



**MINISTÈRE
DE LA TRANSITION
ÉCOLOGIQUE**

*Liberté
Égalité
Fraternité*

Guide de construction parasismique des maisons individuelles
et son erratum (*page 73*)

DHUP

CPMI EC8

Zones 3-4

Edition août 2021

(la numérotation du présent document commence à la page 5)

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 charge	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 en plan et en élévation	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	25
2.10 Interface entre structure légère et sous-sol maçonné ou en béton armé	29
3. DISPOSITIONS CONCERNANT L'EXÉCUTION.....	31
3.1 Choix des matériaux	31
3.2 Exécution des fondations	33
3.3 Exécution des murs en maçonnerie chaînée	33
3.4 Exécution des murs en béton banché	37
3.5 Exécution des ossatures bois	39
3.6 Planchers	39
3.7 Charpentes de toiture	45
3.8 Eléments secondaires en béton et en maçonnerie	51
3.9 Eléments non structuraux	53
Annexe A - Tableaux de dimensionnement maçonnerie chaînée et béton armé	55
Annexe B - Hypothèses maçonnerie chaînée et béton armé	64
Annexe C - Hypothèses ossatures en bois	66
Annexe D - Hypothèses ossatures métalliques	70
Annexe E - Hypothèses ancrage de toiture	71

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

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.

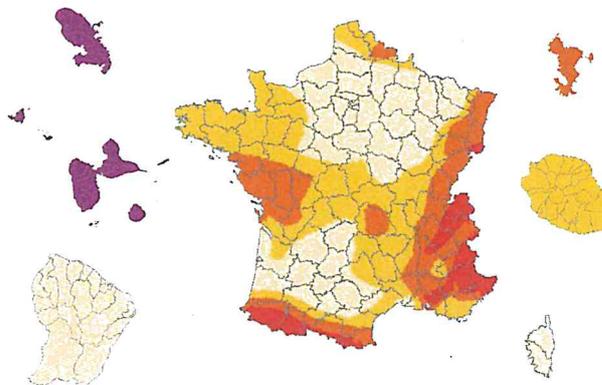
NOTE 1 - La norme NF EN 1998-1:2005 dite Eurocode 8 s'applique au dimensionnement et à la construction de bâtiments et d'ouvrages de génie civil en zone sismique. Son but est d'assurer qu'en cas de séisme les vies humaines soient protégées et les dommages limités. L'Eurocode 8 propose dans sa partie 9.7 une méthode de dimensionnement forfaitaire pour des bâtiments simples en maçonnerie. Pour ces bâtiments il existe donc deux méthodes simplifiées de dimensionnement : la partie 9 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, la zone 5 de plus forte sismicité étant réservée aux Antilles. Le présent texte est applicable en zones 3 et 4. Un texte spécifique vise la zone 5.

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.



Zones de sismicité	a_{gr} (m/s ²)
1 (très faible)	-
2 (faible)	0,7
3 (modéré)	1,1
4 (moyen)	1,6
5 (fort)	3,0

NOTE 4 - Les bâtiments concernés par le présent texte sont de catégorie II avec un coefficient d'importance associé de $\gamma_I = 1$ soit une accélération de calcul a_g égale à l'accélération de référence a_{gr} . Le texte n'est pas applicable à des ouvrages qui respecteraient les conditions de forme, charges etc. mais dont la catégorie d'importance imposerait de prendre une valeur de γ_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 charge*

NOTE 5 - Bien que la charge d'exploitation des garages pour véhicules légers soit supérieure à 1,5 kN/m², 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 du présent document. En effet, 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 et sortiraient du domaine d'emploi de ce document. Cette clause ne s'applique pas dans le cas où le changement de destination ne concerne que le dallage ou le plancher sur vide-sanitaire de moins de 1,20 m de hauteur.

1.4 *Conception des contreventements*

Pas de commentaires.

Chapitre 1 - Domaine d'application

1.1 Objet

Le présent document fixe les dispositions qui permettent de satisfaire aux prescriptions de la norme NF EN 1998-1 : 2005 et de son annexe nationale 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 m².

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 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 les zones de sismicité 3 et 4 et satisfaisant aux conditions d'application du guide (NOTE 3 et NOTE 4).

1.3 Conditions de charge

Charges d'exploitation

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

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

La charge d'exploitation des balcons n'est pas à prendre en compte dans cette vérification. 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). 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) ne doivent pas dépasser 6,25 kN/m² pour des structures en maçonnerie chaînée ou en béton armé. Pour les structures en bois, les charges permanentes (y compris poids propre du plancher) ne doivent pas dépasser 1,5 kN/m².

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 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 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 concernées par le présent document (NOTE 7).

- 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 en 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 1,5 kN/m².

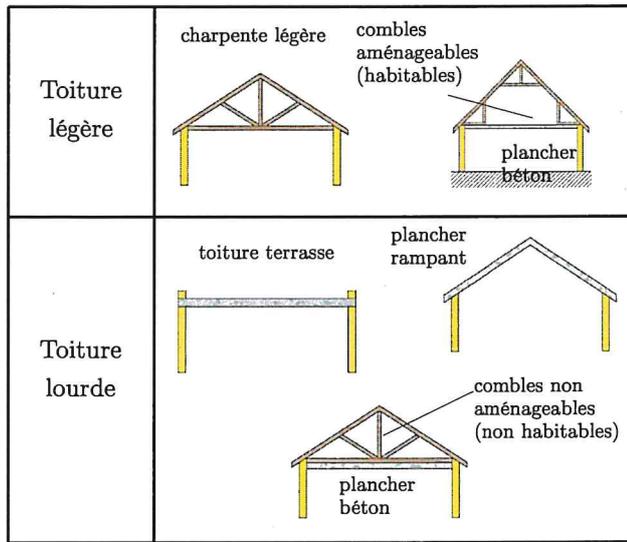
Pour les constructions à ossature bois, les dispositions du guide ne s'appliquent que pour :

- les constructions à toiture semi-lourde implantées à une altitude inférieure à 1000 m.a.n.m : les toitures semi-lourdes sont celles pour lesquelles la masse des composants de la charpente et de la toiture est comprise entre 130 kg/m² et 175 kg/m².
- des constructions à toiture légère implantées à une altitude inférieure à 2000 m.a.n.m : les toitures légères sont celles pour lesquelles la masse des composants de la charpente et de la toiture est inférieure à 130 kg/m². (m.a.n.m : mètre au dessus du niveau de la mer)

Notes sur le chapitre 1 - Domaine d'application

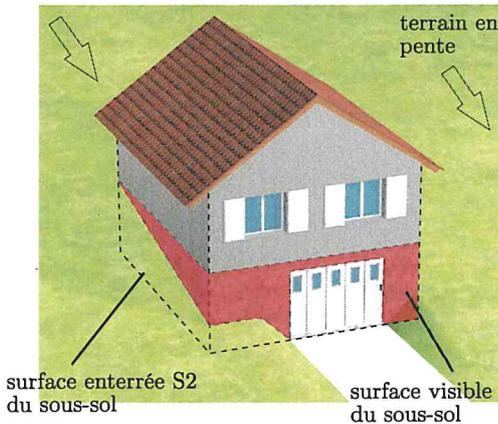
1.5 Conditions sur la toiture

NOTE 7 - Types de toiture pour les bâtiments en maçonnerie chaînée, en béton ou en acier



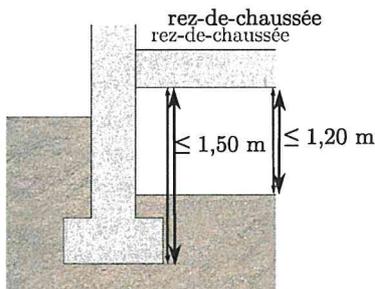
1.6 Conditions sur le nombre de niveaux

NOTE 8 - Schématisation de la surface verticale 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 9 - Vide sanitaire non compté comme niveau



1.7 Conditions sur la hauteur des niveaux

Pas de commentaires.

