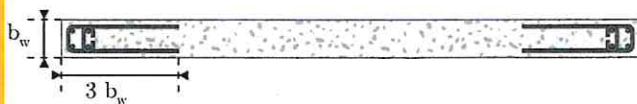
En zone courante :

- les chaînages verticaux, y compris ceux bordant les ouvertures, sont au minimum de 4 HA10 avec des cadres HA6 espacés d'au plus 10 cm,
- les aciers horizontaux bordant les ouvertures sont de 2 HA10,
- le chaînage horizontal périphérique de chaque plancher est d'au moins  $3 \text{ cm}^2$ ,
- les chaînages horizontaux au croisement de chaque mur et de chaque plancher sont d'au moins  $1,5 \text{ cm}^2$ . Dans le cas d'un linteau sous plancher reliant deux éléments de murs adjacents, ce chaînage doit être égal au maximum entre  $1,5 \text{ cm}^2$  et  $0,28L$  avec  $L$  la distance entre les deux murs adjacents en mètre (NOTE 81) .

En zone critique, c'est-à-dire au niveau le plus bas de chaque mur et sur une hauteur d'étage ainsi que pour

Notes sur le chapitre 3 - Exécution

NOTE 83 - Confinement des rives



3.5 Exécution des ossatures bois

NOTE 84 - Ancrage à fonction distinctes (AFPS-mission Kashiwasaki, 2007)

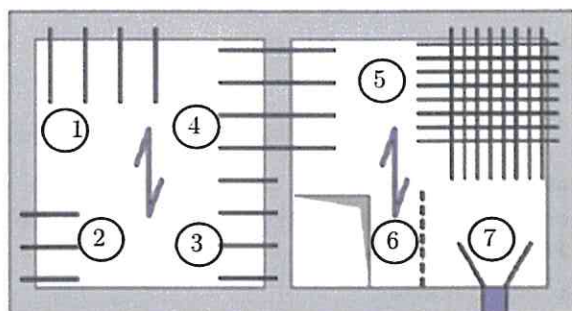


— système pour reprise de  $F_{anc,Rd}$   
— système pour reprise de  $F_{V,Rd}$

3.6 Planchers

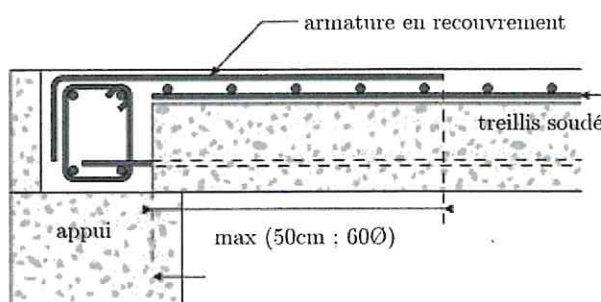
NOTE 85 - Par exemple cette limite peut être respectée par un treillis HA5, espacement 20 cm.

NOTE 86 - Liaison du plancher aux éléments de structure et aux chaînages



1. liaisons dans le sens porteur du plancher (armatures des éléments ou ajoutées)
2. liaisons en rive de plancher sur le chaînage
3. liaisons en rive de plancher sur un contreventement
4. liaisons en rive de plancher sur un élément de contreventement. Peut également être assurée par le treillis soudé de la table de compression.
5. treillis soudé de la table de compression éventuelle
6. armatures de couture éventuelles si nécessaire en situation non sismique (étriers dans les joints, grecques ou treillis raidisseurs aux extrémités)
7. armatures de maintien des poteaux de rive

NOTE 87 - Ancrage des armatures aux appuis



le niveau situé au-dessus d'un retrait, de l'extrémité d'un mur par rapport à celle du mur sous-jacent, de plus de 1 m :

- les chaînages verticaux d'extrémité du mur sont portés à 4 HA12 avec des cadres HA6 mm espacés d'au plus 10 cm (NOTE 82).

Le confinement des rives est assuré moyennant les dispositions de la NOTE 83.

### 3.4.3 Ouvertures de petites dimensions

Les murs de contreventement en béton peuvent comporter des petites ouvertures dans les mêmes conditions que celles définies au §3.3.4 pour les murs en maçonnerie.

## 3.5 Exécution des ossatures bois

Il est préférable de séparer les ancrages en cisaillement des ancrages au renversement. La séparation de ces fonctions autorise un jeu longitudinal plus conséquent au droit des ancrages travaillant en traction. Ce jeu peut être mis à profit avec une liaison surélevée de la tige d'ancrage avec le montant (NOTE 84). Le système travaillant en cisaillement peut être réalisé sur chantier avec une mise en oeuvre sans jeu.

## 3.6 Planchers

### 3.6.1 Planchers au sol

#### Dalle porteuse

Il s'agit de dalles porteuses liées aux longrines et/ou aux murs de soubassement : la dalle est traitée comme un plancher courant.

#### Dallage

Les dallages doivent respecter les prescriptions du DTU 13.3 partie 3. Les paragraphes 2.4.1 et 3.2 du présent document indique les conditions de liaison à satisfaire, lorsqu'il y a lieu, entre le dallage et les éléments de l'infrastructure.

### 3.6.2 Planchers en béton, en élévation ou sur vide sanitaire

#### Généralités

Sont définies les dispositions spécifiques aux planchers en béton constitués :

- d'éléments préfabriqués de poutrelles en béton armé ou précontraint et entrevous associés à une dalle de compression coulée en oeuvre et armée par un treillis soudé,
- de prédalles en béton armé ou précontraint associées à une dalle complémentaire coulée en oeuvre,
- d'une dalle coulée en place.

Les autres types de planchers en béton ne sont pas décrits dans le présent texte, mais peuvent être utilisés

à condition de respecter les prescriptions des textes spécifiques les concernant (DTU ou DTA).

Trois aspects sont à considérer : la liaison du plancher aux éléments porteurs et/ou de contreventement, le chaînage du plancher sur ses rives latérales, et la liaison entre façades opposées. La liaison aux éléments de structure est assurée par les armatures existantes ou ajoutées, continues ou en recouvrement, disposées dans ou entre les composants (joints) ou/et dans la table de compression éventuelle.

Le plancher doit comporter dans sa zone courante une section d'acier minimale de  $0,6 \text{ cm}^2/\text{ml}$  dans chacune des deux directions (section définie sur la base d'un acier B 500A au minimum). L'espacement entre armatures ne doit pas excéder (NOTE 85):

- 25 cm dans le cas des planchers à poutrelles et entrevous non résistants (entrevous de coffrage simple),

- 33 cm dans tous les autres cas.

Dans les deux directions du plancher, toutes les armatures doivent être prolongées pour être ancrées dans les chaînages (NOTE 86).

#### Liaison du plancher aux éléments de structure et aux chaînages

La continuité du treillis soudé HA en partie courante ou sur appui intermédiaire est obtenue soit par un recouvrement de 60 diamètres au moins de ses aciers HA constitutifs, soit par recouvrement de 3 soudures au moins du treillis soudé.

Pour ces treillis soudés HA, l'ancrage sur les appuis est obtenu par la mise en oeuvre d'armatures complémentaires assurant le recouvrement sur une longueur égale à 60 diamètres minimum (diamètre des armatures complémentaires égal à celui des aciers du treillis). Cette longueur est dans tous les cas supérieure à 50 cm. Une soudure au moins du treillis soudé doit être disposée au-dessus des appuis (NOTE 87).

Pour les barres isolées, les recouvrements ainsi que les longueurs d'ancrage sont de 60 diamètres au minimum.

Il doit exister un chaînage périphérique continu comportant une section minimale de  $3 \text{ cm}^2$  d'acier et un chaînage au croisement de chaque élément de contreventement avec le plancher de section minimale  $3 \text{ cm}^2$ .

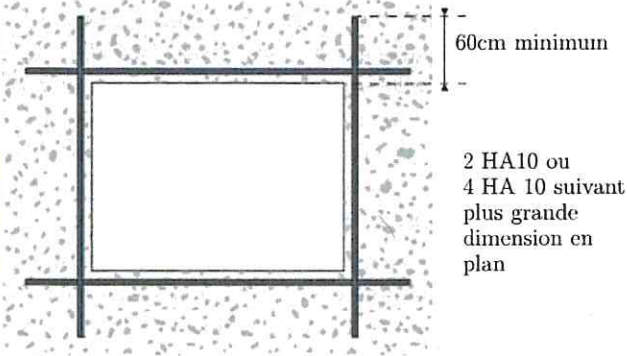
Les poteaux de rive doivent être liaisonnés aux planchers par une section d'acier minimale de  $3 \text{ cm}^2$ .

Pour les poteaux d'angle, ce sont les chaînages périphériques de plancher qui assurent leur liaison au plancher.

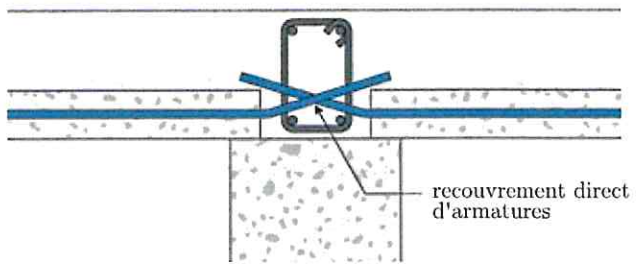
Les conditions géométriques des trémies sont traitées

Notes sur le chapitre 3 - Exécution

NOTE 88 - Armatures encadrant les trémies



Note 90 - Liaisons sur appui de continuité



Note 89 - Ancrage des poutrelles sur appuis de rive

En zone non sismique

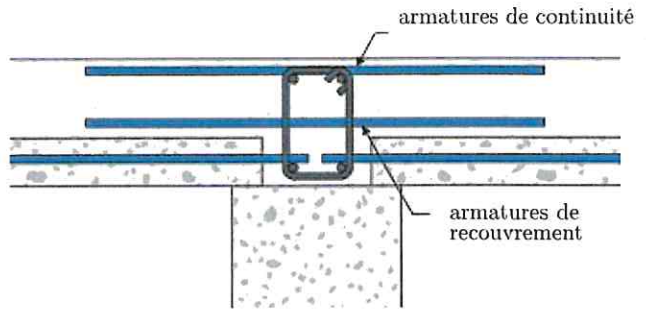
Pour le Béton armé:  $b > 2cm$

Pour la maçonnerie:  $b > 5cm$  et  $a+b > 10cm$

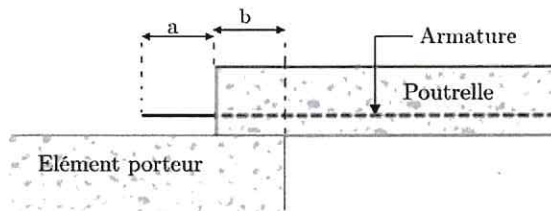
En zone sismique

Pour le béton armé:  $b > 2cm$

Pour la maçonnerie:  $b > 5cm$  et  $a+b > 13cm$



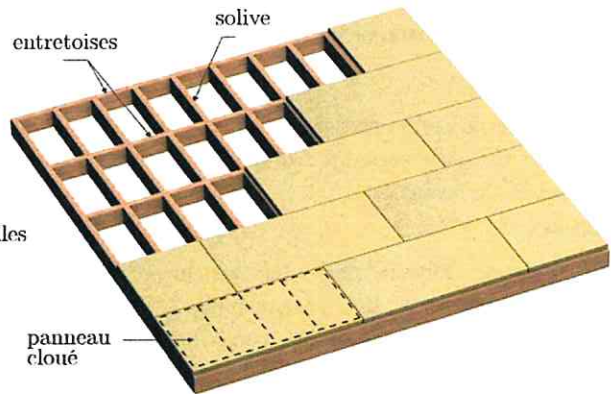
Poutrelle en béton armé ou précontraint



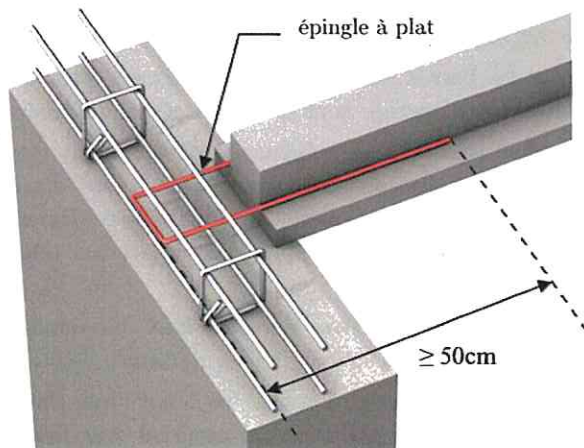
a : longueur de dépassement des armatures à l'about des poutrelles

b : longueur d'appui des poutrelles sur les éléments porteurs

Note 91 - Calepinage type et fractionnement d'un plancher avec panneaux en quinconce



Note 89 - Bis



	Entraxe du plancher (mm)			
	348	407	500	610
CP	15	18	18	18
OSB	18	18	18	22
PP	19	22	22	22

Tableau 21 : Epaisseurs et entraxes d'un plancher en bois permettant de respecter les critères de flexion sous chargements répartis

	Diamètre d (mm)	Longueur L (mm)	Entraxe des fixations (mm)
Pointes	$2,8 \leq d \leq 3,1$	65-70	Zone courante : 150
			Périphérie fractionnement : 100
Vis	$4,0 \leq d \leq 5,0$	50	Singularité (trémie, refend) : 100

Tableau 22 : Prescriptions de clouage ou vissage des panneaux de plancher (DTU 51-3, §5.1.3.3)

au §1.8. Les trémies doivent être bordées par un chaînage périphérique comportant 2HA10 si aucune des deux dimensions en plan ne dépasse 1 m, et 4HA10 (NOTE 88) au-delà. Si aucune des deux dimensions en plan n'excède 40 cm, les trémies doivent être bordées par une armature HA10.

#### Planchers à poutrelles

La fonction diaphragme est assurée par la présence d'une table de compression coulée en oeuvre sur toute la surface du plancher, d'épaisseur minimale 4 cm pour le cas des entrevous résistants en béton ou en terre cuite et 5 cm dans tous les autres cas. Sur appui de rive, les longueurs d'ancrage sont à majorer de 30% par rapport à la situation non sismique (NOTE 89). Lorsque la vérification d'ancrage décrite ci-dessus ne peut être assurée, des armatures complémentaires peuvent être disposées en extrémité de chaque poutrelle. Une solution consiste à disposer une épingle à plat, dont la boucle est approchée le plus possible du parement extérieur du chaînage, située à la mi-hauteur du chaînage, dont les branches sont longues d'au moins 50 cm (NOTE 89 bis). Le diamètre de ces épingles doit être au minimum de 10 mm.

#### Plancher à prédalles

La fonction diaphragme est assurée par le plancher armé dans les deux directions horizontales. Dans le sens transversal, les armatures de répartition des prédalles, complétées s'il y a lieu par des armatures ajoutées dans le béton coulé en place assurent cette fonction à condition que leur continuité soit assurée par des armatures placées en recouvrement au droit des joints entre prédalles voisines (barres HA ou bande de treillis soudé). Les sections d'armatures doivent être au minimum constituées de  $0,6 \text{ cm}^2/\text{ml}$  équivalent B 500.

Dans le sens non porteur, les armatures de répartition des prédalles doivent être ancrées dans les chaînages latéraux. Ceci peut être réalisé par des armatures placées en recouvrement dans des conditions similaires à celles prévues pour le recouvrement des joints courants entre prédalles.

La fonction diaphragme doit être assurée au droit des appuis intermédiaires. Ceci peut être réalisé par l'une ou l'autre des deux dispositions suivantes (NOTE 90) :

- recouvrement direct des armatures des prédalles ;
- recouvrement par les armatures placées au-dessus des prédalles.

La liaison sur appuis est assurée par les armatures des prédalles ancrées dans les chaînages. Cet ancrage est réalisé en majorant de 30% l'ancrage défini en situation non sismique (§2.5 du CPT Plancher Titre II). À défaut, on doit disposer dans le béton coulé en

place, à 1 cm au-dessus de prédalles, une bande de treillis soudé ou des aciers HA, en recouvrement avec les armatures des prédalles. Ces recouvrements doivent respecter les conditions données précédemment.

#### Plancher à dalles pleines coulées en oeuvre

Les prescriptions relatives aux dalles pleines coulées en oeuvre sont les mêmes que celles relatives aux planchers à prédalles.

### 3.6.3 Planchers en bois

#### Généralités

Les planchers respectent les exigences du DTU 51.3 relatif aux planchers en bois. La présence d'une trémie est autorisée dans les configurations illustrées dans la NOTE 12. Pour la configuration 2, la surface des trémies est limitée à  $4 \text{ m}^2$ . Pour les configurations 1 et 4, les limitations sont les mêmes que celle exprimée dans la NOTE 12.

#### Panneaux et fixations

Les panneaux de plancher à mettre en oeuvre sont en :

- OSB3 ou 4 en épaisseur 18 ou 22 mm,
- panneaux de particules p4 ou p5 en épaisseur 19, 22 ou 25 mm,
- contreplaqué à 5 plis au minimum, en épaisseur 15, 18 ou 21 mm.

Les entraxes de solivages sont des sous-multiples des largeurs et longueurs de panneaux. Les entraxes courants en fonction des dimensions de panneaux sont : 348, 407, 500 ou 610 mm. Le tableau 21 donne les prescriptions minimales pour un fonctionnement en flexion sur trois appuis vis-à-vis de charges réparties telle que définies au §1.3 et 1.5 (critère de flèche de l'entraxe/400). Le DTU 51-3 précise ces valeurs en intégrant également les effets de charges concentrées. Tableau 21.

Les panneaux sont posés en quinconce (NOTE 91). Tous les bords de panneaux sont supportés par des éléments de poutraison ou des entretoises afin d'assurer la fonction diaphragme. Les panneaux sont vissés ou cloués. Les clous lisses sont exclus. Les prescriptions de fixation sont données dans le tableau 22.

En zone courante de plancher, les périphéries des panneaux sont clouées ou vissées tous les 150 mm. En périphérie de zone de fractionnement, les panneaux sont cloués ou vissés tous les 100 mm. L'espacement des clous et vis est également de 100 mm le long des trémies et le long des refends.