1.8 Conditions sur les planchers

NOTE 10 - Configuration des planchers

Léaende

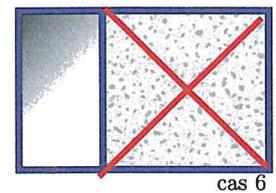
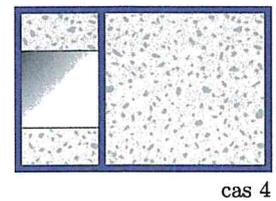
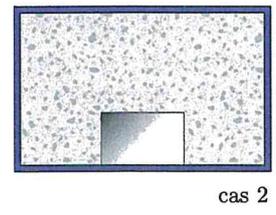
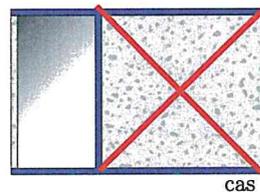
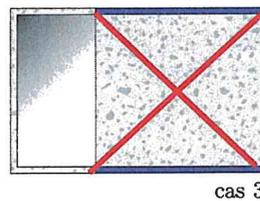
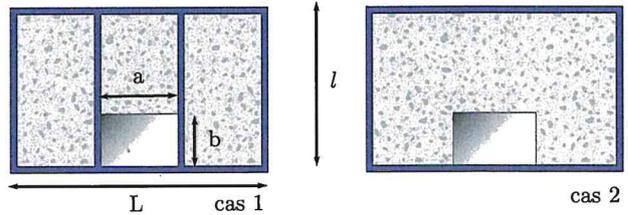
- Mur primaire de contreventement
- Mur secondaire
- Plancher assurant la fonction diaphragme
- Trémie

L : longueur du bâtiment

l : largeur du bâtiment

a : dimension de la trémie parallèle à L

b : dimension de la trémie parallèle à l



Conditions sur les dimensions de trémie :
 $a \leq \min(0,5 L ; 4 \text{ m})$ et $b \leq \min(0,5 l ; 4 \text{ m})$

Cas 1 - Les parties gauche et droite 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 du plancher par l'intermédiaire de celle du milieu. Cette solution est valide.

Cas 2 - Il s'agit d'un seul plancher reliant tous les murs primaires. La trémie respectant les conditions de dimension, cette solution est valide.

Cas 3 - Le plancher partiel ne relie pas de mur primaire sur la gauche. Lors d'un séisme d'axe transversal, cette disposition entraîne un mouvement de torsion important. Cette solution est donc rejetée.

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.

		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						
	Toiture lourde ou semi-lourde						
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

Les constructions à toiture légère implantées à une altitude supérieure à 2000 m sont considérées, pour les justifications, comme des constructions à toiture semi-lourde.

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 verticale visible des murs périphériques du sous-sol visible depuis l'extérieur dépasse 50% de la surface totale des murs périphériques du sous-sol (NOTE 8). 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 (NOTE 9). Lorsque la valeur de 1,20 m est dépassée, il convient de se référer à la clause sur les sous-sols.

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 (respectivement, la largeur) de la trémie d'escalier doit être inférieure ou égale à la moitié de la longueur (respectivement, la largeur) du bâtiment sans être, dans tous les cas, supérieure à 4 m (NOTE 10).

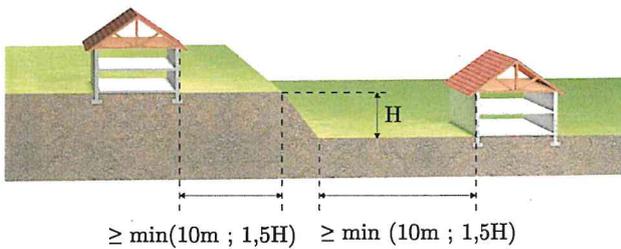
Notes sur le chapitre 1 - Domaine d'application

Cas 5 - Le plancher partiel ne relie pas tous les murs primaires, laissant libre les deux pans sur la partie gauche. Lors d'un séisme d'axe transversal, ces bords libres risquent d'avoir un mouvement indépendant du reste du bâtiment, entraînant des dommages. Cette solution est rejetée.

Cas 6 - Contrairement au cas 4, les règles de dimensions ne sont pas respectées ($b=1$). Le mur primaire de gauche n'est pas relié au plancher et ne participe pas à son contreventement. Cette solution est rejetée.

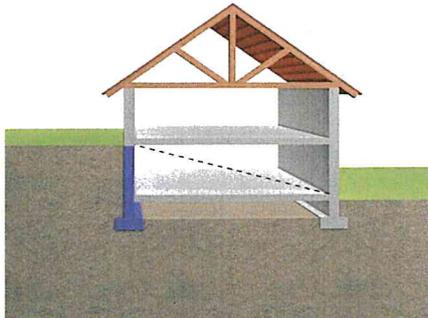
1.9 Conditions de site

NOTE 11 - Implantation par rapport à un talus dont la stabilité n'a pas été vérifiée

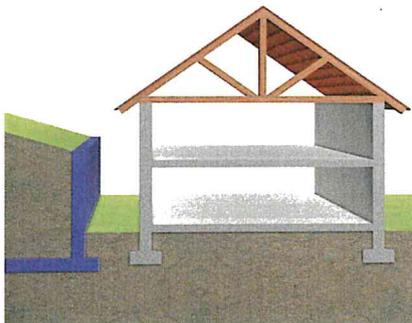


1.10 Autres conditions

NOTE 12 - Murs de soutènement



Mur intégré à la structure



Murs à calculer selon les règles générales

NOTE 13 - 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 modification éventuelle de la construction. Dans le cas de bâtiment en maçonnerie ou en béton armé, 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 14 - Les modifications sont notamment les suivantes :

- surélévation partielle ou totale de la construction,
- modification ou démolition d'éléments sismiques primaires,
- 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 constructions ne doivent pas être implantées sur des terrains présentant un risque de liquéfaction, d'instabilité ou de rupture de terrain. Sont également exclus les terrains présentant des caractéristiques mécaniques médiocres. 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 sa stabilité par un bureau d'études 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 puits de fondation, 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 puits circulaire) et "h" sa hauteur.

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 11):

- 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 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 12).

La construction doit faire l'objet de plans d'exécution qui sont 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 13).

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 dans le cadre de la réglementation nationale (NOTE 14).

Notes sur le chapitre 2 - Conception

2.1 Prise en compte du sol

NOTE 15 - Catégories de sol simplifiées

La détermination des catégories de sol simplifiées 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 et 2 correspondent respectivement à ceux de la classe A et E.

Catégorie de sol simplifiée	Description du profil stratigraphique	Paramètres mécaniques		
		c_u (kPa)	q_c (MPa)	p_1 (MPa)
1	Rocher	-	35	>5
2	Sables lâches à denses, argiles raides à moyennement raides, limons	> 50	> 4 (sable) > 1 (argile)	> 0,3 (sable) > 0,25 (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 16 - Description des classes de sol Eurocode 8

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_1 (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_1 : 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-dessous sont admises 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 2 : sols non rocheux tels que sables denses ou sables lâches hors nappe, argiles raides ou argiles molles hors nappe (NOTE 15).

2.1.2 Classes de sol Eurocode 8

Lorsqu'une optimisation du dimensionnement est recherchée, la classe de sol (A, B, C, D ou E telle que définie dans 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 16).

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 : c'est la fonction "diaphragme".

-Un nombre suffisant de panneaux de contreventement, disposés de manière à garantir la régularité du bâtiment, permettent 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 liées entre elles.

En situation non sismique, la construction est soumise à des actions horizontales souvent modérées sauf si le vent peut atteindre des vitesses très élevées (zones exposées, tempêtes). Par conséquent, la conception parasismique induit souvent des dispositions complémentaires à celles que l'on doit respecter en situation non sismique et le renforcement des dispositions constructives participant à l'équilibre de la construction sous action horizontale.