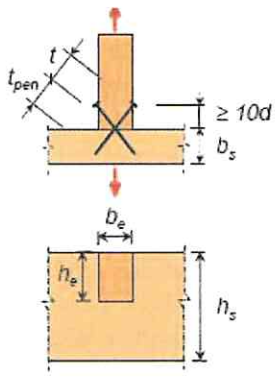
Les panneaux sont cloués ou vissés bord à bord sans jeu sur une surface maximale de  $40 \text{ m}^2$  pour le contreplaqué et  $30 \text{ m}^2$  pour les autres panneaux, avec une longueur limitée à 7 m. Le joint de fractionnement est de 10 mm de large. Le clouage sur une ligne



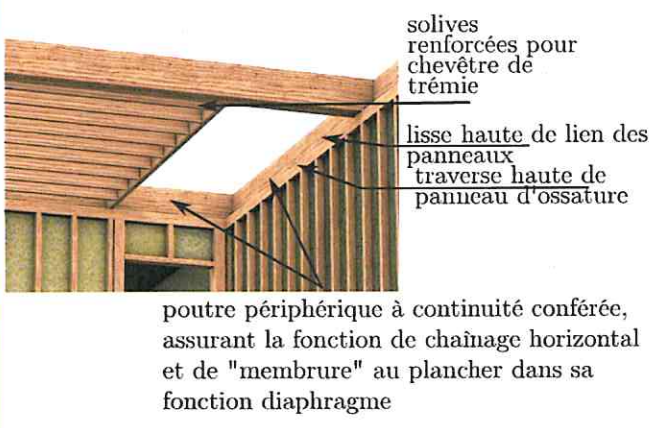
I  
L  
L  
U  
S  
T  
R  
A  
T  
I  
O  
N  
S  
  
E  
T  
  
C  
O  
M  
M  
E  
N  
T  
A  
I  
R  
E  
S

Notes sur le chapitre 3 - Exécution

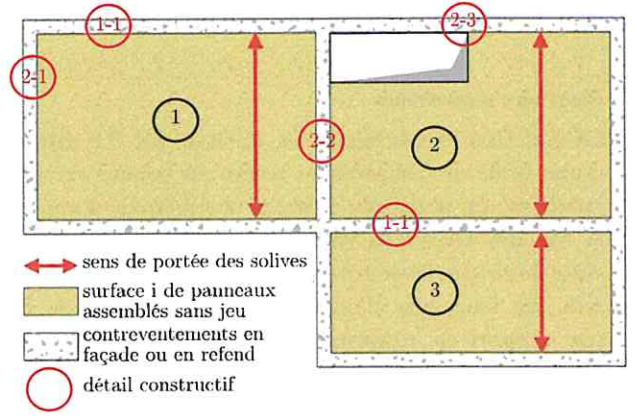
NOTE 92 - Assemblage admis entre entretoises et solives



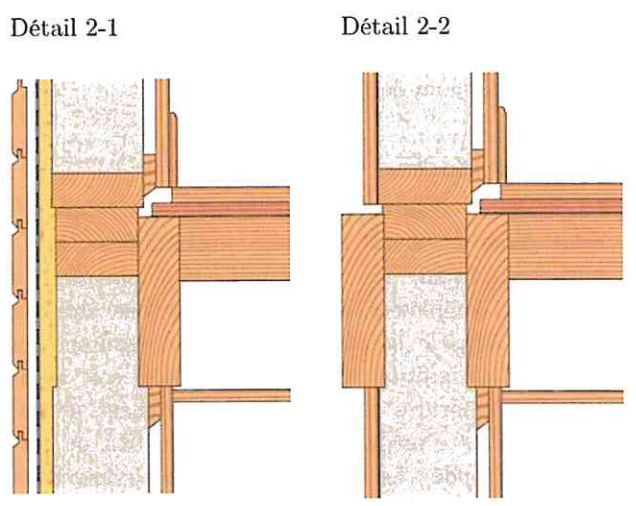
NOTE 94 - Détail 2-3, configuration courante d'un solivage au droit des trémies



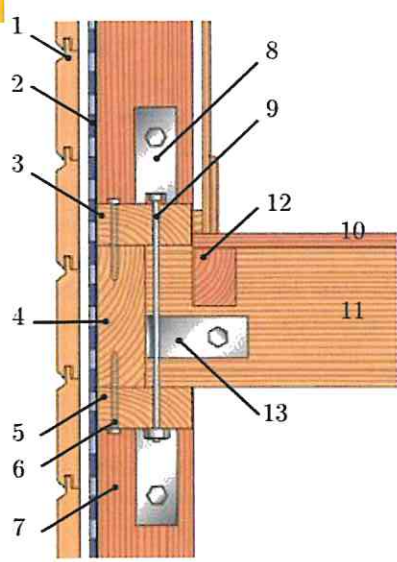
NOTE 93 - Sens de portée des planchers et plan d'un plancher générique



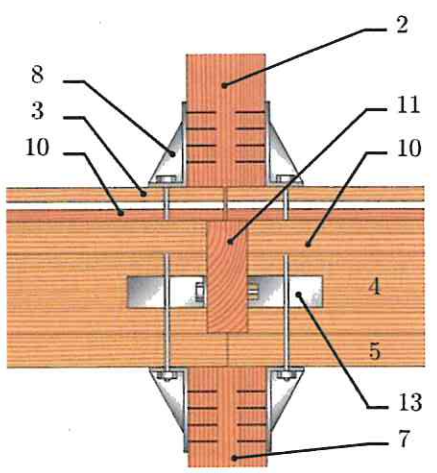
NOTE 96 - Configuration du solivage au droit d'un mur de façade ou de refend parallèle aux solives



NOTE 95 - Détail 1-1 en façade, configuration de liaison entre plancher et murs de contreventement dans le cas de plancher reposant sur les murs



1. Bardage horizontal
2. Montant d'ossature mur 1er étage
3. Traverse basse mur 1er étage
4. Poutre de rive continue (chaînage horizontal plancher)
5. Traverse haute mur RdC
6. Fixation poutre de rive sur traverse
7. Montant d'ossature mur RdC
8. Equerre d'ancrage montant courant
9. Tige d'ancrage traverse basse d=10mm et fixation montant 1er étage
10. Plaque bois panneau VT plancher
11. Solive du plancher
12. Entretoise
13. Equerre fixation solive/poutre de rive planche.



interne du panneau est réalisé avec un espacement double de celui de la périphérie.

### Solivage

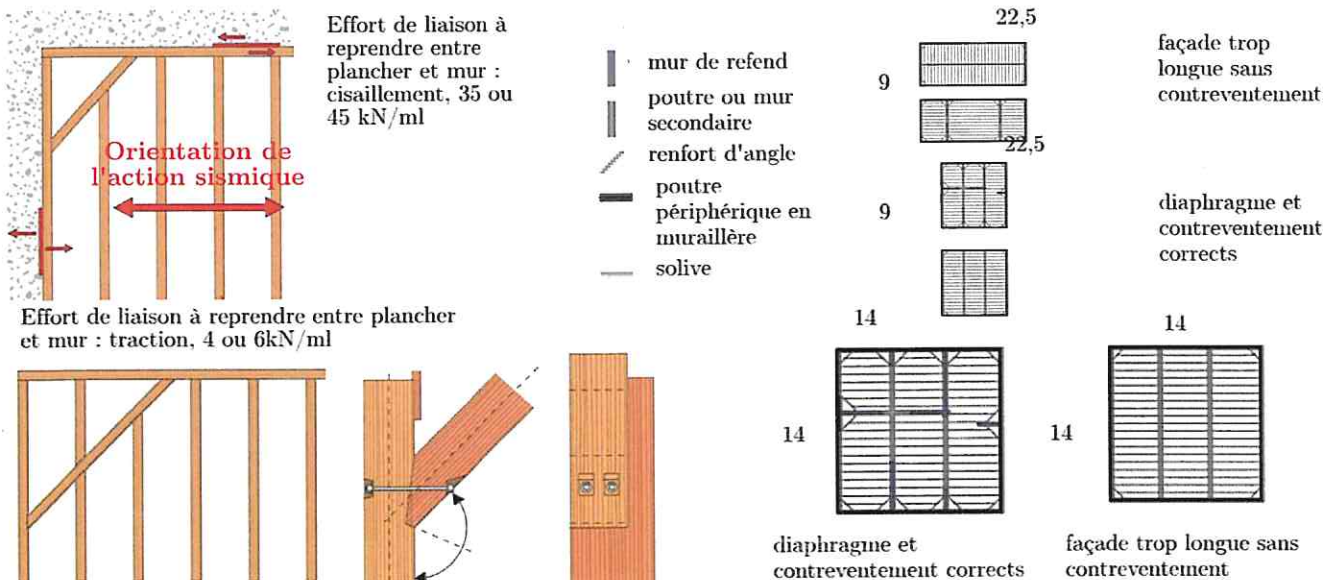
L'épaisseur minimale des solives  $b_s$  et entretoises est de 68 mm (dimensions commerciales à 18% d'humidité). La hauteur d'entretoise  $h_e$  doit être supérieure à 75 mm. En outre, si elle est inférieure à la hauteur des solives  $h_s$ , il convient que le rapport hauteur sur largeur des solives ( $h_s/b_s$ ) soit au plus égal à 4. Les entretoises doivent être assemblées à minima par deux clous lardés à chaque extrémité (NOTE 92).

Les prescriptions spécifiques pour la poutraison (plan général de plancher en NOTE 93) sont présentées au droit des trémies en NOTE 94. Il est nécessaire de conserver une même orientation du solivage de part et d'autre d'un mur de refend.

Les éléments de type poutre périphérique associée à des traverses haute et basse de mur (et solidement liaisonnée à ces dernières) assurant la fonction de chaînage périphérique doivent présenter une section minimale de 130 cm<sup>2</sup> (par exemple une muraille de 7 cm x 19 cm en dimensions commerciales). Les liaisons de continuité de poutres périphériques peuvent être assurées par des éclissages métalliques ou en contreplaqué par l'intermédiaire d'une lisse, assemblés mécaniquement (par exemple, 6 boulons de diamètre 12 mm espacés de 7 diamètres et répartis sur deux files par extrémité).

NOTE 97 - Détail 1-1 en façade, configuration de liaison entre plancher et murs de contreventement dans le cas de plancher reposant sur les murs

Compte-tenu des élancements géométriques retenus, la figure ci-dessous propose un exemple de réalisation de solivage permettant de valider l'hypothèse de diaphragme rigide en bois avec des murs en maçonnerie ou en béton armé. Dans ce cas, il convient de mettre en oeuvre un renfort d'angle de plancher tel que précisé. Les renforts, suivant la surface d'emprise au sol, couvrent un entraxe et demi ou deux entraxes et demi de solives. Pour des solives en muraille de 190 mm de haut, la pièce de renfort doit faire une hauteur de 150 mm. Les extrémités des pièces de renfort sont taillées en embrèvement avec entaille frontale. La fixation de la pièce de renfort sur les murailles est assurée par des tiges filetées ou s tirefonds. Les panneaux de plancher sont cloués ou vissés en périphérie avec un entraxe de 100 mm (cf. tableau 22).



### Liaisons avec les contreventements

#### Cas des murs en ossature bois

Que ce soit pour les murs primaires de façade ou pour les murs primaires de refend, la liaison entre les diaphragmes horizontaux de plancher et les contreventements est primordiale. La NOTE 95 présente une configuration de liaison entre le plancher et des murs de façade (ou de refend) dans le sens porteur.

La NOTE 96 illustre un détail de liaison entre plancher et mur de façade (détail 2-1) ou de refend (détail 2-2) parallèle aux solives, dans le cas de solivage inclus dans la hauteur de mur. Dans ce cas particulier de mur de refend, la solution présente l'avantage d'utiliser la lisse haute de panneau et la lisse de lien de panneaux pour assurer la continuité de diaphragme. En effet, malgré une interruption du plan de panneaux de plancher, le système de poutraison assure la transmission directe des efforts de compression dans le plan du diaphragme. La transmission des efforts de traction et de cisaillement impose un boulonnage entre les deux solives et les lisses. Ces boulons doivent être capables de transmettre les efforts par mètre linéaire de contact suivants :

- un effort de traction de 4 kN/ml et
- un effort de cisaillement de 10 kN/ml.

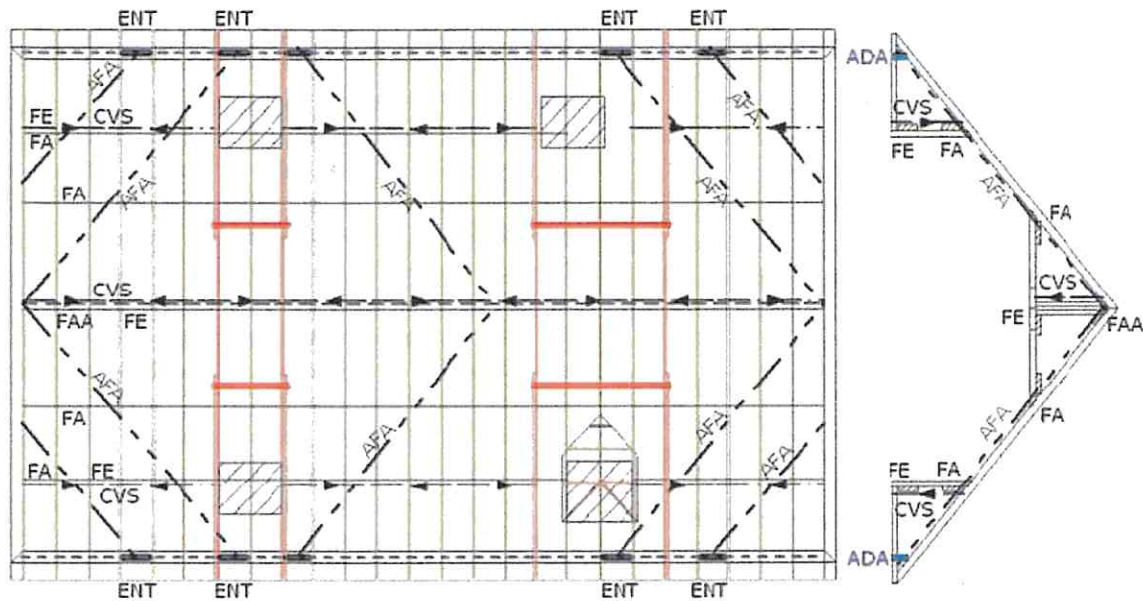
#### Cas des murs en maçonnerie ou en béton armé

Afin d'assurer une liaison efficace entre un plancher bois et des murs en maçonnerie ou des murs en béton

Notes sur le chapitre 3 - Exécution

3.7 Charpentes de toiture

NOTE 98 - Plan de contreventement sous arbalétrier dans le cas de combles aménageables sur plancher (béton armé ou autre)

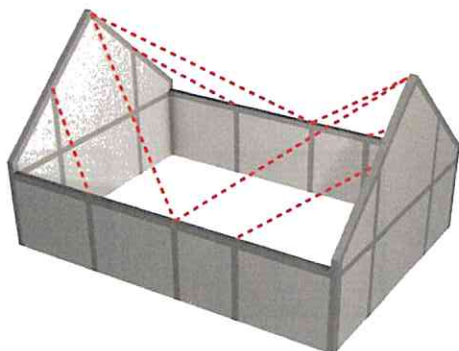


- ADA — anti-dévers d'appui
- AFA — anti-flambage d'arbalétrier
- CVS — contreventement de stabilité
- ENT — entretoise support d'arbalétrier
- FA — filante d'arbalétrier
- FAA — filante faitage
- FE — filante d'entrait

NOTE 99 - Dimensions minimales des éléments de stabilité des fermettes (mm<sup>2</sup>)

appellations	Entraxe de fermes < 0,70 m
AFA	36 x 96
FAA et FA	25 x 72
CVS	25 x 72
ENT	36 x 72
ADA	36 x 96
FE	25 x 72

NOTE 100 - Conception des diaphragmes de toiture pour stabiliser les pignons lourds de plus de 12 m de long



armé, il est impératif de prévoir des ancrages entre les solives et les murs de contreventement, avec un système mécanique capable de transmettre :

- un effort de traction de 8 kN/ml de façade
- un effort de cisaillement :
  - de 35 kN / ml de contreventement en maçonnerie,
  - de 45 kN / ml de contreventement en béton armé.

Les efforts présentés ici correspondent aux exigences de résistance du système d'ancrage en situation sismique. Les valeurs de résistance pour des chevilles doivent être spécifiées dans un ATE couvrant ces situations.

Afin de faire participer les murs parallèles au sens de portée des solives du plancher à la reprise des charges gravitaires, il y a lieu de réaliser des renforts d'angle (cf. NOTE 97 p.51) qui permettent de lester ces murs de contreventement en y ramenant une partie de la charge du plancher.

Par ailleurs, les configurations de façades trop longues sont à éviter, il y a lieu de prévoir des murs de contreventement perpendiculaires aux façades concernées tous les 5 à 7m pour assurer un diaphragme rigide en bois.

### 3.7 Charpentes de toiture

#### 3.7.1 Charpente en béton armé

La toiture lourde en béton armé est à traiter comme un plancher en béton armé.

#### 3.7.2 Charpente en bois - Toiture lourde

La toiture "lourde" en bois est à traiter comme un plancher bois.

#### 3.7.3 Charpente en bois - Charpentes industrielles de type fermettes et dispositions constructives

##### **Matériaux, composants et stabilité générale de charpente**

Les textes de référence des matériaux et composants utilisés pour la réalisation des charpentes industrielles légères en bois sont rappelés dans les §§3.1.4 et 3.1.6. Les fermettes doivent également respecter les prescriptions de fabrication de la norme NF EN 14250.

La stabilité générale de la charpente est assurée d'une part par les contreventements de versants (stabilité hors plan des fermettes) et d'autre part par un diaphragme au niveau des entrails (rigidité et résistance pour redistribuer les efforts sismiques aux murs primaires).

##### **Mise en oeuvre et stabilisation des fermettes**

Les éléments hors plan respectent les exigences du DTU 31.3. Le nom courant et le rôle de ces éléments

sont rappelés ci-après. La NOTE 98 associe l'appellation de ces éléments et leur position dans la charpente. La NOTE 99 rappelle les dimensions minimales de ces éléments.

Les anti-flambages d'arbalétrier AFA : Ils sont placés en diagonale sous les arbalétriers. Ils lient les faitages de fermettes à des points d'ancrage au droit des façades. Ils assurent le contreventement longitudinal des sommets de fermette et des pignons. Ils doivent reprendre des efforts de traction ou de compression.

Les lisses filantes de faitage FAA : Elles lient les faitages des fermettes entre eux et assurent leur position en les reliant aux AFA.

Les lisses filantes d'arbalétrier FA : Elles relient et maintiennent les arbalétriers vis-à-vis des instabilités de flambage en travée en utilisant les points fixes créés par les AFA, d'où l'appellation courante des contreventements de versants.

Les entretoises d'arbalétriers ENT : Placées entre chaque pied d'arbalétriers, elles assurent le non-déversement des arbalétriers au droit de leurs appuis (instabilité par rotation hors plan avec arbalétrier comprimé et entrail tendu, ou l'inverse). Des entretoises sont également utilisées pour ancrer les AFA.

Les lisses d'appuis ADA : Dans certaines configurations, ces lisses sont utilisées pour assurer le non-déversement des pieds d'arbalétriers. Cette fonction suppose une localisation proche des pieds d'arbalétriers (distance excentrement limitée), ainsi qu'un système de fixation latérale.

Les lisses filantes d'entrait, FE : Elles relient les entrails afin de maintenir leur position perpendiculairement à leur plan, notamment vis-à-vis d'un flambement en cas de soulèvement.

Ces éléments doivent être vérifiés en résistance de section, d'ancrage et d'élément (flambement). Le DTU 31.3 « charpentes industrielles » indique leurs sections minimales en fonction de l'entraxe des fermettes. Le respect des principaux critères de classement visuel (diamètre des noeuds et pentes de fil) est primordial pour la stabilité d'ensemble de la charpente.

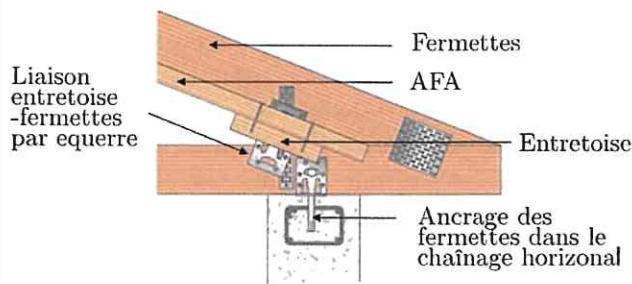
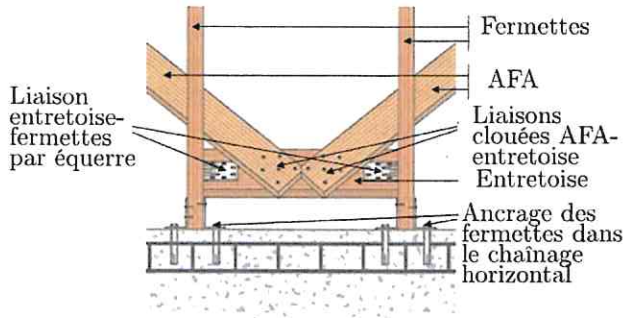
Dans le cas d'un séisme orienté suivant la direction de faitage, la majeure partie des efforts sismiques de toiture transite par :

- les barres dites d'anti-flambages.
- les entretoises d'arbalétriers leur servant d'ancrage,
- les ancrages avec les murs de la structure.

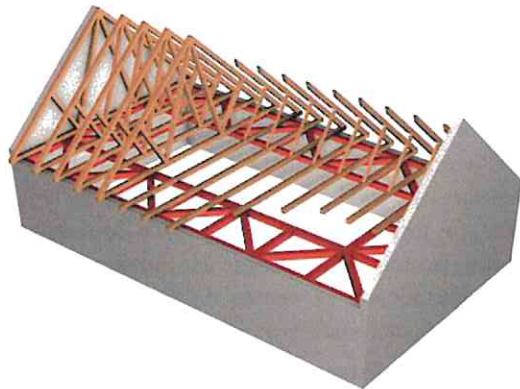
La NOTE 100 présente un plan de contreventement de versant dans le cas de pignons lourds (pignons en maçonnerie ou béton armé) qui nécessitent le doublage des AFA d'extrémité. L'ancrage ne peut être réalisé qu'au niveau de chaînages horizontaux ou en rampant de pignon. Ces AFA sont également représentés dans

Notes sur le chapitre 3 - Exécution

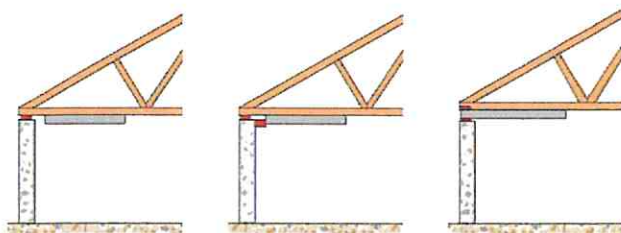
NOTE 101 - Assemblage des anti-flambages sur les fermettes par l'intermédiaire d'un système d'entretoises et d'équerres ou sabots



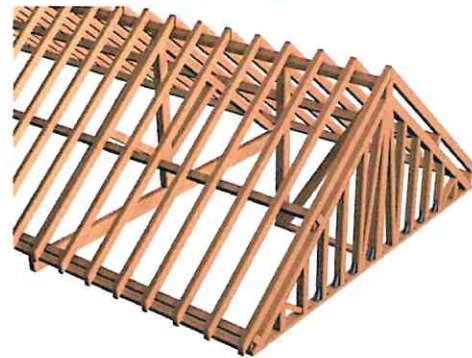
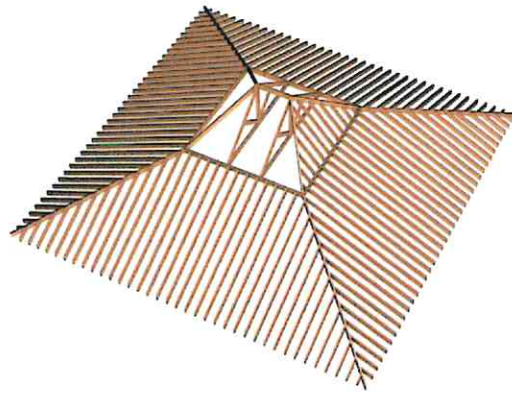
NOTE 102 - Diaphragme horizontal sous entrain dans le cas des charpentes légères industrielles pour toiture à deux pans avec murs maçonnerie, béton armé ou ossature bois



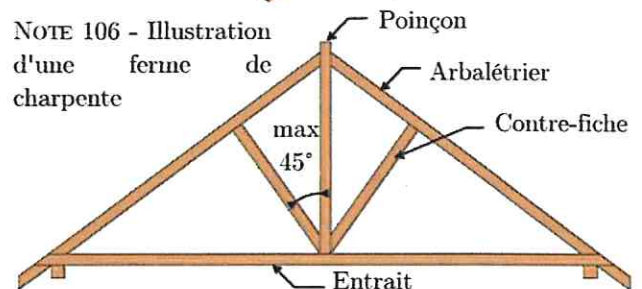
NOTE 103 - Différentes conceptions de mise en place et de fixation des diaphragmes sous entrains par cadre triangulé



NOTE 104 - Illustration d'une charpente avec chevrons



NOTE 105 - Illustration d'une charpente avec pannes



la NOTE 99 dans le cas de combles aménageables avec accidents de toiture. Les AFA sont ancrés sur des entretoises. La NOTE 101 présente le principe d'attache des AFA sur les entretoises, des entretoises sur les fermettes et des fermettes sur les murs.

Les efforts sismiques que doivent reprendre la charpente et ses ancrages sont traités différemment dans le cas d'une charpente bois sur des murs en maçonnerie ou en béton armé et dans le cas d'une charpente bois sur des murs en ossature bois. L'ancrage d'une charpente bois sur des murs en maçonnerie est traité au §3.7.5 et l'ancrage d'une charpente bois sur une ossature bois est traité au §2.8.5.

#### Mise en oeuvre des diaphragmes sous entrails et diaphragmes de toiture

Pour assumer l'hypothèse de répartition des efforts dans les murs de contreventement au prorata de leur rigidité, il est indispensable de disposer d'un diaphragme horizontal rigide au droit des plans où se situent les masses mises en mouvement pendant un séisme. Les planchers sont des plans de localisation des masses, la toiture en est un également ; il est donc indispensable de rigidifier ce plan. Plusieurs configurations peuvent être rencontrées :

- présence d'un plancher au niveau des entrails sur la totalité de la surface de la construction ; il faut alors se reporter au §3.6 sur les planchers,
- absence de plancher : il faut créer un diaphragme.

La solution 1 consiste à réaliser un plan à partir de panneaux cloués ou vissés sur le système de poutraison inversé constitué par les entrails des fermettes et les entretoises mises en oeuvre entre les entrails pour respecter les exigences du § 8.5.3 de la NF EN 1998-1 :2005 (bords des panneaux supportés), comme pour les planchers.

La solution 2 consiste à réaliser un cadre triangulé

constitué d'éléments du même type que les fermettes assemblées par des connecteurs métalliques à dents enbouties; la NOTE 102 illustre cette solution. La position de ce diaphragme et ses fixations avec la charpente et (ou) les murs peuvent être réalisées de façon différente ; la NOTE 103 rappelle trois configurations génériques.

La solution 1 peut se rencontrer en variante dans les plans de toiture (plan des arbalétriers) pour les toits présentant un angle de plus grande pente inférieur à 30 degrés.

#### Caractéristiques principales des éléments formant diaphragme

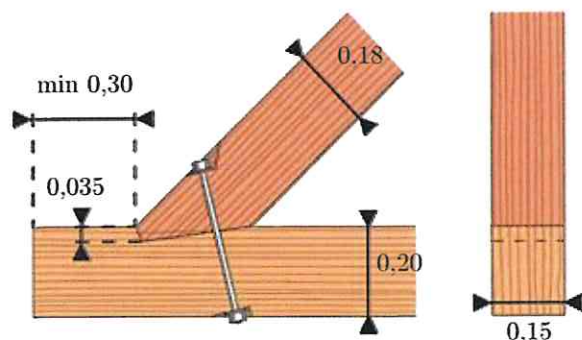
Solution 1 : les caractéristiques des panneaux pouvant être utilisés comme diaphragme sous-entrails doivent présenter les caractéristiques minimales rappelées au §3.1.5. Le clouage en diamètre 3,1 mm impose des fermettes de 47 mm d'épaisseur ou, pour une fermette de 36 mm d'épaisseur, le clouage d'une fourrure de 75 mm de large et de 36 mm d'épaisseur minimale. L'espacement des clous est le même que celui défini au §3.6.3.

Solution 2 : les membrures, diagonales et montants de la poutre cadre treillis ont une taille minimale de 96 x 36 mm<sup>2</sup>. La hauteur minimale de poutre doit être supérieure au minimum de 1,00 m et 1/10 de la largeur du bâtiment. Les poutres sont dimensionnées pour une charge linéique correspondant à la force sismique d'étage divisée par la longueur de façade (cf. §2.9.2).

Les solutions 1 et 2 permettent de réaliser un diaphragme de toiture. Une attention supplémentaire doit être portée au contreventement de la charpente notamment sous l'effet du vent.

Dans ce cas, il est important de veiller à ce que la superposition des plaques de contreventement et de la couverture ne nuise pas à la bonne fixation des

NOTE 107 - Exemples de fiabilisation d'assemblage travaillant par contact vis-à-vis d'un risque de rupture fragile par cisaillement et vis-à-vis d'un maintien en position sous chargements parasites



Afin d'écarter tout risque de rupture fragile en cisaillement pour l'assemblage par embrèvement entre un arbalétrier et un entrait de ferme, il convient d'augmenter la surface sujette à cisaillement en extrémité d'entrait. La figure propose deux solutions pour atteindre cet objectif :

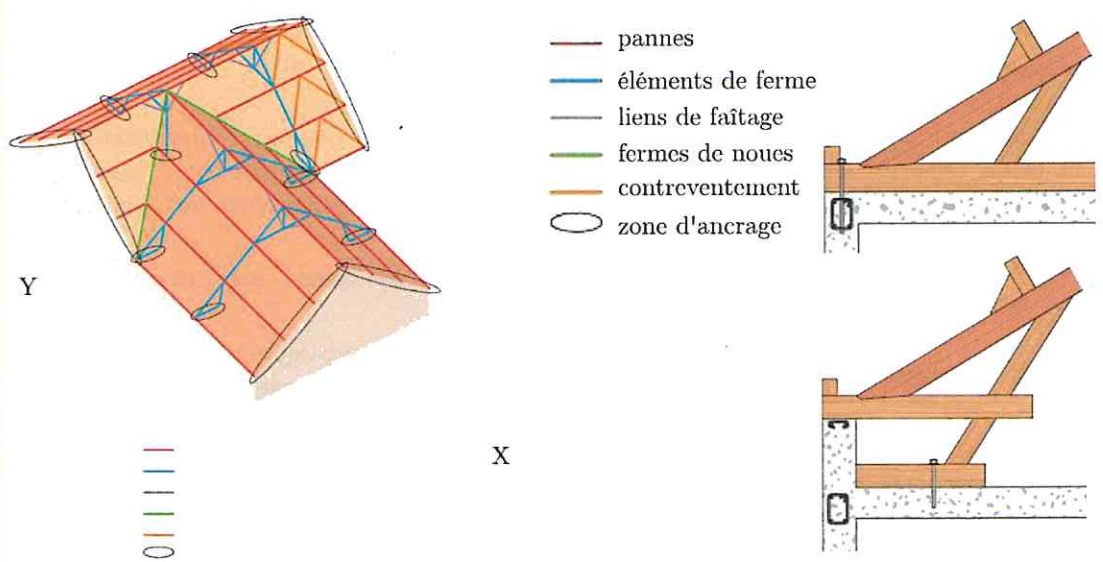
- allonger l'extrémité d'entrait après l'entaille frontale, ou
- décaler l'embrèvement.

Pour assurer un maintien en position de l'arbalétrier par rapport à l'entrait en cas d'inversion d'effort ou d'effort hors plan, deux solutions mécaniques sont proposées :

- un boulon ou tige filetée en position centrale, ou
- deux plats métalliques latéraux boulonnés.

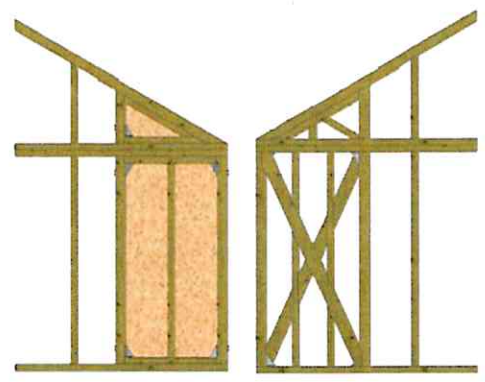
Notes sur le chapitre 3 - Exécution

NOTE 108 - Stabilisation d'une charpente traditionnelle. Ancrage entre cette charpente, le plancher et les pignons



La ligne de faitage orientée suivant Y doit être stabilisée par la demi-ferme placée dans la même direction en extrémité de ce faitage. Pour le faitage orienté suivant X, il est nécessaire de placer une triangulation dans les plans de toiture afin de transmettre les efforts sismiques des plans de toiture orientés suivant X jusqu'aux murs primaires parallèles à l'action sismique.

NOTE 109 - Assemblage des panneaux de contreventement sous charpente: voile travaillant et palée de stabilité.



NOTE 110 - Toitures légères et toitures semi-lourdes.

- Toitures légères: toitures pour lesquelles la masse des composants de la charpente et de la toiture est inférieure à 70 kg/m<sup>2</sup> y compris 10 kg/m<sup>2</sup> d'équipements en toiture.
- Toitures semi-lourdes: toitures pour lesquelles la masse des composants de la charpente et de la toiture est comprise entre 70 kg/m<sup>2</sup> et 120 kg/m<sup>2</sup> (ex : tuiles sur charpente traditionnelle en bois feuillus) y compris 10Q kg/m<sup>2</sup> d'équipements type chauffe-eau solaire ou panneaux photovoltaïques.

éléments de couverture aux pannes ou aux chevrons.

Avant d'ancrer la charpente sur la structure inférieure, il convient que la liaison entre la fermette d'extrémité et le pignon pour les charpentes industrialisées, soit assurée.

### 3.7.4 Charpente en bois - Mise en oeuvre et dispositions constructives pour les charpentes traditionnelles

La charpente traditionnelle antillaise est composée de chevrons reposant au faitage sur une panne faîtière et en périphérie sur les murs porteurs (NOTE 104).

Dans certains cas, des pannes intermédiaires sont disposées pour réduire la portée des chevrons. Les pannes prennent appui sur des fermes régulièrement espacées.

Une variante (NOTE 105) est la pose de pannes seules reposant sur des fermes (NOTE 106) ou des murs de refends intermédiaires ou murs de façade.

Les éléments constituant la ferme sont en général assemblés au moyen d'assemblages dits de charpentiers. Ces assemblages sont très répandus (embrèvements, enfourchements, tenons-mortaises, assemblages à mi-bois...). Ils fonctionnent essentiellement par contact. De leurs caractéristiques mécaniques et de leur géométrie dépend le comportement global de la charpente. Il est indispensable de concevoir ces assemblages de telle sorte que les risques de rupture fragile soient écartés (limiter la traction

perpendiculaire et le cisaillement). Il est également indispensable que ces assemblages soient accompagnés de dispositifs assurant leur maintien en position, même avec une inversion des efforts. La NOTE 107 propose des solutions techniques qui permettent de respecter ces deux préconisations (cf. annexe C pour définir les efforts sismiques sur la charpente).

Dans le cas de charpentes traditionnelles à double pente, un système de poutres au vent constitue une solution adaptée pour stabiliser charpente et pignon en situation sismique. Les dispositions de contreventement de toiture en K de la NOTE 104 peuvent constituer une configuration pour ces poutres au vent dans un cas de pente de toiture supérieure à 30 degrés.

### 3.7.5 Ancrage des charpentes industrielles et traditionnelles

Avant d'ancrer la charpente sur la structure inférieure, il convient que la liaison entre pannes et pignon pour les charpentes traditionnelles, ou entre la fermette d'extrémité et le pignon pour les charpentes industrialisées, soit assurée.