2.2.2 Eléments primaires et éléments secondaires

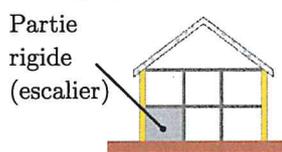
Certains éléments verticaux porteurs font partie du système de contreventement et sont alors appelés éléments primaires (murs primaires). Leur rôle est de transférer les efforts sismiques vers les fondations. Les éléments porteurs ne faisant pas partie du contreventement sont appelés éléments secondaires. Le choix entre éléments primaires et éléments secondaires relève du concepteur, sous réserve des critères géométriques explicités au §2.3.

Il peut par ailleurs exister des murs non porteurs/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.

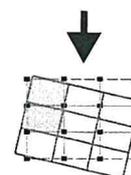
2.2.3 Points de vulnérabilité à proscrire

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

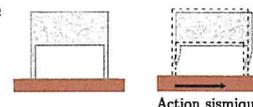
- partie rigide excentrée,



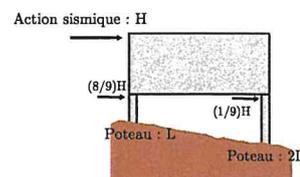
Action du séisme



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



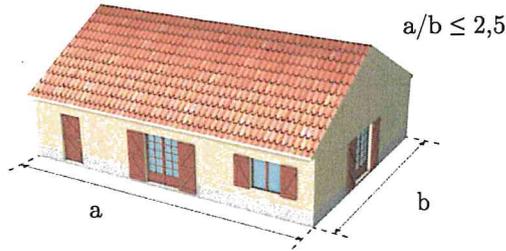
- semelles non reliées par des longrines ou un dallage,
- poteaux courts : poteaux de faible hauteur ou bridés par d'autres éléments.



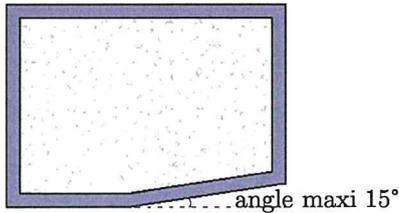
Notes sur le chapitre 2 - Conception

2.3 Configuration de la construction

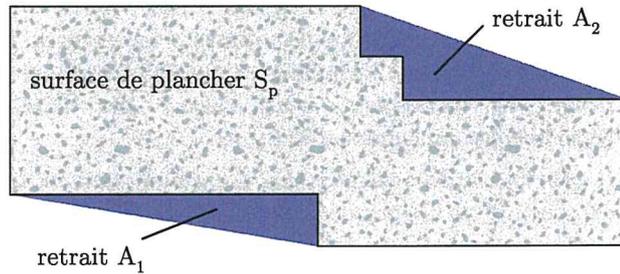
NOTE 17 - Critère d'élanement en plan



NOTE 18 - Partie biaise en plan



NOTE 19 - Compacité de la forme en plan

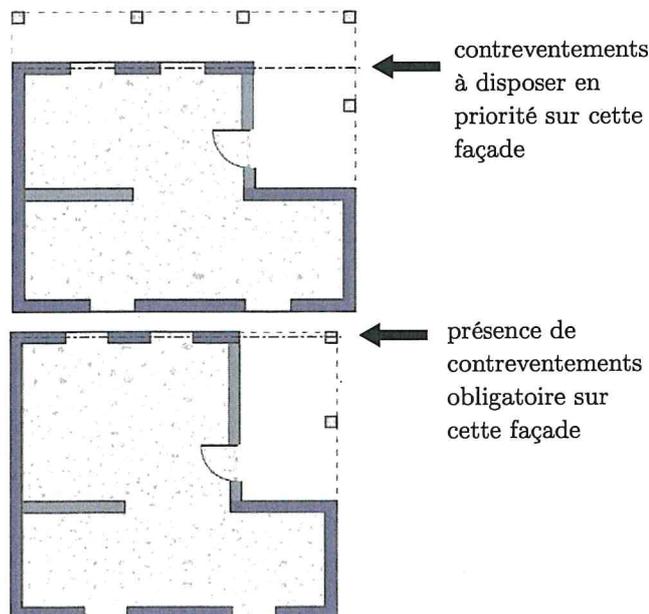


Critères :

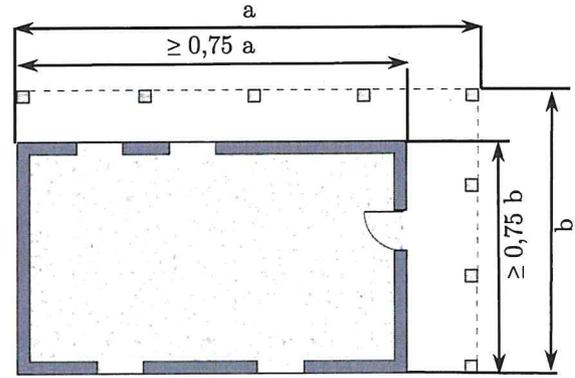
- pas plus de 6 retraits
- $A_1 \leq 0,1 S_p$, $A_2 \leq 0,1 S_p$
- $A_1 + A_2 \leq 0,3 S_p$

Surface de plancher (S_p)
Surface reportant les charges gravitaires sur les porteurs verticaux.

NOTE 20 - Panneaux en périphérie

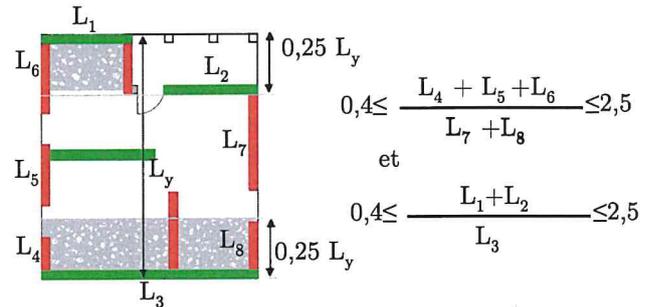


NOTE 21 - Espacement des panneaux de contreventement extrêmes

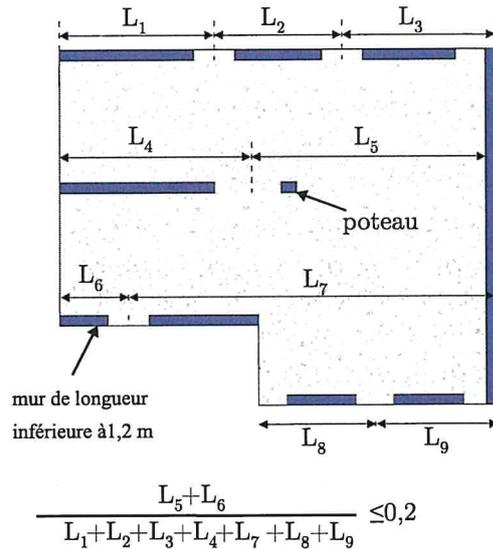


Les traits en pointillés indiquent les limites du diaphragme horizontal ramenant les charges sur les contreventements.

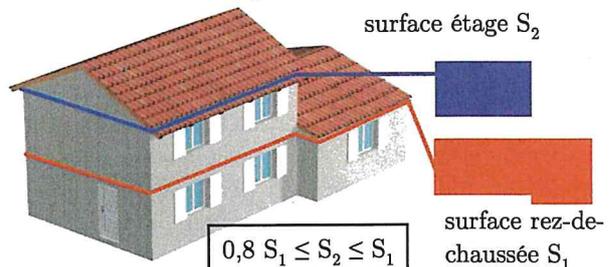
NOTE 22 - Limitation de l'effet de torsion



NOTE 23 - Condition sur les éléments secondaires



NOTE 24 - Ecart entre planchers



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 - Élancement

La forme de la construction entre joints parasismiques doit être simple et compacte. L'élancement en plan est limité à 2,5 (NOTE 17). Les bâtiments comportant une partie biaisée en plan sont admis à condition que l'angle n'excède pas 15° (NOTE 18).