Le dimensionnement des ancrages des charpentes bois sur les murs peut, dans un premier temps, être abordé de manière globale en déterminant l'effort sismique que doit reprendre l'ensemble des ancrages : c'est l'objet du présent paragraphe. Dans la mesure où l'effort sismique global est identique pour une charpente en fermettes et pour une charpente traditionnelle, les ancrages spécifiques à chacune de ces techniques de construction devront être vérifiés en

cas \ sol	a1	a2	a3	b1	b2	c1	c2	d1	d2
A/ cat.1	0,49	0,82	0,89	0,32	0,44	0,71	1,28	0,97	1,13
B/ cat.2a	0,59	0,99	1,06	0,38	0,52	0,85	1,54	1,16	1,35
C	0,57	0,95	1,02	0,36	0,50	0,81	1,47	1,11	1,30
D	0,66	1,11	1,20	0,43	0,59	0,95	1,73	1,31	1,52
E/ cat.2b	0,69	1,15	1,24	0,44	0,61	0,99	1,79	1,35	1,58

Tableau 23 : Coefficient global d'ancrage de charpente en bois sur structure en maçonnerie ou en béton armé (kN/m<sup>2</sup>) - toiture légère (NOTE 110).

cas \ sol	a1	a2	a3	b1	b2	c1	c2	d1	d2
A/ cat.1	0,55	0,90	0,97	0,51	0,71	0,71	1,28	0,97	1,13
B/ cat.2a	0,66	1,08	1,17	0,61	0,85	0,85	1,54	1,16	1,35
C	0,63	1,03	1,12	0,59	0,81	0,81	1,47	1,11	1,30
D	0,74	1,21	1,31	0,69	0,96	0,95	1,73	1,31	1,52
E/ cat.2b	0,77	1,25	1,36	0,71	0,99	0,99	1,79	1,35	1,58

Tableau 24 : Coefficient global d'ancrage de charpente en bois sur structure en maçonnerie ou en béton armé (kN/m<sup>2</sup>) - toiture semi-lourde (NOTE 110).



3.8 Eléments secondaires en béton ou en maçonnerie

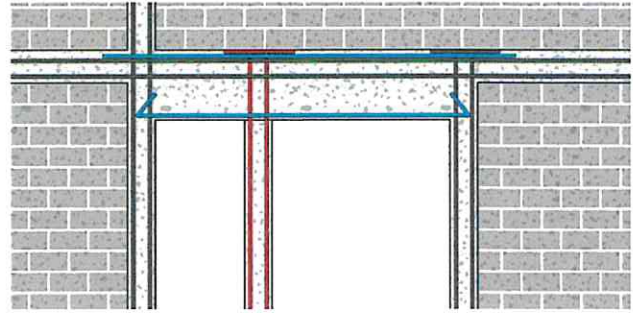
NOTE 111 - La norme NF EN 1998-1:2005 définit ces éléments secondaires de la manière suivante : « Eléments qui ne sont pas considérés comme faisant partie du système résistant aux actions sismiques et dont la résistance et la rigidité vis-à-vis des actions sismiques est négligée ; leur conformité à toutes les règles de l'EN 1998 n'est pas exigée, mais ils sont conçus et étudiés en détail pour leur permettre de porter les charges gravitaires lorsqu'ils sont soumis aux déplacements causés par la situation sismique de calcul. »

En conséquence, l'objet des prescriptions de ce texte est de garantir que les éléments en question peuvent s'adapter aux déformations imposées par la structure principale.

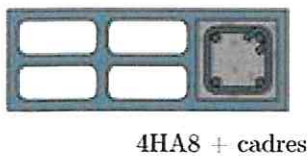
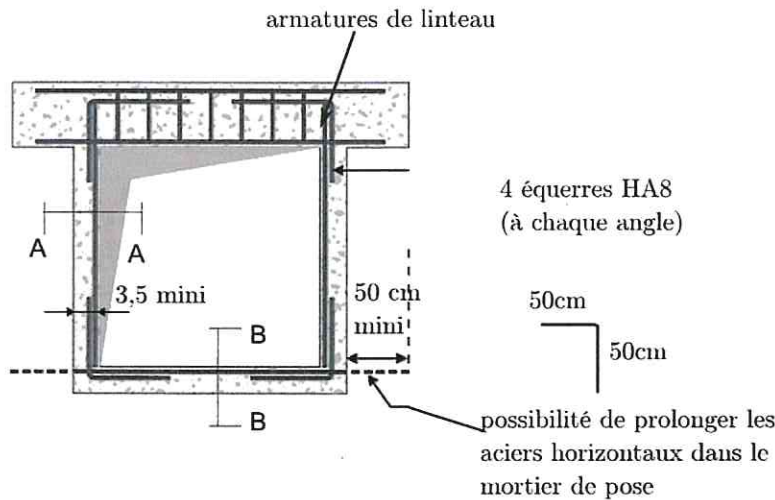
NOTE 112 - Il est demandé dans l'Eurocode 8-1 un cadre de diamètre 5 mm mais l'usage aux Antilles pour la réalisation de cadres est l'utilisation d'armatures de diamètre 6 mm minimum (pas d'armatures filantes de diamètres 5 mm sur chantier)

NOTE 113 -Encadrement de baies pour des murs en maçonnerie

NOTE 114 - Armatures longitudinales du poteau, des chaînages et du linteau



Dans certains cas (linteau préfabriqué ou coffre de volet roulant), il est possible de positionner les chaînages verticaux de manière à avoir un appui suffisant. Les longueurs de murs doivent dans tous les cas être comptées entre les bords extérieurs des chaînages verticaux.



Exemple de coupe B-B

fonction de leur configuration prévue en situation normale, de leur nombre et de leur répartition.

**Cas des charpentes en bois sur murs à ossature bois**

Ce cas de figure est traité au §2.8.5. La note 109 illustre le principe d'assemblage des panneaux de contreventement sous charpente.

**Cas des charpentes en bois sur murs en maçonnerie ou béton armé**

Afin d'assurer une liaison efficace entre cette charpente et les pignons (en maçonnerie ou en béton armé), il est impératif de prévoir des ancrages capables de reprendre un effort de traction de 6 kN/m de rampant de pignon.

Les tableaux 23 et 24 proposent un coefficient permettant de calculer cet effort global d'ancrage (en kN) en multipliant ce coefficient par la surface au sol du bâtiment (en m<sup>2</sup>). Ce coefficient est établi sur la base des hypothèses suivantes :

- les éléments de stabilité sont conformes à ceux décrits au paragraphe précédent,
- les masses des différentes parties de la structure sont ramenées à un ratio par m<sup>2</sup> de plancher,
- les efforts sismiques sont proportionnels à la hauteur de la masse considérée dans le bâtiment,
- les mécanismes de ruine sont écartés des zones d'ancrage.

Le tableau 23 est relatif aux toitures légères tandis que le tableau 24 est, relatif aux toitures semi-lourdes bois :

- les cas (a) correspondent à des bâtiments en maçonnerie chaînée ou en béton armé avec un diaphragme intégré dans la charpente bois,
- les cas (b) correspondent à un bâtiment avec une dalle en béton armé au dernier niveau ,
- les cas (c) correspond à des combles aménagés sur un plancher bois au niveau de l'entrait des fermes ou fermettes,
- les cas (d) sont des combles aménagés associés à une charpente implantée sur une dalle en béton armé.

L'effort global d'ancrage calculé à partir des tableaux 23 et 24 correspond à la capacité de l'ensemble des liaisons implantées dans les murs parallèles à la direction de séisme considérée. Les valeurs des tableaux sont justifiées en annexe E.

Les ancrages à considérer sont principalement ceux qui sont implantés au droit des éléments de la stabilisation de la toiture. Ces éléments et leurs assemblages peuvent être vérifiés à partir des mêmes efforts.

**3.8 Eléments secondaires en béton et en maçonnerie**

Le présent paragraphe ne concerne que les éléments sismiques secondaires, c'est-à-dire les éléments dont la résistance n'est pas prise en compte dans le contreventement du bâtiment (NOTE 111).

**3.8.1 Poutres**

La continuité mécanique du ferrailage doit être assurée entre les poutres et le système porteur ainsi qu'avec le système de contreventement. Cette continuité peut le plus souvent être assurée par les chaînages de planchers.

**3.8.2 Poteaux**

La dimension minimale de la section des poteaux ne doit pas être inférieure à 18 cm, sauf justification conforme à la norme NF EN 1992-1-1. Les poteaux sont réalisés sans reprise de bétonnage sur la hauteur d'un étage. Il est rappelé qu'un poteau dont la grande dimension transversale est supérieure à 4 fois la petite dimension transversale se comporte comme un mur.

*Poteaux de section rectangulaire*

Leur section est au moins de 18 cm x 18 cm. Ils sont armés par 4 armatures longitudinales (au minimum 4HA10), disposées aux 4 angles. Dans tous les cas, on disposera au moins 1HA10 tous les 30 cm.

Les cadres HA5 au moins sont espacés au maximum de 18 cm en partie courante (NOTE 112). On rajoutera un cadre supplémentaire en pied et en tête du poteau (de manière à avoir un espacement de 12 cm au maximum entre cadres).

*Poteaux de section circulaire*

Leur diamètre est au moins de 20 cm. Ils sont armés par au moins 6 armatures longitudinales HA, de diamètre minimal 8 mm, et régulièrement réparties à proximité du contour de la section.

Les cadres ou les cercles HA5 au moins sont espacés au maximum de 16 cm en partie courante (ou 20 cm si les poteaux sont armés par des armatures HA10). On rajoutera un cadre supplémentaire en pied et en tête du poteau (de manière à avoir un espacement de 10 cm au maximum entre cadres ou 12 cm s'ils sont armés par des armatures HA10).

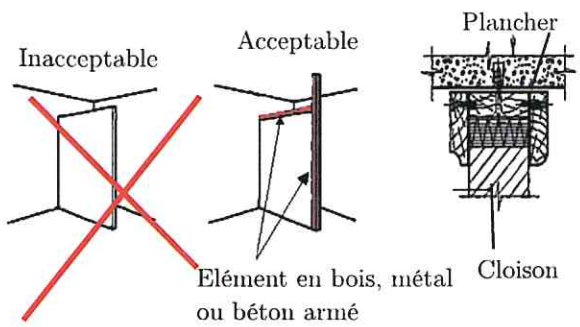
**3.8.3 Murs secondaires**

Les murs secondaires en maçonnerie doivent comporter des chaînages horizontaux au niveau des planchers, espacés d'au plus 4 m et comprenant une section minimale d'armatures longitudinales de 3 cm<sup>2</sup>, soit 4 HA10.

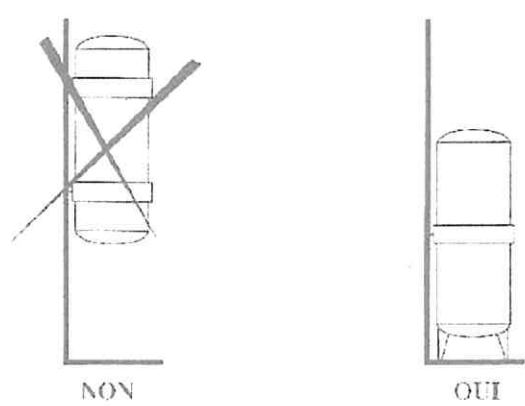
Les ouvertures ménagées dans les murs secondaires en maçonnerie et n'excédant pas 1,50 m<sup>2</sup>, doivent comporter un encadrement continu correspondant à 4HA8 (NOTE 113). Dans le cas où la surface de l'ouverture est supérieure à 1.50 m<sup>2</sup>, la partie verticale de l'encadrement devient un chaînage vertical relié aux chaînages horizontaux du mur et comporte 4HA10.

Les chaînages des murs secondaires en béton sont traités au §3.4.1.

NOTE 115 - disposition des cloisons



NOTE 116 - Ballon d'eau



### 3.8.4 Liaisons

Lorsque les liaisons sont réalisées par des armatures, les longueurs d'ancrage et de recouvrement de ces dernières valent, au minimum, 60 diamètres.

### 3.8.5 Linteaux

Les prescriptions auxquelles doivent satisfaire les linteaux sont celles données pour les poutres.

En règle générale, les linteaux sont associés soit au chaînage horizontal dans le cas de portes-fenêtres par exemple, soit intégrés aux encadrements de baies, lorsqu'ils sont nécessaires, dans le cas d'ouvertures de petites et moyennes dimensions.

Dans le cas de portées plus importantes, les armatures principales hautes et basses du linteau doivent être ancrées dans les chaînages verticaux bordant les parties maçonnées et être continues sur le ou les poteaux intermédiaires, le linteau pouvant être dimensionné en poutre continue et l'assemblage au droit des poteaux intermédiaires pouvant être réalisé comme indiqué dans la NOTE 114.

### 3.8.6 Escaliers

Ne sont pas visés dans le présent texte :

- les escaliers en voûte,
- les escaliers à marches en consoles encastrées dans un mur en maçonnerie,
- les escaliers avec marches sans contremarche (qui doivent toujours faire l'objet d'une étude dynamique particulière).

Les limons ou volées des escaliers en béton armé doivent présenter des liaisons par armatures avec les planchers auxquels ils sont reliés, en parties haute et basse. Les longueurs d'ancrage et de recouvrement sont au minimum de 60 diamètres.

## 3.9 Eléments non structuraux

Les éléments non structuraux sont réalisés conformément au guide de « Dimensionnement Parasismique des éléments non structuraux du cadre bâti » - édition 2014 (Ministère de l'Ecologie, du Développement Durable et de l'Energie, Ministère du Logement, de l'Egalité des Territoires et de la ruralité) et aux règles de l'art. Les Eléments non structuraux concernés sont listés au chapitre 1.1 « Eléments non structuraux visés » ainsi que les conditions dans lesquelles ce guide peut être utilisé.

## 3.9.1. Cloisons

- Pour l'ensemble des cloisons :

Les dispositions du guide ENS sont complétées des dispositions de la NOTE 115.

- Pour le cas particulier des cloisons maçonnées en petits éléments en sus des dispositions ci-dessus :

Les cloisons doivent recevoir un encadrement par des raidisseurs ou chaînages en béton armé, métal ou bois fixés à leurs extrémités.

La jonction de deux cloisons perpendiculaires doit être réalisée par harpages alternés à tous les lits, ou par toute disposition constructive équivalente.

La plus grande dimension des panneaux délimitée par des éléments verticaux d'appui (cloisons ou murs perpendiculaires à cloison considérée, éléments d'ossature, ou potelets et raidisseurs) ne doit pas dépasser 4 m.

La cloison doit être maintenue en tête pour éviter tout renversement.

## 3.10. Recommandations

### 3.10.1. Equipements

- Chauffe-eau solaire et panneaux photovoltaïques en toiture.

Une vigilance particulière est apportée à la fixation des panneaux solaires, panneaux photovoltaïques et ballon de chauffe-eau solaire en toiture. L'emplacement des équipements du chauffe-eau solaire et des panneaux photovoltaïques est choisi de façon à limiter le risque de torsion de la structure.

- Ballon d'eau chaude et meubles hauts et lourds.

Le ballon d'eau chaude doit être prévu sur pieds et solidement fixé contre un mur porteur (NOTE 116). Si le volume d'eau dépasse les 100l, le ballon d'eau chaude doit être installé au rez-de-chaussée.

Il en est de même pour des meubles hauts et lourds susceptibles de basculer lors d'un séisme.



# Annexe A - Tableaux de dimensionnement pour la maçonnerie et le béton armé

Tous les tableaux relatifs à la maçonnerie sont établis pour un niveau de contrôle IL1. Pour un niveau de contrôle IL2, les sections cumulées sont à multiplier par 0,83 et les longueurs de murs par 0,95.

Lorsque la valeur de surface cumulée des murs primaires apparaît grisée dans les tableaux, il est préférable que le concepteur ait recours à l'Eurocode 8 afin d'optimiser le dimensionnement.

Surface de plancher: surface reportant les charges gravitaires sur les porteurs verticaux.

En cas d'étage partiel, la surface de plancher à considérer est la plus grande des surfaces.

**Tableau 1**

Pour déterminer la section des murs de contreventement nécessaire dans chaque direction

Catégorie de sol	Nombre de niveaux	Section cumulée des murs primaires dans chaque direction, exprimée en % de la surface de diaphragme
Toiture lourde	1	Valeur exprimée en pourcentage de la surface de diaphragme horizontal
	2	
Toiture légère	1	
	2	
	3	

**Tableau 2**

Pour vérifier la longueur minimale de chaque mur de contreventement

$L_i$  : longueur du mur de contreventement

$L_T$  : longueur totale des murs primaires dans la direction considérée

$S_p$  : surface du diaphragme horizontal au niveau considéré

N : nombre de niveaux

Longueur minimale des murs primaires de contreventement (m) - Maçonnerie											
Catégorie de sol		Toiture lourde				Toiture légère					
		4 HA10		4 HA12		4 HA10			4 HA12		
$L_i/L_T$	$S_p$ (m <sup>2</sup> )	N=1	N=2	N=1	N=2	N=1	N=2	N=3	N=1	N=2	N=3
0,05	50										
	100										
	150										
	200										
0,10	50										
	100										
	150										
	200										
0,15	50										
	100										
	150										
	200										
...	50										
	100										
	150										
	200										
...	50										
	100										
	150										
	200										
0,60	50										
	100										
	150										
	200										

Maçonnerie - Zone 5 - Sol de catégorie 1 (Classe de sol A, S=1,0)

Lorsque la valeur de section cumulée des murs primaires apparaît grisée, il est préférable que le concepteur ait recours à l'Eurocode 8 afin d'optimiser le dimensionnement.

Sol de catégorie 1	Nombre de niveaux	Section cumulée des murs primaires dans chaque direction, exprimée en % de la surface de diaphragme horizontal
Toiture lourde	1	1,80
	2	4,29
Toiture légère	1	0,81
	2	3,29
	3	4,88

Longueur minimale des murs primaires de contreventement (m) - Maçonnerie											
Sol de catégorie 1		Toiture lourde				Toiture légère					
		4 HA10		4 HA12		4 HA10			4 HA12		
$L_v/L_T$	$S_p$ (m <sup>2</sup> )	N=1	N=2	N=1	N=2	N=1	N=2	N=3	N=1	N=2	N=3
0,05	50	1,2	1,2	1,2	1,2	1,2	1,2	1,4	1,2	1,2	1,4
	100	1,2	1,6	1,2	1,6	1,2	1,4	2,1	1,2	1,4	2,0
	150	1,2	2,1	1,2	2,0	1,2	1,8	2,6	1,2	1,7	2,5
	200	1,2	2,4	1,2	2,3	1,2	2,1	3,2	1,2	2,0	3,0
0,10	50	1,2	1,6	1,2	1,6	1,2	1,4	2,1	1,2	1,4	2,0
	100	1,2	2,4	1,2	2,3	1,2	2,1	3,2	1,2	2,0	3,0
	150	1,5	3,1	1,4	2,9	1,2	2,6	4,2	1,2	2,5	3,7
	200	1,7	3,7	1,7	3,4	1,2	3,1	5,1	1,2	3,0	4,4
0,15	50	1,2	2,1	1,2	2,0	1,2	1,8	2,6	1,2	1,7	2,5
	100	1,5	3,1	1,4	2,9	1,2	2,6	4,2	1,2	2,5	3,7
	150	1,9	4,0	1,8	3,7	1,3	3,3	5,5	1,2	3,2	4,8
	200	2,2	4,8	2,1	4,4	1,5	4,1	6,7	1,4	3,7	5,7
0,20	50	1,2	2,4	1,2	2,3	1,2	2,1	3,2	1,2	2,0	3,0
	100	1,7	3,7	1,7	3,4	1,2	3,1	5,1	1,2	3,0	4,4
	150	2,2	4,8	2,1	4,4	1,5	4,1	6,7	1,4	3,7	5,7
	200	2,6	5,8	2,5	5,2	1,7	4,9	7,9	1,7	4,4	6,8
0,25	50	1,3	2,7	1,3	2,6	1,2	2,4	3,7	1,2	2,3	3,4
	100	2,0	4,3	1,9	3,9	1,3	3,6	5,9	1,3	3,4	5,1
	150	2,5	5,5	2,4	5,0	1,7	4,7	7,6	1,6	4,3	6,6
	200	3,0	6,6	2,8	5,9	2,0	5,6	8,9	1,9	5,1	7,8
0,30	50	1,5	3,1	1,4	2,9	1,2	2,6	4,2	1,2	2,5	3,7
	100	2,2	4,8	2,1	4,4	1,5	4,1	6,7	1,4	3,7	5,7
	150	2,8	6,2	2,7	5,6	1,9	5,3	8,4	1,8	4,8	7,3
	200	3,3	7,3	3,1	6,6	2,2	6,3	9,8	2,1	5,7	8,7
0,40	50	1,7	3,7	1,7	3,4	1,2	3,1	5,1	1,2	3,0	4,4
	100	2,6	5,8	2,5	5,2	1,7	4,9	7,9	1,7	4,4	6,8
	150	3,3	7,3	3,1	6,6	2,2	6,3	9,8	2,1	5,7	8,7
	200	3,9	8,6	3,7	7,9	2,6	7,4	11,4	2,5	6,8	10,3
0,60	50	2,2	4,8	2,1	4,4	1,5	4,1	6,7	1,4	3,7	5,7
	100	3,3	7,3	3,1	6,6	2,2	6,3	9,8	2,1	5,7	8,7
	150	4,2	9,1	4,0	8,4	2,8	7,9	12,0	2,7	7,3	11,0
	200	5,0	10,5	4,8	10,0	3,3	9,2	17,0	3,2	8,6	13,0

Maçonnerie - Zone 5 - Sol de catégorie 2 (Classe de sol B, S=1,2)

Lorsque la valeur de section cumulée des murs primaires apparaît grisée, il est préférable que le concepteur ait recours à l'Eurocode 8 afin d'optimiser le dimensionnement.

Sol de catégorie 2	Nombre de niveaux	Section cumulée des murs primaires dans chaque direction, exprimée en % de la surface de diaphragme horizontal
Toiture lourde	1	2,20
	2	5,18
Toiture légère	1	1,00
	2	3,98
	3	5,89

Longueur minimale des murs primaires de contreventement (m) - Maçonnerie											
Sol de catégorie 2		Toiture lourde				Toiture légère					
		4 HA10		4 HA12		4 HA10			4 HA12		
$L_i/L_T$	$S_p$ (m <sup>2</sup> )	N=1	N=2	N=1	N=2	N=1	N=2	N=3	N=1	N=2	N=3
0,05	50	1,2	1,2	1,2	1,2	1,2	1,2	1,6	1,2	1,2	1,5
	100	1,2	1,8	1,2	1,7	1,2	1,6	2,3	1,2	1,5	2,2
	150	1,2	2,3	1,2	2,1	1,2	2,0	3,0	1,2	1,9	2,8
	200	1,3	2,7	1,3	2,5	1,2	2,3	3,7	1,2	2,2	3,3
0,10	50	1,2	1,8	1,2	1,7	1,2	1,6	2,3	1,2	1,5	2,2
	100	1,3	2,7	1,3	2,5	1,2	2,3	3,7	1,2	2,2	3,3
	150	1,6	3,5	1,6	3,2	1,2	2,9	4,9	1,2	2,8	4,1
	200	1,9	4,2	1,8	3,8	1,3	3,5	6,0	1,3	3,2	4,9
0,15	50	1,2	2,3	1,2	2,1	1,2	2,0	3,0	1,2	1,9	2,8
	100	1,6	3,5	1,6	3,2	1,2	2,9	4,9	1,2	2,8	4,1
	150	2,0	4,6	1,9	4,0	1,4	3,8	6,4	1,3	3,5	5,4
	200	2,4	5,6	2,3	4,8	1,6	4,7	7,7	1,6	4,1	6,5
0,20	50	1,3	2,7	1,3	2,5	1,2	2,3	3,7	1,2	2,2	3,3
	100	1,9	4,2	1,8	3,8	1,3	3,5	6,0	1,3	3,2	4,9
	150	2,4	5,6	2,3	4,8	1,6	4,7	7,7	1,6	4,1	6,5
	200	2,8	6,7	2,7	5,7	1,9	5,7	9,2	1,8	4,9	7,9
0,25	50	1,5	3,0	1,4	2,9	1,2	2,6	4,3	1,2	2,5	3,7
	100	2,2	4,9	2,1	4,3	1,5	4,1	6,9	1,4	3,7	5,8
	150	2,7	6,4	2,6	5,5	1,8	5,4	8,8	1,8	4,7	7,5
	200	3,2	7,6	3,1	6,6	2,2	6,5	10,4	2,1	5,6	9,0
0,30	50	1,6	3,5	1,6	3,2	1,2	2,9	4,9	1,2	2,8	4,1
	100	2,4	5,6	2,3	4,8	1,6	4,7	7,7	1,6	4,1	6,5
	150	3,0	7,2	2,9	6,1	2,0	6,1	9,8	1,9	5,3	8,5
	200	3,6	8,4	3,4	7,4	2,4	7,3	11,4	2,3	6,3	10,0
0,40	50	1,9	4,2	1,8	3,8	1,3	3,5	6,0	1,3	3,2	4,9
	100	2,8	6,7	2,7	5,7	1,9	5,7	9,2	1,8	4,9	7,9
	150	3,6	8,4	3,4	7,4	2,4	7,3	11,4	2,3	6,3	10,0
	200	4,3	9,9	4,1	8,8	2,8	8,6	13,1	2,7	7,5	11,8
0,60	50	2,4	5,6	2,3	4,8	1,6	4,7	7,7	1,6	4,1	6,5
	100	3,6	8,4	3,4	7,4	2,4	7,3	11,4	2,3	6,3	10,0
	150	4,6	10,5	4,4	9,4	3,0	9,1	13,8	2,9	8,1	12,5
	200	5,5	12,0	5,2	11,0	3,6	10,6	15,7	3,4	9,5	14,6



Maçonnerie - Zone 5 - Sol de catégorie 3 (Classe de sol E, S=1,4)

Lorsque la valeur de section cumulée des murs primaires apparaît grisée, il est préférable que le concepteur ait recours à l'Eurocode 8 afin d'optimiser le dimensionnement.

Sol de catégorie 3	Nombre de niveaux	Section cumulée des murs primaires dans chaque direction, exprimée en % de la surface de diaphragme horizontal
Toiture lourde	1	2,59
	2	6,07
Toiture légère	1	1,19
	2	4,67
	3	6,90

Longueur minimale des murs primaires de contreventement (m) - Maçonnerie											
Sol de catégorie 3		Toiture lourde				Toiture légère					
		4 HA10		4 HA12		4 HA10			4 HA12		
$L_i/L_T$	$S_p$ (m <sup>2</sup> )	N=1	N=2	N=1	N=2	N=1	N=2	N=3	N=1	N=2	N=3
0,05	50	1,2	1,3	1,2	1,3	1,2	1,2	1,7	1,2	1,2	1,6
	100	1,2	1,9	1,2	1,9	1,2	1,7	2,5	1,2	1,6	2,4
	150	1,2	2,4	1,2	2,3	1,2	2,1	3,4	1,2	2,0	3,0
	200	1,4	2,9	1,4	2,7	1,2	2,5	4,2	1,2	2,4	3,5
0,10	50	1,2	1,9	1,2	1,9	1,2	1,7	2,5	1,2	1,6	2,4
	100	1,4	2,9	1,4	2,7	1,2	2,5	4,2	1,2	2,4	3,5
	150	1,8	3,9	1,7	3,5	1,2	3,3	5,6	1,2	3,0	4,6
	200	2,1	4,8	2,0	4,1	1,4	4,0	6,8	1,4	3,5	5,6
0,15	50	1,2	2,4	1,2	2,3	1,2	2,1	3,4	1,2	2,0	3,0
	100	1,8	3,9	1,7	3,5	1,2	3,3	5,6	1,2	3,0	4,6
	150	2,2	5,2	2,1	4,4	1,5	4,4	7,3	1,4	3,8	6,1
	200	2,6	6,3	2,5	5,3	1,7	5,3	8,8	1,7	4,5	7,4
0,20	50	1,4	2,9	1,4	2,7	1,2	2,5	4,2	1,2	2,4	3,5
	100	2,1	4,8	2,0	4,1	1,4	4,0	6,8	1,4	3,5	5,6
	150	2,6	6,3	2,5	5,3	1,7	5,3	8,8	1,7	4,5	7,4
	200	3,1	7,6	2,9	6,4	2,1	6,4	10,4	2,0	5,4	8,9
0,25	50	1,6	3,4	1,5	3,1	1,2	2,9	4,9	1,2	2,7	4,0
	100	2,3	5,6	2,2	4,7	1,6	4,7	7,9	1,5	4,0	6,5
	150	3,0	7,3	2,8	6,1	2,0	6,2	10,1	1,9	5,2	8,5
	200	3,5	8,6	3,3	7,4	2,3	7,4	11,8	2,2	6,3	10,2
0,30	50	1,8	3,9	1,7	3,5	1,2	3,3	5,6	1,2	3,0	4,6
	100	2,6	6,3	2,5	5,3	1,7	5,3	8,8	1,7	4,5	7,4
	150	3,3	8,1	3,1	6,9	2,2	6,9	11,1	2,1	5,8	9,6
	200	3,9	9,6	3,7	8,3	2,6	8,2	12,9	2,5	7,0	11,3
0,40	50	2,1	4,8	2,0	4,1	1,4	4,0	6,8	1,4	3,5	5,6
	100	3,1	7,6	2,9	6,4	2,1	6,4	10,4	2,0	5,4	8,9
	150	3,9	9,6	3,7	8,3	2,6	8,2	12,9	2,5	7,0	11,3
	200	4,7	11,1	4,4	9,8	3,1	9,7	14,8	2,9	8,4	13,3
0,60	50	2,6	6,3	2,5	5,3	1,7	5,3	8,8	1,7	4,5	7,4
	100	3,9	9,6	3,7	8,3	2,6	8,2	12,9	2,5	7,0	11,3
	150	5,0	11,8	4,7	10,5	3,3	10,3	15,6	3,1	9,0	14,1
	200	5,9	13,5	5,6	12,3	3,9	11,9	17,7	3,7	10,7	16,3

Béton armé - Zone 5 - Sol de catégorie 1 (Classe de sol A, S=1,0)

Sol de catégorie 1	Nombre de niveaux	Section cumulée des murs primaires dans chaque direction, exprimée en % de la surface de diaphragme horizontal
Toiture lourde	1	0,42
	2	0,94
Toiture légère	1	0,20
	2	0,73
	3	1,07

Longueur minimale des murs primaires de contreventement (m) - Béton																
Sol de catégorie 1		Toiture lourde						Toiture légère								
		4 HA10		4 HA12		4 HA14		4 HA10			4 HA12			4 HA14		
$L_i/L_T$	$S_p$ (m <sup>2</sup> )	N=1	N=2	N=1	N=2	N=1	N=2	N=1	N=2	N=3	N=1	N=2	N=3	N=1	N=2	N=3
0,05	50	1,2	1,2	1,2	1,2	1,2	1,2	1,2	1,2	1,2	1,2	1,2	1,2	1,2	1,2	1,2
	100	1,2	1,2	1,2	1,2	1,2	1,2	1,2	1,2	1,5	1,2	1,2	1,2	1,2	1,2	1,2
	150	1,2	1,4	1,2	1,2	1,2	1,2	1,2	1,2	2,1	1,2	1,2	1,6	1,2	1,2	1,3
	200	1,2	1,8	1,2	1,4	1,2	1,2	1,2	1,2	1,5	2,6	1,2	1,2	2,0	1,2	1,2
0,10	50	1,2	1,2	1,2	1,2	1,2	1,2	1,2	1,2	1,5	1,2	1,2	1,2	1,2	1,2	1,2
	100	1,2	1,8	1,2	1,4	1,2	1,2	1,2	1,5	2,6	1,2	1,2	2,0	1,2	1,2	1,6
	150	1,2	2,4	1,2	1,9	1,2	1,5	1,2	2,0	3,6	1,2	1,5	2,8	1,2	1,2	2,2
	200	1,2	3,0	1,2	2,3	1,2	1,9	1,2	2,5	4,4	1,2	1,9	3,4	1,2	1,6	2,7
0,15	50	1,2	1,4	1,2	1,2	1,2	1,2	1,2	1,2	2,1	1,2	1,2	1,6	1,2	1,2	1,3
	100	1,2	2,4	1,2	1,9	1,2	1,5	1,2	2,0	3,6	1,2	1,5	2,8	1,2	1,2	2,2
	150	1,2	3,3	1,2	2,6	1,2	2,1	1,2	2,7	4,7	1,2	2,1	3,7	1,2	1,7	3,0
	200	1,4	4,0	1,2	3,1	1,2	2,6	1,2	3,3	5,6	1,2	2,6	4,5	1,2	2,1	3,7
0,20	50	1,2	1,8	1,2	1,4	1,2	1,2	1,2	1,5	2,6	1,2	1,2	2,0	1,2	1,2	1,6
	100	1,2	3,0	1,2	2,3	1,2	1,9	1,2	2,5	4,4	1,2	1,9	3,4	1,2	1,6	2,7
	150	1,4	4,0	1,2	3,1	1,2	2,6	1,2	3,3	5,6	1,2	2,6	4,5	1,2	2,1	3,7
	200	1,7	4,7	1,4	3,8	1,2	3,1	1,2	4,0	6,6	1,2	3,2	5,4	1,2	2,6	4,5
0,25	50	1,2	2,1	1,2	1,6	1,2	1,3	1,2	1,7	3,1	1,2	1,3	2,4	1,2	1,2	1,9
	100	1,2	3,5	1,2	2,8	1,2	2,2	1,2	2,9	5,0	1,2	2,3	4,0	1,2	1,8	3,2
	150	1,6	4,6	1,3	3,7	1,2	3,0	1,2	3,9	6,4	1,2	3,1	5,2	1,2	2,5	4,3
	200	2,0	5,4	1,6	4,4	1,3	3,7	1,2	4,6	7,4	1,2	3,7	6,2	1,2	3,1	5,2
0,30	50	1,2	2,4	1,2	1,9	1,2	1,5	1,2	2,0	3,6	1,2	1,5	2,8	1,2	1,2	2,2
	100	1,4	4,0	1,2	3,1	1,2	2,6	1,2	3,3	5,6	1,2	2,6	4,5	1,2	2,1	3,7
	150	1,8	5,1	1,5	4,1	1,2	3,4	1,2	4,3	7,0	1,2	3,5	5,8	1,2	2,8	4,9
	200	2,2	5,9	1,8	4,9	1,5	4,1	1,3	5,1	8,0	1,2	4,2	6,8	1,2	3,5	5,8
0,40	50	1,2	3,0	1,2	2,3	1,2	1,9	1,2	2,5	4,4	1,2	1,9	3,4	1,2	1,6	2,7
	100	1,7	4,7	1,4	3,8	1,2	3,1	1,2	4,0	6,6	1,2	3,2	5,4	1,2	2,6	4,5
	150	2,2	5,9	1,8	4,9	1,5	4,1	1,3	5,1	8,0	1,2	4,2	6,8	1,2	3,5	5,8
	200	2,7	6,7	2,2	5,8	1,8	4,9	1,6	5,9	9,0	1,3	5,0	7,9	1,2	4,2	6,9
0,60	50	1,4	4,0	1,2	3,1	1,2	2,6	1,2	3,3	5,6	1,2	2,6	4,5	1,2	2,1	3,7
	100	2,2	5,9	1,8	4,9	1,5	4,1	1,3	5,1	8,0	1,2	4,2	6,8	1,2	3,5	5,8
	150	2,8	7,1	2,3	6,1	2,0	5,3	1,8	6,3	9,4	1,4	5,3	8,3	1,2	4,5	7,3
	200	3,3	7,9	2,8	7,0	2,4	6,1	2,1	7,1	10,4	1,7	6,1	9,3	1,4	5,3	8,3

Béton armé - Zone 5 - Sol de catégorie 2 (Classe de sol B, S=1,2)

Sol de catégorie 2	Nombre de niveaux	Section cumulée des murs primaires dans chaque direction, exprimée en % de la surface de diaphragme horizontal
Toiture lourde	1	0,50
	2	1,13
Toiture légère	1	0,24
	2	0,88
	3	1,28