Critère 2 - Compacité

Les retraits par rapport au polygone convexe circonscrit au plancher ou à la charpente faisant office de diaphragme doivent respecter les conditions suivantes, à chaque niveau (NOTE 19):

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

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

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

Il est recommandé de concevoir des bâtiments approximativement symétriques en plan 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 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 20).

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 21).

Critère 5 - Limitation de l'effet de torsion

Dans les deux directions, le rapport entre la longueur cumulée des contreventements 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 22).

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.

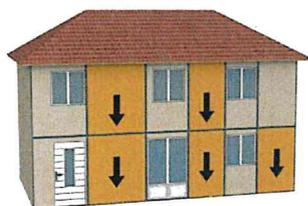
A défaut d'effectuer une descente de charges, la condition peut être considérée comme satisfaite en procédant comme suit: la somme des largeurs de planchers reprises par les éléments secondaires ne doit pas excéder plus de 20 % de la somme des largeurs reprises par les murs primaires de contreventement, dans chacune des deux directions (NOTE 23).

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).

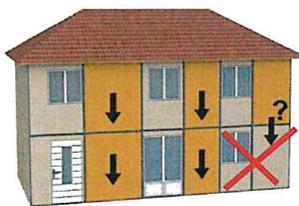
2.3.2 Configuration en élévation

L'écart entre les surfaces des planchers du bâtiment ne doit pas excéder 20% (NOTE 24). Au-delà de cette

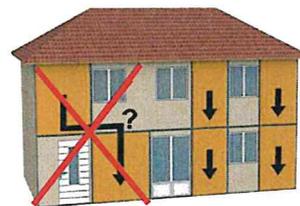
NOTE 25 - Continuité verticale des panneaux de contreventement



Continuité des panneaux de contreventement



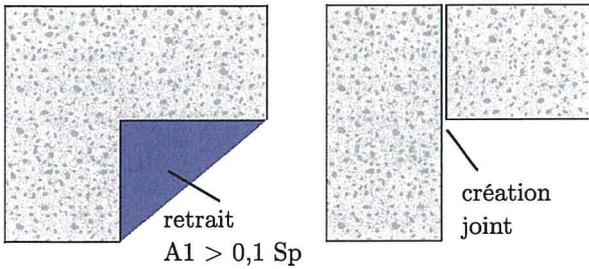
Mur de contreventement d'étage non fondé : non admis



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

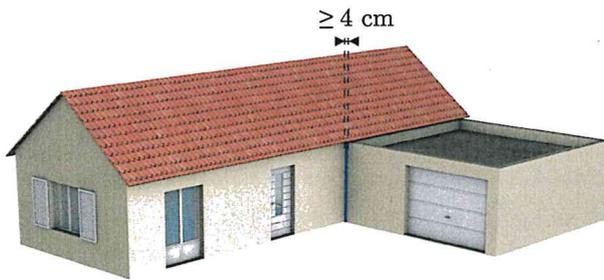
Notes sur le chapitre 2 - Conception

NOTE 26 - Espacement entre bâtiments



Construction hors champ d'application du texte

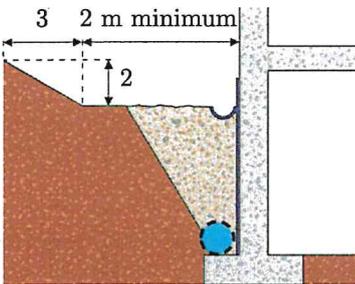
Construction couverte par le texte



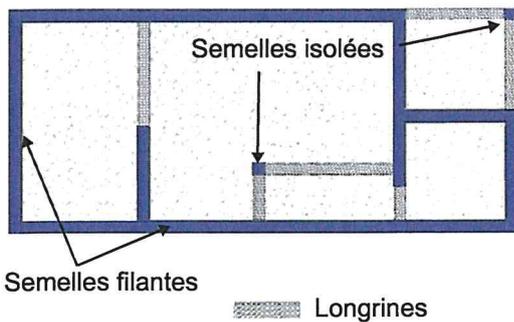
Exemple de conception d'un joint entre deux blocs pour satisfaire le critère 2 : pas de retrait supérieur à 10% de la surface de plancher

2.4 Fondations, murs de soutènement et murs en retour

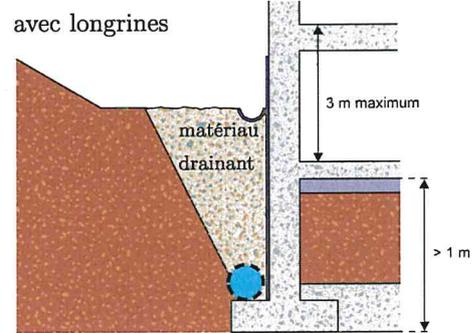
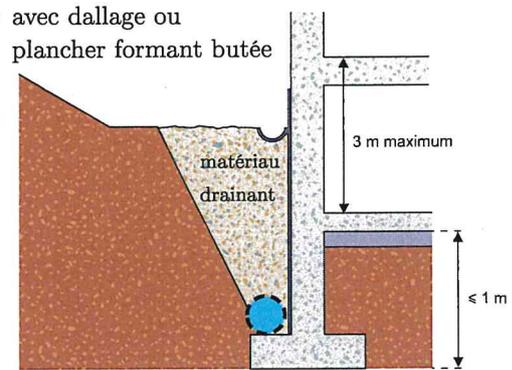
NOTE 27 - Exemple de banquette à l'arrière d'un mur de soubassement



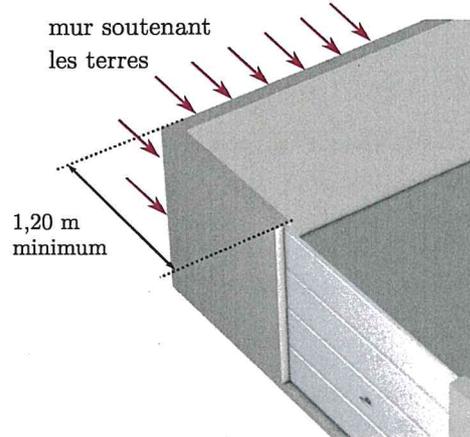
NOTE 27 bis - Fondation, réseau bidirectionnel de longrines



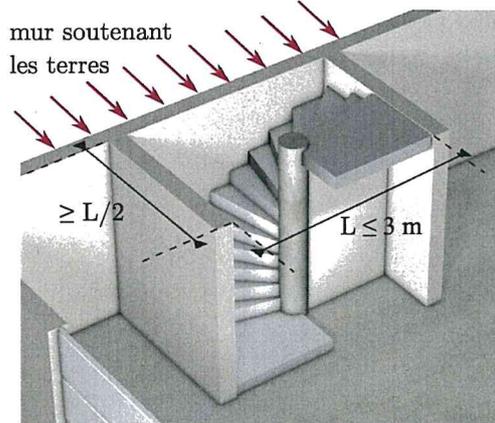
NOTE 28 - Dispositions de soubassement



NOTE 29 - Contreventement des murs de soubassement



NOTE 30 - Contreventement d'un mur de soubassement en cas de trémie



limite, un joint parasismique doit être prévu au niveau des décrochements.

Chaque élément de contreventement doit être continu de son sommet jusqu'à sa fondation (NOTE 25). 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'au fondations des éléments verticaux d'extrémité des panneaux,
- de disposer d'au moins un autre panneau de contreventement continu de son sommet jusqu'à sa fondation.

2.3.3 Espacement entre les bâtiments

Les règles du présent document s'appliquent avec les surfaces au sol S_p de référence 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.