Longueur minimale des murs primaires de contreventement (m) - Béton																
Sol de catégorie 2		Toiture lourde						Toiture légère								
		4 HA10		4 HA12		4 HA14		4 HA10			4 HA12			4 HA14		
$L_i/L_T$	$S_p$ (m <sup>2</sup> )	N=1	N=2	N=1	N=2	N=1	N=2	N=1	N=2	N=3	N=1	N=2	N=3	N=1	N=2	N=3
0,05	50	1,2	1,2	1,2	1,2	1,2	1,2	1,2	1,2	1,2	1,2	1,2	1,2	1,2	1,2	1,2
	100	1,2	1,2	1,2	1,2	1,2	1,2	1,2	1,2	1,8	1,2	1,2	1,4	1,2	1,2	1,2
	150	1,2	1,7	1,2	1,3	1,2	1,2	1,2	1,4	2,5	1,2	1,2	1,9	1,2	1,2	1,5
	200	1,2	2,1	1,2	1,6	1,2	1,3	1,2	1,7	3,1	1,2	1,3	2,4	1,2	1,2	1,9
0,10	50	1,2	1,2	1,2	1,2	1,2	1,2	1,2	1,2	1,8	1,2	1,2	1,4	1,2	1,2	1,2
	100	1,2	2,1	1,2	1,6	1,2	1,3	1,2	1,7	3,1	1,2	1,3	2,4	1,2	1,2	1,9
	150	1,2	2,9	1,2	2,2	1,2	1,8	1,2	2,4	4,2	1,2	1,8	3,3	1,2	1,4	2,6
	200	1,2	3,6	1,2	2,8	1,2	2,2	1,2	3,0	5,2	1,2	2,3	4,0	1,2	1,8	3,2
0,15	50	1,2	1,7	1,2	1,3	1,2	1,2	1,2	1,2	2,5	1,2	1,2	1,9	1,2	1,2	1,5
	100	1,2	2,9	1,2	2,2	1,2	1,8	1,2	2,4	4,2	1,2	1,8	3,3	1,2	1,4	2,6
	150	1,3	3,9	1,2	3,0	1,2	2,4	1,2	3,2	5,6	1,2	2,5	4,4	1,2	2,0	3,6
	200	1,6	4,7	1,3	3,7	1,2	3,0	1,2	4,0	6,7	1,2	3,1	5,4	1,2	2,5	4,4
0,20	50	1,2	2,1	1,2	1,6	1,2	1,3	1,2	1,7	3,1	1,2	1,3	2,4	1,2	1,2	1,9
	100	1,2	3,6	1,2	2,8	1,2	2,2	1,2	3,0	5,2	1,2	2,3	4,0	1,2	1,8	3,2
	150	1,6	4,7	1,3	3,7	1,2	3,0	1,2	4,0	6,7	1,2	3,1	5,4	1,2	2,5	4,4
	200	2,0	5,6	1,6	4,5	1,3	3,7	1,2	4,8	7,9	1,2	3,8	6,5	1,2	3,1	5,4
0,25	50	1,2	2,5	1,2	1,9	1,2	1,5	1,2	2,1	3,7	1,2	1,6	2,8	1,2	1,3	2,2
	100	1,4	4,2	1,2	3,3	1,2	2,6	1,2	3,5	6,0	1,2	2,7	4,8	1,2	2,2	3,8
	150	1,9	5,4	1,5	4,3	1,2	3,6	1,2	4,6	7,6	1,2	3,6	6,2	1,2	2,9	5,1
	200	2,3	6,4	1,8	5,2	1,5	4,3	1,4	5,5	8,8	1,2	4,4	7,4	1,2	3,6	6,2
0,30	50	1,2	2,9	1,2	2,2	1,2	1,8	1,2	2,4	4,2	1,2	1,8	3,3	1,2	1,4	2,6
	100	1,6	4,7	1,3	3,7	1,2	3,0	1,2	4,0	6,7	1,2	3,1	5,4	1,2	2,5	4,4
	150	2,2	6,0	1,7	4,9	1,4	4,0	1,3	5,2	8,4	1,2	4,1	6,9	1,2	3,4	5,8
	200	2,6	7,0	2,1	5,8	1,7	4,9	1,6	6,1	9,6	1,2	5,0	8,1	1,2	4,1	6,9
0,40	50	1,2	3,6	1,2	2,8	1,2	2,2	1,2	3,0	5,2	1,2	2,3	4,0	1,2	1,8	3,2
	100	2,0	5,6	1,6	4,5	1,3	3,7	1,2	4,8	7,9	1,2	3,8	6,5	1,2	3,1	5,4
	150	2,6	7,0	2,1	5,8	1,7	4,9	1,6	6,1	9,6	1,2	5,0	8,1	1,2	4,1	6,9
	200	3,1	8,0	2,5	6,8	2,1	5,8	1,9	7,1	10,8	1,5	5,9	9,4	1,4	5,0	8,1
0,60	50	1,6	4,7	1,3	3,7	1,2	3,0	1,2	4,0	6,7	1,2	3,1	5,4	1,2	2,5	4,4
	100	2,6	7,0	2,1	5,8	1,7	4,9	1,6	6,1	9,6	1,2	5,0	8,1	1,2	4,1	6,9
	150	3,4	8,4	2,7	7,3	2,3	6,2	2,1	7,5	11,2	1,7	6,3	9,9	1,4	5,3	8,6
	200	3,9	9,4	3,3	8,3	2,8	7,3	2,5	8,4	12,3	2,0	7,3	11,1	1,7	6,3	9,9

Béton armé - Zone 5 - Sol de catégorie 3 (Classe de sol E, S=1,4)

Sol de catégorie 3	Nombre de niveaux	Section cumulée des murs primaires dans chaque direction, exprimée en % de la surface de diaphragme horizontal
Toiture lourde	1	0,58
	2	1,32
Toiture légère	1	0,28
	2	1,02
	3	1,50

Longueur minimale des murs primaires de contreventement (m) - Béton																
Sol de catégorie 3		Toiture lourde						Toiture légère								
		4 HA10		4 HA12		4 HA14		4 HA10			4 HA12			4 HA14		
$L_i/L_T$	$S_p$ (m <sup>2</sup> )	N=1	N=2	N=1	N=2	N=1	N=2	N=1	N=2	N=3	N=1	N=2	N=3	N=1	N=2	N=3
0,05	50	1,2	1,2	1,2	1,2	1,2	1,2	1,2	1,2	1,2	1,2	1,2	1,2	1,2	1,2	1,2
	100	1,2	1,4	1,2	1,2	1,2	1,2	1,2	1,2	2,1	1,2	1,2	1,6	1,2	1,2	1,2
	150	1,2	1,9	1,2	1,5	1,2	1,2	1,2	1,6	2,9	1,2	1,2	2,2	1,2	1,2	1,7
	200	1,2	2,4	1,2	1,8	1,2	1,5	1,2	2,0	3,6	1,2	1,5	2,7	1,2	1,2	2,2
0,10	50	1,2	1,4	1,2	1,2	1,2	1,2	1,2	1,2	2,1	1,2	1,2	1,6	1,2	1,2	1,2
	100	1,2	2,4	1,2	1,8	1,2	1,5	1,2	2,0	3,6	1,2	1,5	2,7	1,2	1,2	2,2
	150	1,2	3,3	1,2	2,6	1,2	2,0	1,2	2,7	4,9	1,2	2,1	3,8	1,2	1,7	3,0
	200	1,4	4,1	1,2	3,2	1,2	2,5	1,2	3,4	6,0	1,2	2,6	4,7	1,2	2,1	3,7
0,15	50	1,2	1,9	1,2	1,5	1,2	1,2	1,2	1,6	2,9	1,2	1,2	2,2	1,2	1,2	1,7
	100	1,2	3,3	1,2	2,6	1,2	2,0	1,2	2,7	4,9	1,2	2,1	3,8	1,2	1,7	3,0
	150	1,5	4,5	1,2	3,5	1,2	2,8	1,2	3,7	6,5	1,2	2,9	5,1	1,2	2,3	4,1
	200	1,9	5,5	1,5	4,3	1,2	3,5	1,2	4,6	7,8	1,2	3,6	6,2	1,2	2,9	5,1
0,20	50	1,2	2,4	1,2	1,8	1,2	1,5	1,2	2,0	3,6	1,2	1,5	2,7	1,2	1,2	2,2
	100	1,4	4,1	1,2	3,2	1,2	2,5	1,2	3,4	6,0	1,2	2,6	4,7	1,2	2,1	3,7
	150	1,9	5,5	1,5	4,3	1,2	3,5	1,2	4,6	7,8	1,2	3,6	6,2	1,2	2,9	5,1
	200	2,3	6,5	1,8	5,2	1,5	4,3	1,3	5,6	9,2	1,2	4,4	7,5	1,2	3,5	6,2
0,25	50	1,2	2,9	1,2	2,2	1,2	1,8	1,2	2,4	4,3	1,2	1,8	3,3	1,2	1,4	2,6
	100	1,6	4,8	1,3	3,8	1,2	3,0	1,2	4,0	7,0	1,2	3,1	5,5	1,2	2,5	4,4
	150	2,2	6,3	1,7	5,0	1,4	4,1	1,3	5,3	8,8	1,2	4,2	7,2	1,2	3,4	5,9
	200	2,7	7,4	2,1	6,1	1,7	5,0	1,6	6,4	10,2	1,2	5,1	8,5	1,2	4,2	7,2
0,30	50	1,2	3,3	1,2	2,6	1,2	2,0	1,2	2,7	4,9	1,2	2,1	3,8	1,2	1,7	3,0
	100	1,9	5,5	1,5	4,3	1,2	3,5	1,2	4,6	7,8	1,2	3,6	6,2	1,2	2,9	5,1
	150	2,5	7,0	2,0	5,7	1,6	4,7	1,5	6,0	9,7	1,2	4,8	8,0	1,2	3,9	6,7
	200	3,0	8,1	2,4	6,8	2,0	5,7	1,8	7,1	11,1	1,4	5,8	9,4	1,2	4,7	8,0
0,40	50	1,4	4,1	1,2	3,2	1,2	2,5	1,2	3,4	6,0	1,2	2,6	4,7	1,2	2,1	3,7
	100	2,3	6,5	1,8	5,2	1,5	4,3	1,3	5,6	9,2	1,2	4,4	7,5	1,2	3,5	6,2
	150	3,0	8,1	2,4	6,8	2,0	5,7	1,8	7,1	11,1	1,4	5,8	9,4	1,2	4,7	8,0
	200	3,6	9,3	2,9	7,9	2,4	6,8	2,2	8,2	12,5	1,7	6,8	10,9	1,4	5,7	9,4
0,60	50	1,9	5,5	1,5	4,3	1,2	3,5	1,2	4,6	7,8	1,2	3,6	6,2	1,2	2,9	5,1
	100	3,0	8,1	2,4	6,8	2,0	5,7	1,8	7,1	11,1	1,4	5,8	9,4	1,2	4,7	8,0
	150	3,9	9,8	3,2	8,4	2,6	7,2	2,4	8,7	13,0	1,9	7,3	11,4	1,6	6,2	10,0
	200	4,5	10,9	3,8	9,6	3,2	8,4	2,9	9,8	14,3	2,3	8,5	12,8	1,9	7,3	11,5

# Annexe B - Hypothèses de construction des tableaux de dimensionnement pour la maçonnerie/le béton armé

## 1 Charges pour les constructions en maçonnerie chaînée ou en béton armé

Poids des planchers :

poids brut maximal du plancher, y compris dalle et chape <i>(dalle de 15cm + 5cm de chape pour tenir compte de la réglementation acoustique)</i>	4,75 kN/m <sup>2</sup>
charge d'exploitation, coefficient de participation 0,3	0,45 kN/m <sup>2</sup>
cloisons <i>(cloisons légères inférieures à 2,5 kN/m, parpaings de 15cm par exemple)</i>	1,00 kN/m <sup>2</sup>
revêtement de sol	0,10 kN/m <sup>2</sup>
faux-plafond	0,40 kN/m <sup>2</sup>
	<hr/>
	6,70 kN/m <sup>2</sup>

Le poids des planchers pris en compte pour les calculs est de 6,70 kN/m<sup>2</sup>. La décomposition des charges peut être différente à condition que la valeur totale de 6,70 kN/m<sup>2</sup> ne soit pas dépassée. La charge permanente agissant sur les planchers est limitée à 4,75 + 1,0 + 0,1 + 0,4 = 6,25 kN/m<sup>2</sup> comme spécifié dans le §1.3 du corps de texte.

Murs

(par m<sup>2</sup> de plancher, par niveau) : 2.50 kN/m<sup>2</sup>

Toiture :

lourde	3,75 kN/m <sup>2</sup>
<i>(dalle de 13cm + étanchéité = 0,13×25+0,5)</i>	
légère	0,70 kN/m <sup>2</sup>
<i>(toiture en tôle avec prise en compte de 10kg/m<sup>2</sup> d'équipement)</i>	

A l'exception des murs de soubassement, les tableaux de dimensionnement ne s'appliquent pas à des murs chargés hors plan.

Pour les murs en maçonnerie comprenant des ouvertures, seuls les trumeaux sont pris en compte. Chaque trumeau compte pour un contreventement.

## 2 Hypothèses de dimensionnement

### 2.1 Torsion

La torsion est prise en compte de façon forfaitaire en majorant les efforts sismiques dans chaque mur de 20%. Cette majoration forfaitaire est assujettie au respect des clauses sur les dimensions et la disposition des panneaux de contreventement conformément au

§2.3 du texte.

### 2.2 Prise en compte des charges verticales

On considère que l'ensemble des murs dans une direction, primaires et secondaires, reprennent 30% des charges gravitaires, ceci pour couvrir le cas des planchers portant dans une direction. Ce coefficient est applicable sans modification à l'ensemble des murs primaires dans une direction même si la longueur  $L_p$  des murs primaires est inférieure à la longueur cumulée totale  $L_0$  des murs, à condition de satisfaire au critère 6 du §2.3.1 (la somme des largeurs de planchers reprises par les poteaux ou les murs de moins de 1,2 m de longueur ne dépasse pas 20% de la somme des largeurs reprises par les murs primaires de contreventement, dans chacune des deux directions de la construction).

Si la condition des 20% n'est pas respectée, le dimensionnement par les tableaux n'est pas applicable.

NOTE - Dans le cas de planchers en bois, la charge (la masse) est plus faible que celle utilisée pour l'établissement des tableaux. L'effort normal ainsi que les moments sont donc plus faibles. On considère que cette diminution des moments compense la diminution de l'effort normal de stabilisation. Les tableaux de dimensionnement restent donc utilisables dans le cas de planchers en bois.

### 2.3 Coefficient de comportement

Le coefficient de comportement retenu pour la maçonnerie chaînée et le béton armé est  $q=2,5$ .

### 2.4 Données géométriques

Les tableaux de dimensionnement sont donnés pour des murs dont l'épaisseur vaut 20 cm dans le cas de la maçonnerie et 15 cm dans le cas du béton.

La hauteur maximale d'étage est de 3 m. Dans le cas de bâtiment de 3 niveaux, il est nécessaire d'avoir des hauteurs d'étages plus faibles pour respecter la limitation à 8 m de la hauteur totale de la construction. Les tableaux sont construits à partir d'une hauteur d'étage de 3 m. Dans le cas où la hauteur d'étage réelle des niveaux est inférieure, le résultat des sections d'armatures déterminées à l'aide des tableaux de dimensionnement est sécuritaire.

### 2.5 Matériaux

Les tableaux de dimensionnement ont été établis avec les caractéristiques suivantes.

	Maçonnerie	Béton
Résistance caractéristique au cisaillement	$f_{vk0}=0,2$ MPa (joints remplis) $f_{vk0}=0,1$ MPa (joints non remplis)	$f_{vtl}=1,1$ MPa
Résistance caractéristique en compression	$f_k=1,84$ MPa	$f_{ck}=16$ MPa
Coefficient d'excentrement en flexion composée	0,90	1
Coefficient partiel des matériaux	$\gamma_M=1,80$ en situation sismique pour un niveau de contrôle IL1	$\gamma_M=1,30$

Les critères concernant le passage au niveau de contrôle IL2 (avec  $\gamma_M=1,50$  en situation sismique) pour les produits de catégorie 1 sont donnés en marge des tableaux de dimensionnement.

### 3. Présentation des tableaux

#### Maçonnerie chaînée

Les tableaux de dimensionnement donnent, en fonction des données générales présentées ci-dessus :

- la longueur cumulée minimale de murs primaires nécessaire pour l'ouvrage concerné, selon que les joints verticaux soient remplis ou non,
- la longueur minimale de chaque mur primaire, compte tenu des armatures longitudinales qui y sont disposées (4HA10 ou 4HA12 pour les murs en maçonnerie).

Les tableaux donnant la longueur cumulée minimale des murs primaires dépendent de la catégorie de sol simplifiée, la surface de plancher, le nombre de niveaux et la nature de la toiture (légère ou lourde).

Cette longueur a été établie en considérant l'équilibre entre :

- la résistance au cisaillement de la maçonnerie qui dépend de la longueur minimale du mur et de la résistance au cisaillement de quatre chaînages,
- la force sismique à la base de la construction, distribuée à chaque niveau.

Les tableaux donnent également la longueur  $L_i$  nécessaire pour réaliser l'équilibre en flexion composée du mur sous les sollicitations qui lui reviennent (effort normal + moment de flexion) à la base, avec des chaînages valant soit 4HA10 soit 4HA12.

La section de chaînage nécessaire est, pour chaque mur et pour une combinaison donnée zone sismique/catégorie de sol simplifiée, fonction de la longueur  $L_i$  de ce mur ainsi que du rapport  $L_i/L_T$ .

Si on ne trouve pas de solution avec des chaînages 4HA12 pour un des murs du bâtiment, la méthode n'est pas applicable au bâtiment étudié, sauf à prouver

qu'en considérant ce mur comme secondaire :

- on respecte bien le critère 6 du §2.3.1 du texte sur la limitation des 20% de largeur de plancher reprise par les éléments considérés comme secondaires,
- la méthode est applicable au bâtiment ainsi conditionné, c'est-à-dire que tous les murs primaires sont vérifiés pour des chaînages d'au plus 4HA12.

#### Béton armé

Les tableaux de dimensionnement des bâtiments en béton armé se présentent sous la même forme que ceux destinés à la maçonnerie chaînée. Ils donnent :

- la longueur cumulée minimale des murs primaires nécessaire pour le bâtiment,
- la longueur minimale de chaque mur, les armatures longitudinales pouvant atteindre 4HA14.

L'effort tranchant retenu pour le calcul de la longueur de mur est :  $V^* = V \times (q+1)/2 = 1,75 V$  avec  $V$  l'effort tranchant sismique obtenu par le calcul élastique de la structure.

# Annexe C - Justification des paramètres retenus pour les constructions à ossatures bois

## 1 Hypothèses sur les masses

### Masse des éléments structuraux et non structuraux

Les masses des éléments structuraux se composent de la masse :

- des murs extérieurs,
- des murs de refend,
- des planchers,
- de la toiture.

La masse mise en mouvement en situation sismique intègre également :

- la masse des cloisons,
- la partie permanente des charges d'exploitation.

Les paragraphes suivants définissent la masse affectée à chaque partie de l'ouvrage. La composition est donnée à titre indicatif pour évaluer la masse à prendre en compte. Toute variante est envisageable sous réserve que la masse de la solution retenue ne dépasse pas celle indiquée dans cette annexe, et que les caractéristiques mécaniques de la solution en variante soient au moins égales à celles de la solution présentée ici (résistance de contreventement et de portance verticale, ductilité des liaisons).