Lorsqu'un joint est prévu entre deux blocs, sa largeur doit être suffisante pour garantir l'indépendance des deux constructions. Cette condition est supposée satisfaite pour un joint de 4 cm de largeur minimum (NOTE 26). Les fondations des deux blocs peuvent être communes sous réserve qu'elles soient du même type.

2.3.4 Cas particuliers

Le critère 6 du paragraphe 2.3.1 ne s'applique ni aux bâtiments contreventés par des murs à ossature bois 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 solidarisées entre elles par un réseau bidirectionnel de

longrines, un dallage ou un sous-sol rigide ou un plancher formant diaphragme.(NOTE 27 bis)

La sous-face des éléments reliant les fondations ne doivent pas être éloignées de plus de 1m 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 27).

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 un dallage ou plancher formant butée, la sous-face de celui-ci n'étant pas éloignés de plus de 1 m de la sous-face des fondations du mur,
- soit par des longrines disposées avec un écartement maximal de 6 m (prescriptions au §3.2), situées au niveau de la semelle du mur (NOTE 28).

2.4.3 Murs en retour

Tous les murs soutenant les terres doivent comporter à leurs extrémités des murs en retour de longueur 1,2 m minimum. Les murs de contreventement du sous-sol peuvent servir de murs en retour (NOTE 29).

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 30).

2.5 Détails de conception

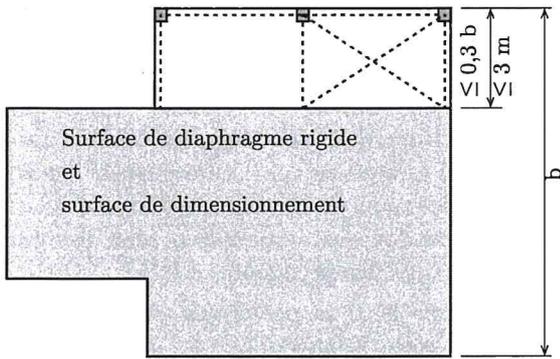
2.5.1 Toiture

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.

Notes sur le chapitre 2 - Conception

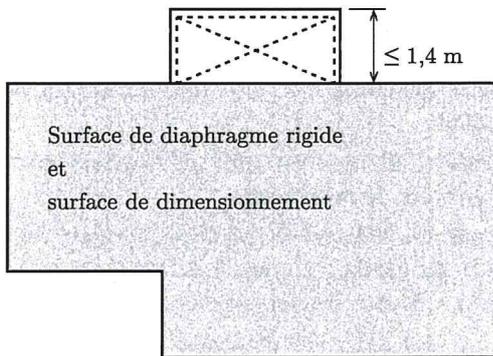
2.5 Détails de conception

NOTE 31 - 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 32 - Structure légère rapportée en console



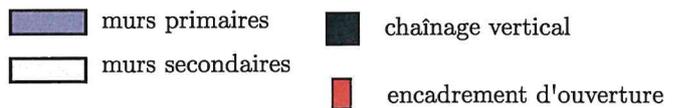
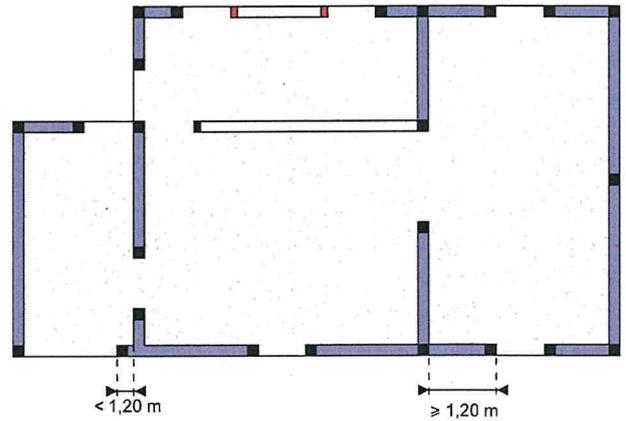
Il n'y a qu'un seul retrait à considérer pour la vérification du critère 2 "compacité" du §2.3.1.

NOTE 33 - 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.

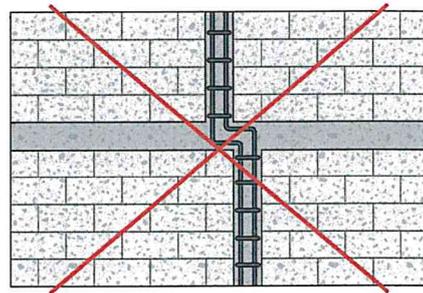
2.6 Dimensionnement des murs de contreventement en maçonnerie

NOTE 34 - 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'équarrissage disponible pour réaliser les chaînages est essentiel pour faciliter l'exécution.

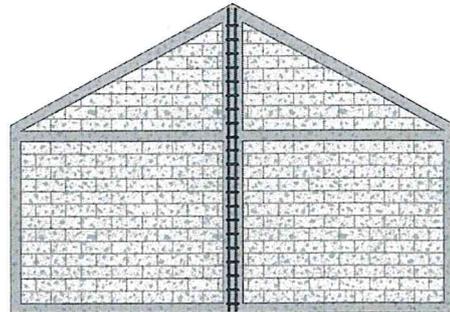
NOTE 35 - Position des chaînages verticaux



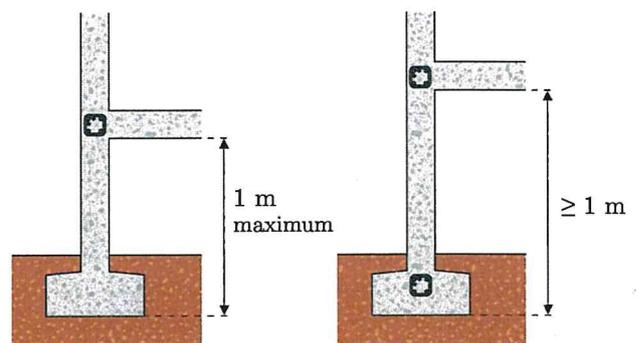
NOTE 36 - Alignement des chaînages verticaux



NOTE 37 - Continuité des chaînages dans les combles



NOTE 38 - Chaînages horizontaux au niveau des fondations



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 31),

-la largeur de la structure légère rapportée est inférieure ou égale à 1,40 m quand elle est en console (NOTE 32).

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 19) et la configuration en élévation (critère du § 2.3.2 et NOTE 24). 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 33).

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 34),

-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 de chaque mur de contreventement,

- 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 (NOTE 35).

Les chaînages régnant sur plusieurs niveaux de la construction sont obligatoirement rectilignes et leur section est constante sur toute la hauteur (NOTE 36).

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 37),

-horizontalement par les chaînages horizontaux 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 si le couronnement est à moins de 1 m du chaînage du plancher situé en-dessous.