### Murs extérieurs

- Bardage bois 22 mm
- OSB panneaux 13 mm
- Isolation 50 mm (0,8 kg/cm<sup>2</sup>), laine minérale de verre en rouleau
- Ossature 145 mm×68 mm, 1 montant tous les 60 cm (3/1,2=2,5), 1 lisse basse, 1 lisse haute, 1 lisse de ceinture
- Tasseaux 50 mm×80 mm espacés tous les 60 cm
- Plaque de plâtre BA 13 mm

*Rez-de-chaussée : H = 3,00 m*

$$500 \times 0,022 \times 3,0 + 650 \times 0,013 \times 3,0 + 0,8 \times 5 \times 3,0 + 500 \times 0,068 \times 0,145 \times (3,0 \times 2,5 + 3 \times 1) + 3,4 \times 3,0 + 11 \times 3,0$$

mur extérieur rez-de-chaussée : 165 kg/ml/étage

*Etage : H = 2,80 m*

$$500 \times 0,022 \times 2,8 + 650 \times 0,013 \times 2,8 + 0,8 \times 5 \times 2,8 + 500 \times 0,068 \times 0,145 \times (2,8 \times 2,5 + 3 \times 1) + 3,4 \times 2,8 + 11 \times 2,8$$

murs extérieurs étage : 155 kg/ml/étage

### Murs de refend ou contreventement intérieurs

- OSB 13 mm
- Ossature 110 mm×68 mm
- Plaque de plâtre BA 13 mm
- Isolant phonique

murs de refend rez-de-chaussée : 109 kg/ml

murs de refend étage : 103 kg/ml/étage

### Toiture charpente semi-lourde

Tuiles et liteaux	49 kg/m <sup>2</sup>
Panneau sous toiture (OSB panneaux 14 mm)	9,8 kg/m <sup>2</sup>
Isolation	1 kg/m <sup>2</sup>
Plafond (1 BA13)	11 kg/m <sup>2</sup>
Charpente	40 kg/m <sup>2</sup>
	<hr/>
	110 kg/m <sup>2</sup>

### Toiture charpente légère

Tôles	6 kg/m <sup>2</sup>
Panneau sous toiture	9,8 kg/m <sup>2</sup>
Liteaux 50×80 mm <sup>2</sup> , esp 60 cm	3,4 kg/m <sup>2</sup>
Isolation	1 kg/m <sup>2</sup>
Charpente	40 kg/m <sup>2</sup>
	<hr/>
	60 kg/m <sup>2</sup>

### Equipement sur charpente/toiture

Chauffe-eau solaire	10 kg/m <sup>2</sup>
---------------------	----------------------

### Plancher dalle massive

Solives 68×145 mm <sup>2</sup> (espacement 50 cm +entretoise)	14 kg/m <sup>2</sup>
Panneau 22 mm	17,4 kg/m <sup>2</sup>
Cloison légère < 100 daN/ml	50 kg/m <sup>2</sup>
Revêtement de sol (carreau collé)	20 kg/m <sup>2</sup>
Plafond 1 BA13 + rail	15 kg/m <sup>2</sup>
Total permanent	<hr/>
	120 kg/m <sup>2</sup>

Charges d'exploitation 150 daN/m<sup>2</sup>

Charges d'exploitation circulation 250 daN/m<sup>2</sup>

La surface de circulation est considérée représenter 5% de la surface de plancher. Comme explicité dans l'EN 1998-1, la masse à prendre en compte pour des habitations en situation sismique est de 37 kg/m<sup>2</sup>.

Plancher habitation avec 5% de circulations : 157 kg/m<sup>2</sup>

## 2. Calcul de la masse d'une construction avec les coefficients de typologie

Pour établir les graphes présentés ci-après, les masses des murs ont été affectées à la totalité des façades en considérant une masse identique pour les ouvertures et les murs. Les masses de planchers et de toiture sont calculées sans tenir compte d'éventuelles trémies ou ouvertures. La longueur de refend considérée représente le quart de la longueur de façade. Les masses obtenues sont paramétrées en fonction de la surface d'emprise au sol des constructions. Les figures A et B sont relatives aux constructions avec toiture légère, les figures C et D aux constructions avec toiture semi-lourde. Ces figures présentent les résultats de masses totales de bâtiments rapportés à l'emprise au sol, leurs régressions polynomiales et leurs enveloppes. Ces dernières courbes sont utilisées pour établir les coefficients de typologie `coeff_typo` donnés dans le tableau 5 du texte.

Ce coefficient multiplié par la surface au sol permet d'obtenir, en tonnes, la masse mise en mouvement "mass\_mm" pendant un séisme.

$$\text{"masse\_mm"} = \text{"coeff\_typo"} \times \text{"emprise"}$$

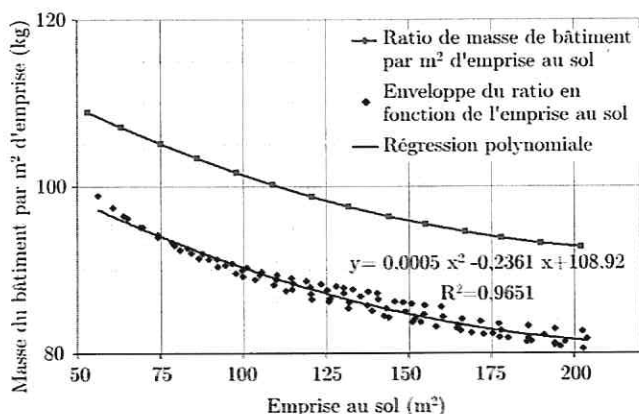


Figure A : évaluation de la masse par m<sup>2</sup> d'emprise au sol pour une construction en simple rez-de-chaussée avec une toiture légère

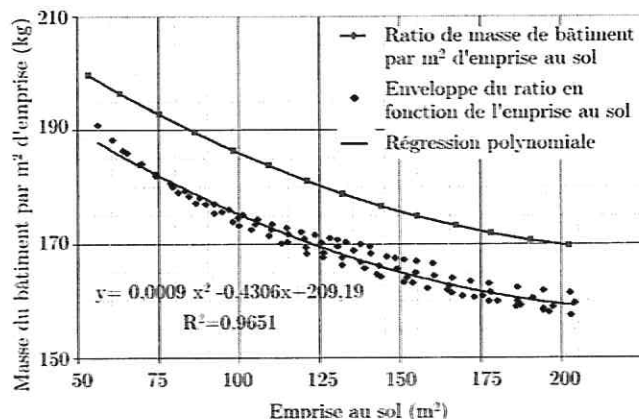


Figure C : évaluation de la masse par m<sup>2</sup> d'emprise au sol pour une construction en simple rez-de-chaussée avec une toiture lourde

## 3. Calcul des efforts sismiques - effort tranchant à la base

Le calcul de l'effort tranchant à la base est réalisé en retenant la valeur "plateau" du spectre de dimensionnement de la NF EN 1998-1 et des arrêtés et décrets s'y rapportant. Ce plateau constitue une valeur enveloppe des accélérations pour des coefficients de comportement inférieurs à 3,75, ce qui est le cas ici :

- pour les structures en bois régulières en élévation et en plan, avec panneaux de contreventement cloués, en suivant les dispositions constructives prescrites dans ce texte, la valeur retenue pour le coefficient de comportement est de 3 (valeur de l'annexe nationale française de NF EN 1998-1),

- pour les structures en bois régulières en élévation et en plan, avec panneaux de contreventement par diagonale, en suivant les dispositions constructives prescrites dans ce document, la valeur retenue pour le coefficient de comportement est de 2.

Dans ces conditions, le coefficient traduisant l'accélération au plateau "coeff\_accel\_plat" est donné dans le tableau 4 du texte.

L'effort tranchant à la base est obtenu en multipliant

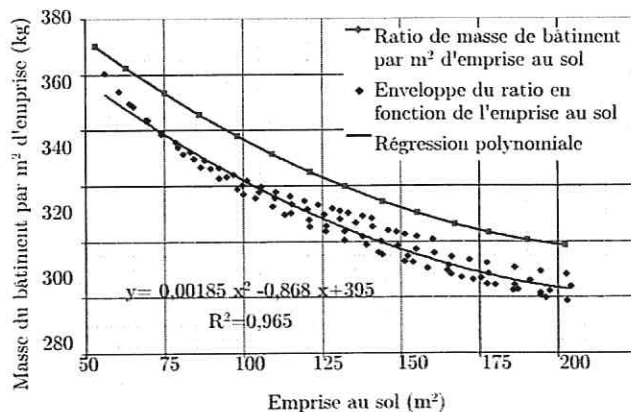


Figure B : évaluation de la masse par m<sup>2</sup> d'emprise au sol pour une construction en R+1 avec une toiture légère

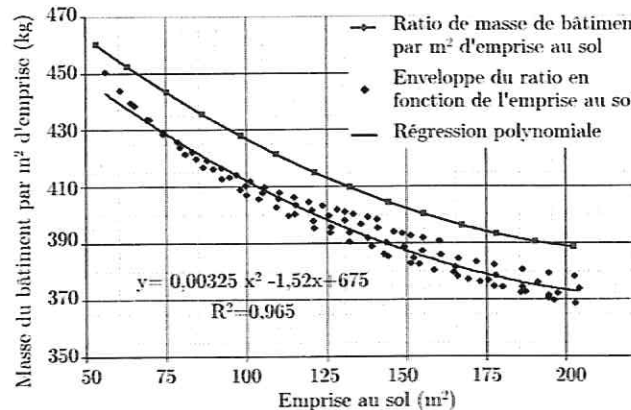


Figure D : évaluation de la masse par m<sup>2</sup> d'emprise au sol pour une construction en R+1 avec une toiture lourde



la surface d'emprise au sol (m<sup>2</sup>) par le coefficient de typologie (T/m<sup>2</sup>) par la valeur 2,5.ag.S/(10.q) (m/s<sup>2</sup>). L'effort ainsi obtenu est en kN.

$$F_{b(kN)} = 2,5.a_g.S/10 \times ("surf"_{(m^2)} \times "coeff\_typo"_{(T/m^2)})$$

$$F_{b(kN)} = "coeff\_accel\_plat" \times "masse\_mm"_{(T)}$$

Attention : les formules ne sont pas adimensionnelles, il est impératif de respecter les unités. Cet effort à la base n'intègre pas le coefficient de torsion à ce stade.

### 3 Calcul des efforts sismiques - efforts par étage

Le calcul des efforts par étage intègre les effets de la torsion par le biais d'un coefficient unique de 1,2. Cette valeur se justifie par les méthodes de calcul de la NF EN 1998-1 et par les exigences de régularité en plan et d'implantation des contreventements définies dans le § 2.3 du document. Ce calcul, pour les hauteurs d'étages retenues, se limite à la multiplication de l'effort tranchant à la base par le coefficient "coeff\_étage" donné dans le tableau 3.

C'est à partir de ces efforts et de la résistance par mètre linéaire de contreventement que la longueur de voile de contreventement par direction pour les voiles travaillants ou le nombre de palées de stabilité triangulées PST est calculée.

Les valeurs de "coeff\_étage" sont déduites des observations faites à partir des différentes valeurs d'effort calculées pour chacune des configurations et rapportées dans le tableau ci-dessous. Pour un nombre d'étages donné, les écarts de répartition d'efforts sismiques d'étage à étage entre les valeurs restent faibles, que ce soit pour un même type de toiture ou pour des toitures semi-lourdes et légères.

Emprise au sol (m <sup>2</sup> )	Bât. RdC	Bât. en R-1	
	Rdc	Rdc	R-1
50	1,2	0,682	0,518
60	1,2	0,681	0,519
70	1,2	0,681	0,519
80	1,2	0,680	0,520
90	1,2	0,680	0,520
100	1,2	0,679	0,521
110	1,2	0,679	0,521
120	1,2	0,678	0,522
130	1,2	0,678	0,522
140	1,2	0,678	0,522
150	1,2	0,677	0,523
160	1,2	0,677	0,523
170	1,2	0,677	0,523
180	1,2	0,677	0,523
190	1,2	0,676	0,524
200	1,2	0,676	0,524
max (arrondi 0,01 sup)	1,20	0,69	0,53
min	1,200	0,676	0,524
% écart max	0%	2%	2%

**Toiture légère - Répartition des efforts sismiques par configuration**

Emprise au sol (m <sup>2</sup> )	Bât. RdC	Bât. en R-1	
	Rdc	Rdc	R+1
50	1,2	0,506	0,694
60	1,2	0,505	0,695
70	1,2	0,505	0,695
80	1,2	0,504	0,696
90	1,2	0,504	0,696
100	1,2	0,501	0,696
110	1,2	0,503	0,697
120	1,2	0,503	0,697
130	1,2	0,503	0,697
140	1,2	0,502	0,698
150	1,2	0,502	0,698
160	1,2	0,502	0,698
170	1,2	0,502	0,698
180	1,2	0,502	0,698
190	1,2	0,502	0,698
200	1,2	0,502	0,698
max (arrondi 0,01 sup)	1,20	0,51	0,70
min	1,200	0,502	0,694
% écart max	0%	2%	1%

**Toiture semi-lourde - Répartition des efforts sismiques par configuration**

### 4. Capacité d'un contreventement élémentaire VT en bois

Les caractéristiques mécaniques des voiles de contreventement, résistance et rigidité, sont calculées suivant les prescriptions de la NF EN 1998-1, de la NF EN 1995-1.1 et de leurs annexes nationales. Ces caractéristiques sont établies sur la base de bois d'ossature de classe minimale C24 et de panneaux à base de bois tels que définis au §3.1.5. Les clous sont de diamètre 3,1 mm et de 65 mm de longueur. Les voiles de contreventement envisagés dans ce document ont une longueur comprise entre 1.20 m et 4.00 m. Ces voiles sont considérés en classe de service 2 et 3.

Sur la base d'une hypothèse de diamètre de clou de 2,8 mm et une classe de service 2, l'influence des attaches sur la rigidité et la résistance d'un voile de contreventement est étudiée. Les caractéristiques mécaniques sont synthétisées sur les figures E, F, G et H. Les calculs ont été conduits en considérant une ductilité moyenne (DCM) avec un coefficient de comportement  $\eta=3$ .

Plusieurs tendances se déduisent de ces figures :

- Pour un espacement de clouage donné, la résistance du voile de contreventement est proportionnelle à sa longueur.
- Pour les longueurs envisagées, la résistance d'un voile de 3 m est la même que celle d'un voile de 2.80 m (différence maximale inférieure à 7%).
- La rigidité des murs évolue également linéairement avec leur longueur, mais le terme fixe des régressions ne valide pas une proportionnalité entre longueur et rigidité. Le calcul à l'état limite de résistance, incluant

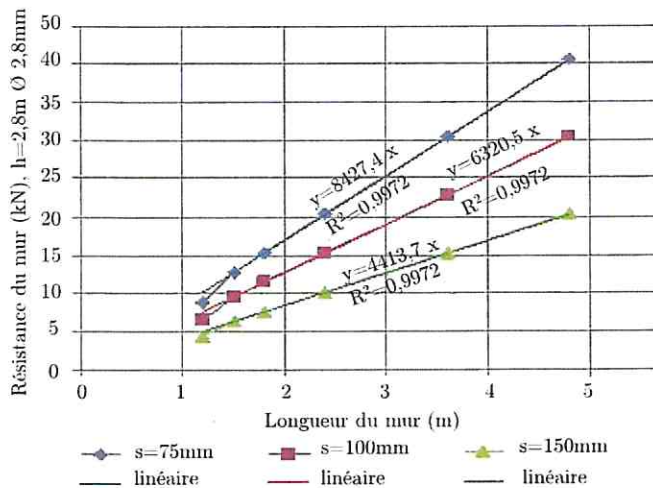


Figure E : résistance d'un voile de contreventement de hauteur 2,8 m en fonction de sa longueur et de l'espacement du clouage des panneaux sur l'ossature

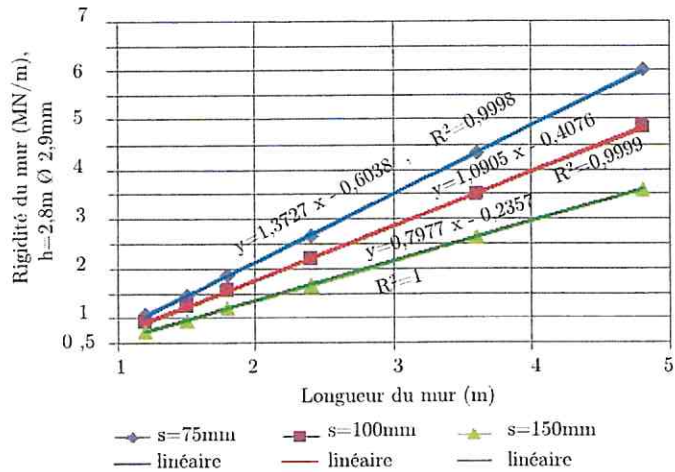


Figure F : rigidité d'un voile de contreventement de hauteur 2,8 m en fonction de sa longueur et de l'espacement du clouage des panneaux sur l'ossature

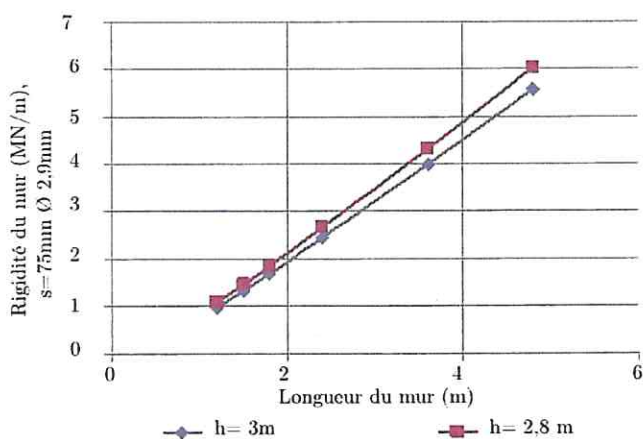


Figure G : rigidité d'un voile de contreventement en fonction de sa hauteur et de sa longueur

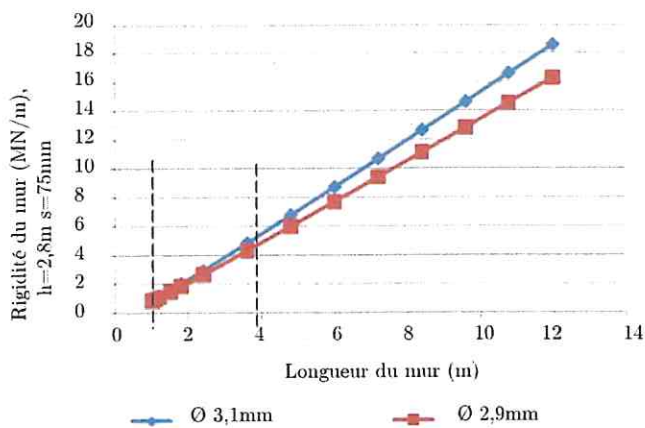


Figure H : influence du diamètre des attaches sur la rigidité du mur

une large incursion dans le domaine plastique, autorise cependant une répartition des efforts de contreventement au prorata des résistances, donc au prorata des longueurs des voiles de contreventement.