Chaînages de fondations

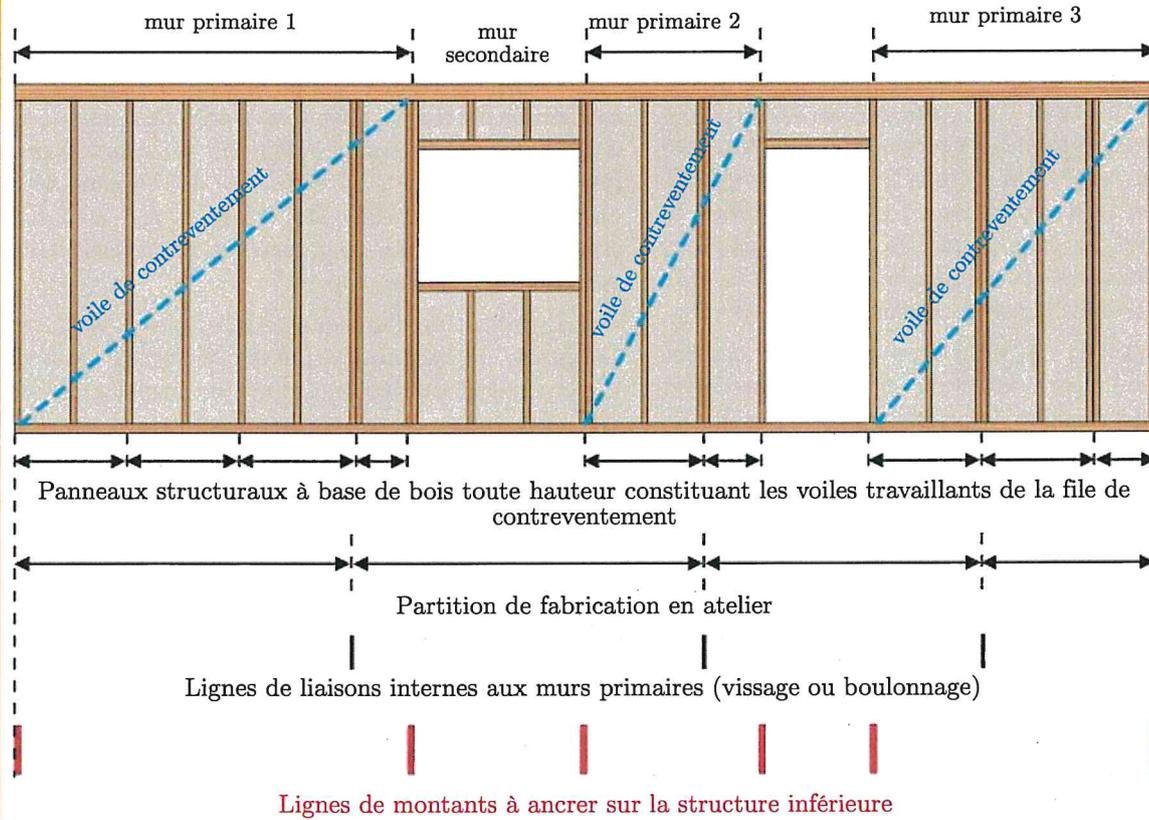
Des chaînages horizontaux sont prévus au niveau des fondations. Il est possible de s'en dispenser lorsque la sous-face du plancher haut du vide sanitaire ou du dallage est située à moins de 1 m de l'assise des fondations (NOTE 38).

Notes sur le chapitre 2 - Conception

NOTE 39 - 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. Le dimensionnement pour la catégorie de sol simplifiée 2 correspond au dimensionnement pour une classe de sol E de l'Eurocode 8-1.

2.8 Dimensionnement des ossatures bois

NOTE 40 - Exemple de composition et de partition d'un mur en ossature bois



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 deux zones de sismicité et les deux catégories de sol simplifiées (NOTE 39).

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 choisis les murs de contreventement, la longueur de chacun doit être vérifiée. Elle doit être supérieure à une longueur minimale, donnée dans le deuxième tableau, 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.

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 deux zones de sismicité et les deux catégories de sols 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 fournis en annexe A. Il est possible de préciser la classe de sol telle que définie dans l'Eurocode 8-1 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).

Tous 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 de bois cloué sur l'ossature. Les voiles de contreventement doivent être ancrés sur leur structure porteuse : voile de l'étage inférieur ou fondations (NOTE 40).

Les panneaux de contreventement doivent respecter les dispositions du §3.1.5 et les dimensions suivantes :

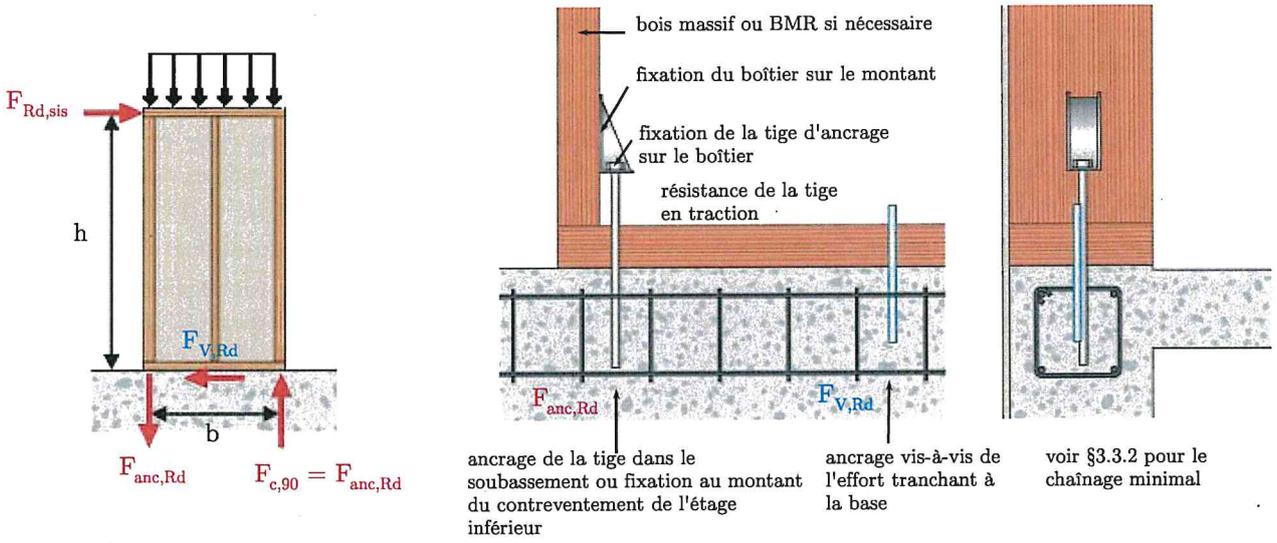
- largeur b comprise entre 1,20 m et 4,80 m,
- hauteur de 2,80 m ou 3,00 m,
- épaisseur conforme aux dispositions du § 3.1.

Les montants périphériques et lisses d'ossature présentent des sections en bois massif ou en bois massif reconstitué de 175 x 63 mm². Les lisses doivent être obligatoirement de même largeur que les montants. Toute variante est envisageable sous réserve que, d'une part, la masse de la solution retenue ne soit pas supérieure à celle considérée dans le calcul des valeurs tabulées (voir annexe C) et, d'autre part, que les caractéristiques mécaniques de la solution en variante soient au moins égales à celles proposées dans le texte (vérifications en situations normales d'ouvrage et en situations sismiques, contreventement, portance verticale, ect...).

Le clouage entre panneaux et ossature est réalisé avec des pointes de diamètre 2,8 mm et de longueur 65 mm.