- Les rigidités des murs calculées avec des pointes de diamètre 2,8 mm et des pointes de diamètres 3,1mm sont comparables pour les largeurs de murs considérés dans ce document (1,2 m à 4 m). Les tendances constatées sur la rigidité des murs avec des pointes de

2,8 mm peuvent donc être extrapolées aux murs avec des pointes de 3,1 mm.

Pour des voiles de contreventement de hauteur 2,80 m ou 3,00 m, de longueur b comprise entre 1,20 m et 4,0 m, la résistance peut être synthétisée par les relations du tableau ci-dessous en fonction de la distance de clouage en périphérie du voile de contreventement et de largeur b du mur de contreventement en mètre.

Panneau	esp (mm)	f <sub>u</sub> (N/mm <sup>2</sup> )	M <sub>y,Rk</sub>	F <sub>ax,Rk</sub>	β	f <sub>b,1,k</sub> (MPa)	f <sub>b,2,k</sub> (MPa)	mode de rupture	F <sub>v,Rk</sub> (N)	F <sub>(Rd)</sub> (N)	F <sup>ess</sup> <sub>i.v.lot</sub> (N)	F <sub>Rd,ss</sub> (kN) = 1.2 F <sup>ess</sup> <sub>i.v.lot</sub>	
Ossature bois C24 (ρ <sub>k</sub> =350 kg/m <sup>3</sup> ) / h=3 m/b=1,20 m / Classe de service 3													
CP 12mm (ρ <sub>k</sub> =540 kg/m <sup>3</sup> ) Clou 3,1mm / lo=65mm	75	600	3410.46	0	0.48	42,3	20,44	d	688	756,8	969	11.62	9.7 b
	100	600	3410.46	0	0.48	42,3	20,44	d	688	756,8	727	8.72	7.3 b
	150	600	3410.46	0	0.48	42,3	20,44	d	688	756,8	484	5.82	4.8 b
OSB 13mm (ρ <sub>k</sub> =650 kg/m <sup>3</sup> ) Clou 3,1mm / lo=65mm	75	600	3410.46	0	0.54	38,05	20,44	d	679	611,1	782	9.38	7.8 b
	100	600	3410.46	0	0.54	38,05	20,44	d	679	611,1	587	7.04	5.9 b
	150	600	3410.46	0	0.54	38,05	20,44	d	679	611,1	391	4.69	3.9 b
Ossature bois C24 (ρ <sub>k</sub> =350 kg/m <sup>3</sup> ) / h=3 m/b=1,20 m / Classe de service 3													
CP 12mm (ρ <sub>k</sub> =350 kg/m <sup>3</sup> ) Clou 3,1mm / lo=65mm	75	600	3410.46	0	0.48	42,3	20,44	d	688	619,2	793	9.51	7.9 b
	100	600	3410.46	0	0.48	42,3	20,44	d	688	619,2	594	7.13	5.9 b
	150	600	3410.46	0	0.48	42,3	20,44	d	688	619,2	396	4.75	4.0 b

Expression de la résistance en fonction de la distance de clouage et de la largeur de voile

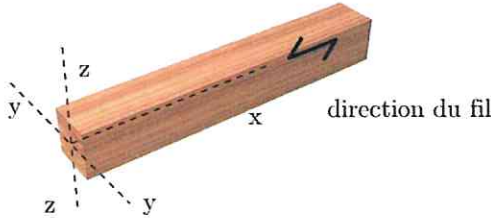
L'expression de  $F_{Rd, sis}$  retenue est :

$$F_{Rd, sis} = k_{panneau} \times k_{classserv} \times 0,59 \times b/s$$

où  $b$  est la largeur de panneau,  $s$  l'espacement du clouage et où  $k_{panneau}$  et  $k_{classserv}$  sont des coefficients donnés dans le tableau 6 du texte.

#### 4. Capacité d'une palée PST en bois

La valeur de compression admissible par une diagonale sollicitée en situation sismique est calculée selon les formules de l'Eurocode 5 article 6.3. La convention adoptée pour les axes d'inertie est la suivante :



La diagonale est mise en place dans le mur avec la plus grande dimension orientée dans le plan du mur pour les palées PSTa, b et c.

On note  $\lambda_y$  et  $\lambda_{rel,y}$  les rapports d'élanement correspondant à une flexion selon l'axe  $y$  (flèche dans la direction  $z$ ) et  $\lambda_z$  et  $\lambda_{rel,z}$  ceux correspondant à une flexion selon l'axe  $z$  (flèche dans la direction  $y$ ).  $E_{0,05}$  est la valeur à 5% du module d'élasticité parallèle au fil.

Lorsqu'à la fois  $\lambda_{rel,z} \leq 0,3$  et  $\lambda_{rel,y} \leq 0,3$ , il n'y a pas de risque de flambement et on vérifie  $\sigma_{c,o,d}/f_{c,o,d} < 1$ . Lorsque soit  $\lambda_{rel,z} > 0,3$  ou  $\lambda_{rel,y} > 0,3$ , il y a risque de flambement et on vérifie que les contraintes, qui sont augmentées du fait des déformations, soient inférieures à la limite.

En bloquant la longueur de flambement, on peut en déduire les valeurs des efforts de compression maximale admissible  $N^{Cp'}_{diag,Rd, sis}$  en situation sismique en tenant compte du flambement. Les valeurs prises en compte pour les caractéristiques du bois sont :

Bois	$f_{c,ok}$ (MPa)	$f_{t,ok}$ (MPa)	$E_{0,05}$ (MPa)
C24	21	14	7400
D35	25	21	8700

Valeurs caractéristiques du bois

Diagonale	section rabotée (cm x cm)		section calcul 12%		longueur flambement (m)	longueur flambement (m)		$\lambda_y$		$\lambda_{rel,y}$		$\lambda_{rel,z}$		$k_y$		$k_z$	
	b	h	b	h		A (m <sup>2</sup> )	l <sub>fy</sub>	l <sub>fz</sub>	$\lambda_y$	$\lambda_z$	C24	D35	C24	D35	C24	D35	C24
2.2 x 19	2,2	19	2,16	18,70	40,47	0,8	0,8	128	14,8	2,2	2,2	0,25	0,25	3,04	3,07	0,53	0,53
3,6 x 15	3,6	14,5	3,54	14,27	50,54	0,8	0,8	78,2	19,4	1,3	1,3	0,33	0,33	1,48	1,49	0,56	0,56
3,6 x 19	3,6	19	3,54	18,70	66,23	0,8	0,8	78,2	14,8	1,3	1,3	0,25	0,25	1,48	1,49	0,53	0,53
4,6 x 15	4,5	14,5	4,43	14,27	63,18	0,8	0,8	62,6	19,4	1,1	1,1	0,33	0,33	1,14	1,15	0,56	0,56
8 x 8	6,8	6,8	6,69	6,69	44,77	1,1	3,4	56,9	176,0	1,0	1,0	2,98	3,00	1,03	1,04	5,22	5,28
8 x 10	6,8	9	6,69	8,86	59,26	1,05	3,4	54,4	133,0	0,9	0,9	2,26	2,27	0,99	0,99	3,24	3,27
10 x 10	9	9	8,86	8,86	78,43	1,05	3,4	41,1	133,0	0,7	0,7	2,26	2,27	0,78	0,79	3,24	3,27
8 x 12	6,8	11	6,69	10,82	72,43	1,05	3,4	54,4	108,8	0,9	0,9	1,85	1,86	0,99	0,99	2,36	2,38
12 x 12	11	11	10,82	10,82	117,16	1,05	3,4	33,6	108,8	0,6	0,6	1,85	1,86	0,69	0,69	2,36	2,38
8 x 15	6,8	14	6,69	13,78	92,18	1,05	3,4	54,4	85,5	0,9	0,9	1,45	1,46	0,99	0,99	1,67	1,68
15 x 15	14	14	13,78	13,78	189,78	1,05	3,4	26,4	85,5	0,4	0,5	1,45	1,46	0,61	0,62	1,67	1,68

Caractéristiques géométriques des diagonales

Diagonale	key		kez		$N^{Cp'}_{diag,Rd, sis}$ (kN) = $k_c A F_{cok} k_{mod}/\gamma_m$			
	C24	D35	C24	D35	classe service 3		classe service 2	
2.2 x 19	0.19	0.19	1.00	1.00	15	17	18	21
3,6 x 15	0.47	0.46	0.99	0.99	45	52	54	64
3,6 x 19	0.47	0.46	1.00	1.00	58	69	71	84
4,6 x 15	0.64	0.64	0.99	0.99	77	91	94	111
8 x 8	0.71	0.71	0.11	0.10	9	10	11	13
8 x 10	0.75	0.74	0.18	0.18	20	24	25	29
10 x 10	0.88	0.88	0.18	0.18	27	31	33	39
8 x 12	0.75	0.74	0.26	0.26	36	42	44	52
12 x 12	0.93	0.93	0.26	0.26	58	68	71	84
8 x 15	0.75	0.74	0.40	0.40	70	83	86	102
15 x 15	0.96	0.96	0.40	0.40	144	170	176	210

Effort de compression admissible en situation sismique, palée PSTa, b et c (diagonale toute hauteur)

Pour les montants, les capacités résistantes en traction et compression sont calculées pour plusieurs sections disponibles dans le commerce.

Diagonale	section rabotée (cm × cm)		section calcul 12%		A (m <sup>2</sup> )	longueur flambement (m)		λ <sub>rel,y</sub>		λ <sub>rel,z</sub>		k <sub>y</sub>		k <sub>z</sub>			
	b	h	b	h		l <sub>fy</sub>	l <sub>fz</sub>	λ <sub>y</sub>	λ <sub>z</sub>	C24	D35	C24	D35	C24	D35	C24	D35
10 × 10	9	9	8,86	8,86	78,43	3	3	117,35	117,35	1,99	2,00	1,99	2,00	2,65	2,67	2,65	2,67
8 × 12	6,8	11	6,69	10,82	72,43	3	3	155,31	96,01	2,63	2,65	1,63	1,64	4,20	4,25	1,96	1,98
12 × 12	11	11	10,82	10,82	117,16	3	3	96,01	96,01	1,63	1,64	1,63	1,64	1,96	1,98	1,96	1,98
8 × 15	6,8	14	6,69	13,78	92,18	3	3	155,31	75,44	2,63	2,65	1,28	1,28	4,20	4,25	1,42	1,43
15 × 15	14	14	13,78	13,78	189,78	3	3	75,44	75,44	1,28	1,29	1,29	1,29	1,42	1,43	1,42	1,43

Caractéristiques géométriques des montants

Diagonale	N <sup>Cp*</sup> adm (kN) = $k_c A F_{cok} k_{mod}/\gamma_m$				N <sup>tr*</sup> adm (kN) = $k_h A F_{tok} k_{mod}/\gamma_m$			
	classe service 3		classe service 2		classe service 3		classe service 2	
	C24	D35	C24	D35	C24	D35	C24	D35
10 × 10	34	40	41	48	109	164	134	201
8 × 12	15	22	22	26	97	146	119	178
12 × 12	73	86	89	105	157	236	192	288
8 × 15	23	27	28	34	118	177	144	216
15 × 15	177	209	217	255	242	364	296	444

Effort de compression et de traction admissible en situation sismique d'un montant

## 5. Ancrage des voiles de contreventement

### Ancrage vis-à-vis du cisaillement

Pour les voiles travaillants VT, l'exigence de 13 kN par mètre linéaire de voile est issue du maximum de résistance d'un voile de contreventement unitaire (enveloppe des cas de classes de service et de type de panneau) et d'un coefficient de surdimensionnement associé à un dimensionnement en capacité de 1,3.

### Ancrage vis-à-vis du renversement

A l'effort de traction engendré par les forces horizontales en tête de voile, il convient de prendre en compte l'effet favorable du poids propre des murs et planchers :

- les panneaux reprennent leur propre poids et celui des murs de l'éventuel niveau supérieur.
- les masses de toiture et de plancher sont considérées appliquées sur une largeur de reprise de 60 cm si les murs sont parallèles aux porteurs de plancher et toiture (toiture légère),
- les masses de toiture et de plancher sont considérées appliquées sur une largeur de reprise de 2,00 m si les murs sont perpendiculaires aux porteurs de plancher et toiture (toiture légère).

Le tableau 13 (résistance d'ancrage exigée) est construit sur ces hypothèses et sur un coefficient de surdimensionnement de 1,3 (dimensionnement en capacité).

### Voiles travaillants

L'effort repris par l'ancrage du montant d'extrémité de voile de contreventement fait intervenir le rapport entre hauteur et longueur de voile. La résistance du voile de contreventement étant proportionnelle à sa longueur, pour une constitution donnée, l'effort de traction sera le même quelle que soit sa longueur comprise entre 1,20 m et 4 m. Ce raisonnement conduit pour un niveau unique peut être étendu à celui d'une structure à deux niveaux. Pour cette configuration, le rapport de résistance des voiles pris en compte correspond à celui des valeurs données dans le tableau 3 (coefficient "coeff\_étage").

### Palées de stabilité triangulées PST

L'effort repris par l'ancrage du montant d'extrémité de la palée de contreventement PST est déduit des formules données.

# Annexe D - Justification des paramètres retenus pour les constructions à ossature métallique

## 1 Actions

Coefficient de combinaison pour les actions variables (EN 1998-1 §4.2.4) :

Pour les planchers :  $\psi_{EP} = \varphi \psi_2 = 0,24$

avec  $\varphi = 0,8$  (étages à occupation corrélées, tableau 4.2 de l'EN 1998-1)

$\psi_2 = 0,3$  (pour les bâtiments à usage d'habitation, tableau A1.1 de l'EN1990)

Pour les toitures :  $\psi_{EP} = \varphi \psi_2 = 0$

avec  $\varphi = 1$  (toiture, tableau 4.2 de l'EN 1998-1)

$\psi_2 = 0$  (tableau A1.1 de l'EN1990)

Prise en compte des effets de torsion : une majoration de 20% est adoptée pour prendre en compte forfaitairement les effets de la torsion.

Accélération spectrale : de manière conservatrice, pour toutes les configurations envisagées, une accélération spectrale dans le palier du spectre est considérée (équation (3.14) de l'EN1998-1).

## 2 Forces à chaque niveau

*Bâtiment à un niveau (toiture) :*

Une formulation simplifiée issue de la méthode par forces latérales (EN 1998-1, §4.3.3.2.2) est adoptée en considérant de façon conservatrice que  $\lambda=1$ . L'accélération spectrale est prise égale à la valeur au plateau du spectre. Le coefficient de comportement est pris égale à  $q=1,5$  (classe de ductilité DCL) donc :

$$K = 1,20 \frac{2,5 a_g S}{qg} = \frac{3 a_g S}{qg}$$

*Bâtiment à deux niveaux (un plancher et une toiture) :*

La formulation simplifiée reprend les hypothèses précédentes. La répartition de la force par niveau est effectuée d'après la formule (4.11) de l'EN 1998-1.

La hauteur entre niveaux est constante et égale à  $h$ . Soit  $m_p$  la masse de plancher par unité de surface et  $A_p$  son aire. Soit  $m_t$  la masse de toiture par unité de surface et  $A_t$  son aire :

$$m_p = (G_p + \psi_{EP} Q_p) / g \quad \text{et} \quad m_t = G_t / g$$

On pose  $M_p = m_p A_p$  et  $M_t = m_t A_t$

Soit le ratio  $\mu = A_p m_p / A_t m_t = M_p / M_t$

L'effort tranchant à la base de la structure vaut :

$$F_b = 1,20 S_d(T) (m_p A_p + m_t A_t) = 1,20 S_d(T) m_p A_p (1 + 1/\mu)$$

avec  $S_d(T) = 2,5 a_g S / q$

$$\text{Plancher :} \quad F_1 = F_b \frac{M_p h}{M_p h + M_t 2h} = F_b \frac{\mu}{\mu + 2}$$

$$\text{Toiture :} \quad F_2 = F_b \frac{M_t 2h}{M_p h + M_t 2h} = F_b \frac{2}{\mu + 2}$$

$$\text{donc } F_1 = K m_p A_p g \quad \text{avec} \quad K = \frac{3 a_g S}{qg} \times \frac{\mu + 1}{\mu + 2}$$

$$F_2 = 2 K m_p A_p g$$

*Bâtiment à trois niveaux (deux planchers et une toiture) :*

Les hypothèses sont les mêmes que pour les bâtiments à deux niveaux. On admet en outre que les masses associées à chacun des planchers sont identiques. L'effort tranchant à la base de la structure vaut :

$$F_b = 1,20 S_d(T) (2 m_p A_p + m_t A_t)$$

$$F_b = 1,20 S_d(T) m_p A_p (2 + 1/\mu)$$

avec  $S_d(T) = 2,5 a_g S / q$

$$\text{Plancher 1 :} \quad F_1 = F_b \frac{M_p h}{M_p h + M_p 2h + M_t 3h} = F_b \frac{\mu}{3(\mu + 1)}$$

$$\text{Plancher 2 :} \quad F_2 = F_b \frac{M_p 2h}{3h(M_p + M_t)} = F_b \frac{2\mu}{3(\mu + 1)}$$

$$\text{Toiture :} \quad F_3 = F_b \frac{M_t 3h}{3h(M_p + M_t)} = F_b \frac{1}{\mu + 1}$$

$$\text{donc } F_1 = K m_p A_p g \quad \text{avec} \quad K = \frac{3 a_g S}{qg} \times \frac{2\mu + 1}{3(\mu + 1)}$$

$$F_2 = 2 F_1 = 2 K m_p A_p g$$

$$F_3 = 3 K m_t A_t g$$

Les tableaux 17 et 18 du §2.9.1 ont été établis pour  $\mu = 2,5, 5, 7,5$  et 10.

# Annexe E - Ancrage d'une toiture sur des murs en maçonnerie ou en béton armé

## 1 Hypothèses sur les masses

Les masses prises en compte sont celles définies dans l'annexe B pour les maçonneries et celles définies en début d'annexe C pour les charpentes en bois.

## 2 Hypothèse de ductilité de la structure porteuse

Dans ce cas, les valeurs de  $2,5 a_g S/q$  sont basés sur un coefficient de comportement de structure  $q$  de 2,5.