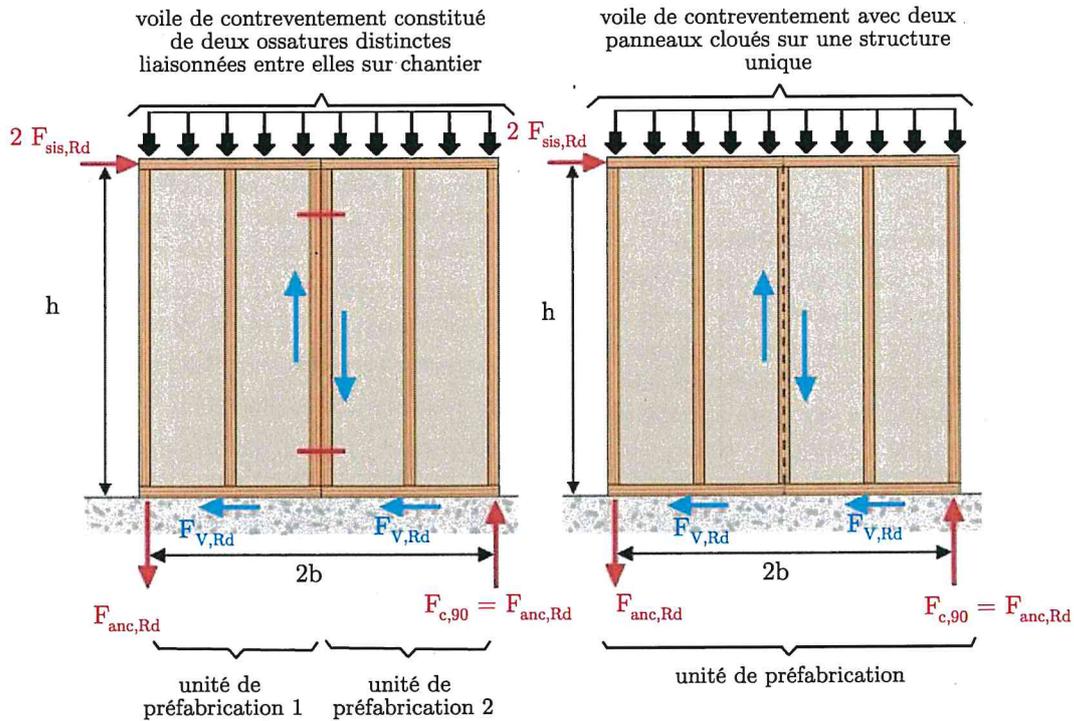
Notes sur le chapitre 2 - Conception

NOTE 41 - 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



Le boîtier peut ou non être en contact avec la lisse basse. Sa liaison avec le montant doit être capable de reprendre $F_{anc,Rd}$ multipliée par le coefficient de surdimensionnement. Les ancrages doivent être validés pour une utilisation en zone sismique.

NOTE 42 - Fonctionnement d'un voile de contreventement à ossature simple ou à ossature combinée



↑ ↓
 Résistance de la ligne de clouage le long du montant intermédiaire

— Système mécanique de liaison entre les montants appartenant aux deux murs préfabriqués

Les pointes lisses sont interdites. 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.

2.8.2 Dimensionnement des murs primaires

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

La résistance au contreventement $F_{Rd, sis}$ en situation sismique des murs primaires à ossature bois est évaluée en fonction de l'espacement de clouage et de la largeur b du panneau.

$F_{Rd, sis} = 9,0 b$ pour des clous espacés de 75 mm,

$F_{Rd, sis} = 6,7 b$ pour des clous espacés de 100 mm,

$F_{Rd, sis} = 4,5 b$ pour des clous espacés de 150 mm,

avec b en mètre et $F_{Rd, sis}$ en kN pour des pointes telles que décrites au §2.8.1.

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
coeff_étage	1,20	1,25	0,70

Tableau 2 : 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,

Zone sismique	Classes de sol /cat. simplifiée				
	A	B	C	D	E
	1	-	-	-	2
Zone 3	0,95	1,25	1,40	1,50	1,65
Zone 4	1,35	1,80	2,00	2,15	2,40

Tableau 3 : 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 m²).

surface au sol (m ²)	Toiture légère		Toiture semi-lourde	
	RdC	R+1	RdC	R+1
50	0,213	0,548	0,283	0,617
60	0,209	0,538	0,278	0,606
70	0,206	0,528	0,273	0,595
80	0,203	0,518	0,269	0,584
90	0,199	0,510	0,265	0,575
100	0,197	0,501	0,261	0,566
110	0,194	0,494	0,257	0,557
120	0,191	0,487	0,254	0,549
130	0,189	0,480	0,251	0,542
140	0,187	0,474	0,249	0,536
150	0,185	0,469	0,246	0,530
160	0,183	0,464	0,244	0,525
170	0,182	0,460	0,242	0,521
180	0,181	0,457	0,240	0,517
190	0,179	0,454	0,239	0,514
200	0,179	0,451	0,238	0,511

Tableau 4 : Valeurs de coeff_typo

Le nombre de voiles de contreventement nécessaire est calculée de la façon suivante:

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

L'annexe C précise la démarche de dimensionnement adoptée.

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 de murs doit présenter une résistance et une rigidité au moins égales à celles des clouages de panneaux de 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.

2.8.3 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 voile de contreventement.

Les ancrages de lisses basses sont à répartir sur la

Pas de commentaires.

Longueur du voile de contreventement		Simple rez-de-chaussée ou premier étage d'un R+1							Rez-de-chaussée d'un R+1						
		1,2	1,8	2,4	3,0	3,6	4,2	4,8	1,2	1,8	2,4	3,0	3,6	4,2	4,8
Murs parallèles au solivage	s = 75 mm	34	32	31	29	28	26	25	51	47	44	41	38	35	31
	s = 100 mm	24	23	21	20	19	17	16	36	33	30	26	23	20	17
	s = 150 mm	15	14	12	11	10	10	10	22	19	16	12	10	10	10
Murs orthogonaux au solivage	s = 75 mm	31	28	25	22	19	16	14	44	37	30	23	16	10	10
	s = 100 mm	22	19	16	13	10	10	10	29	22	15	13	10	10	10
	s = 150 mm	13	10	10	10	10	10	10	15	10	10	10	10	10	10

Tableau 5 : Résistance d'ancrage (kN) exigée au droit des montants d'extrémité de voile de contreventement

longueur du voile de contreventement. Les ancrages destinés à reprendre le moment de renversement sont à mettre en œuvre à chaque extrémité de voile de contreventement (NOTE 41 et NOTE 42).

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 ossatures 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.

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

- pour la reprise de l'effort tranchant, il est nécessaire de mettre en œuvre a minima un ancrage de lisse 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 œuvre des dispositifs d'ancrage au niveau de chaque montant d'extrémité de voile de contreventement capables de reprendre les charges données dans le tableau 5 en page suivante (a minima 10 kN).

Quand l'ancrage de la structure bois à l'infrastructure ou aux fondations est réalisée à l'aide de tiges d'ancrage, celles-ci doivent s'ancrer au-delà du premier lit d'armature 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.

2.9 Dimensionnement des ossatures métalliques

Le présent texte propose de déterminer de manière simplifiée les actions sismiques globales par niveau. Le dimensionnement des éléments assurant la stabilité de la construction est à réaliser par un bureau d'études.

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 cette méthode.

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 ($Q_p = 1,5 \text{ kN/m}^2$)

ψ_{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

Q_t : Charge de neige, par unité de surface horizontale de toiture

ψ_{Et} : Proportion des charges d'exploitation de toiture à prendre en compte ($\psi_{Et} = 0,2$ pour une construction située au-dessus de 1000 m d'altitude, 0 sinon)

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

$$m_t = (G_t + \psi_{Et} Q_t) / g$$

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

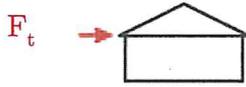
Pas de commentaires.

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).

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

$$F_t = K m_t A_t$$

où A_t représente la surface de diaphragme en toiture.



classe de sol/ cat. sol simplifiée	Zone 3	Zone 4
A/cat.1 (S=1,0)	0,22	0,33
B (S=1,35)	0,30	0,44
C (S=1,5)	0,34	0,49
D (S=1,6)	0,36	0,52
E/cat.2 (S=1,8)	0,40	0,59

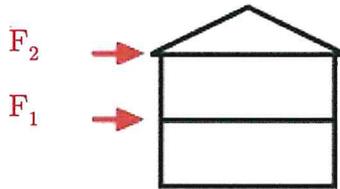
Tableau 6 : Coefficient K pour un bâtiment à un niveau

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

Niveau 1 : $F_1 = K m_p A_p g$

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)	0,18	0,20	0,20	0,21
B/ cat. 2a (S=1,35)	0,24	0,26	0,27	0,28
C (S=1,5)	0,27	0,29	0,30	0,31
D (S=1,6)	0,28	0,31	0,33	0,33
E/ cat. 2b (S=1,8)	0,32	0,35	0,37	0,37

Tableau 7a: Coefficient K pour un bâtiment à deux niveaux - Zone 3

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)	0,26	0,28	0,30	0,30
B/ cat. 2a (S=1,35)	0,35	0,38	0,40	0,41
C (S=1,5)	0,38	0,42	0,44	0,45
D (S=1,6)	0,41	0,45	0,47	0,48
E/ cat. 2b (S=1,8)	0,46	0,51	0,53	0,54

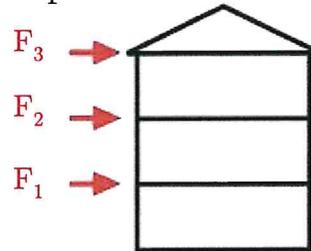
Tableau 7b: Coefficient K pour un bâtiment à deux niveaux - Zone 4

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 :

Niveau 1 : $F_1 = K m_p A_p g$

Niveau 2 : $F_2 = 2 K m_p A_p g$

Niveau 3 : $F_3 = 2 K m_t A_t g$



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)	0,10	0,12	0,16	0,13
B/ cat. 2a (S=1,35)	0,14	0,16	0,17	0,18
C (S=1,5)	0,15	0,18	0,19	0,20
D (S=1,6)	0,16	0,19	0,21	0,21
E/ cat. 2b (S=1,8)	0,18	0,22	0,23	0,24

Tableau 8a: Coefficient K pour un bâtiment à trois niveaux - Zone 3

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)	0,15	0,17	0,19	0,19
B/ cat. 2a (S=1,35)	0,20	0,23	0,25	0,26
C (S=1,5)	0,22	0,26	0,28	0,29
D (S=1,6)	0,24	0,28	0,30	0,31
E/ cat. 2b (S=1,8)	0,26	0,31	0,33	0,35

Tableau 8b: Coefficient K pour un bâtiment à trois niveaux - Zone 4

2.9.2 Ancrages et assemblages

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

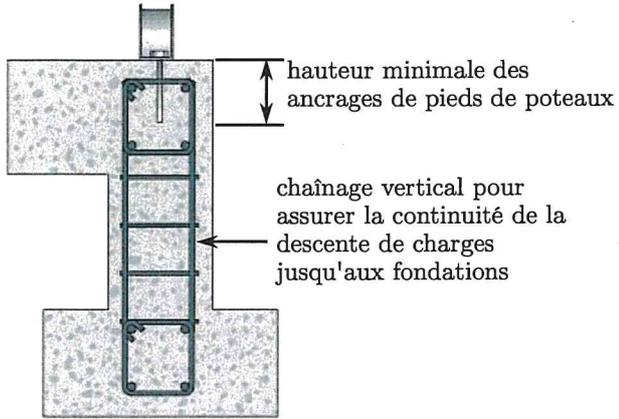
Les ancrages de l'ossature métallique (structure primaire assurant la stabilité de la construction) sur la fondation doivent respecter les exigences du 2.4. Il convient en outre de justifier leur dimensionnement.

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.

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

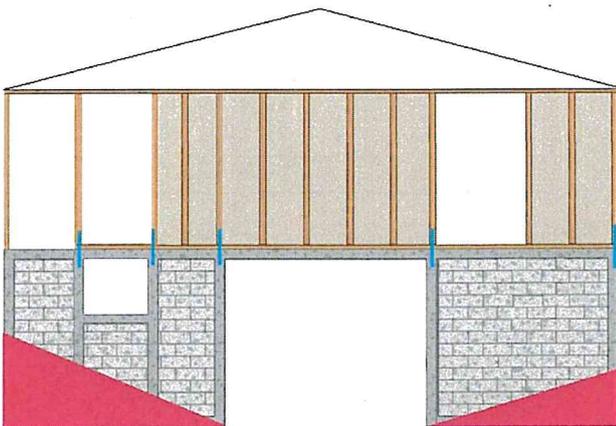
2.9 Dimensionnement des ossatures métalliques

NOTE 43 - Ancrage de la structure métallique par tige et dispositions de soubassement



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

NOTE 44 - Ancrage de la structure légère sur le sous-sol



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

Quand l'ancrage de la charpente métallique à l'infrastructure ou aux fondations est réalisée à l'aide de tiges d'ancrage, celles-ci doivent s'ancrer au-delà du premier lit d'armature des chaînages horizontaux sous-jacents (NOTE 43). 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 évaluées 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 celle-ci est inclinée (pente > 5°).

2.10 Interface entre structure légère et sous-sol maçonné 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 9.

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 contreventements 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 44).

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 maçonné 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.

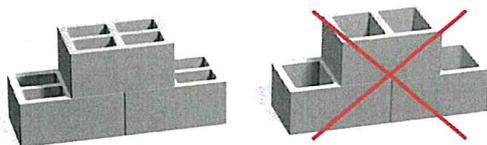
Plancher bois

Dans le cas où le plancher bas du rez-de-chaussée (plancher haut du sous-sol avec des murs en 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.

Notes sur le chapitre 3 - Exécution

3.1 Choix des matériaux

NOTE 45 - Élément de maçonnerie à alvéoles admis et non admis en situation sismique



NOTE 46 - 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 NF 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 47 - Les tableaux de dimensionnement en annexe A distinguent le cas des joints remplis de celui des joints non remplis. Concernant les joints minces, pour les types d'éléments autres 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 48 - 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 » (Les aciers concernés sont ceux indiqués à la NOTE 52),
- 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.

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 DTU 20.1 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 45).

Les blocs de béton et de terre cuite sont conformes aux normes NF DTU 20.1 P1-2, NF EN 1998-1 et son annexe nationale. De plus, la résistance normalisée à la compression des blocs de maçonnerie (évaluée selon l'EB 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 kg/m^3 et de résistance $R_{cn} 4 \text{ MPa}$ ou, pour les classes de masse volumique comprise entre 350 et 450 kg/m^3 une résistance d'au moins 3 MPa et une épaisseur au moins égale à 25 cm ,
- pour la pierre naturelle : au moins une résistance normalisée f_b de 4 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 46)

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

Les joints verticaux peuvent être remplis ou non, en cohérence avec le dimensionnement de la structure (NOTE 47). 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 mm ,
- dans le cas de mortier pour joints minces, l'épaisseur du joint est comprise entre 1 et 3 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 chantier de consistance plastique dosé au minimum à 400 kg/m^3 de ciment et confectionné avec des granulats de diamètre 10 mm au plus.

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, il est possible d'utiliser :

- un béton prêt à l'emploi, de classe C16/20,
- un béton fait sur place de consistance plastique et dosé au minimum à 350 kg/m^3 de ciment.

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 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 48). 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 exigences relatives requises 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 treillis soudés sont admis pour les murs et les planchers.

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,

3.2 Exécution des fondations

Pas de commentaires.

3.3 Exécution des murs en maçonnerie chaînée

NOTE 49 - 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.

- 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 :

- C24 pour le bois massif (NF EN 338),
- GT24 pour le bois massif reconstitué (NF B 52010),
- GL24h pour le bois lamellé collé (NF EN 1194).

La classe de service 2 est retenue 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 :

- NF EN 636-3 pour les contreplaqués avec une épaisseur minimale de 9 mm,
- NF EN 312-p5 ou p7 pour les panneaux de particules avec une épaisseur minimale de 12 mm et une masse volumique minimale de 650 kg/m³ (NF EN 1998-1:2005, clauses 8.2(4) a), c),
- NF EN 300 pour les OSB/3 et OSB/4, avec les mêmes exigences en épaisseur et masse volumique que les panneaux de particules.

La classe de service 2 est retenue pour l'élaboration des tableaux de dimensionnement de l'annexe C.

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 EN 1993-1.1 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.

Les tableaux de de l'annexe C et vérification sont basés sur une classe de service 2.

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.

3.2 Exécution des fondations

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 cm².

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.

Un dallage a une épaisseur minimale de 12 cm et un pourcentage minimal d'armatures d'au moins 0,4% sur les faces inférieure et supérieure. 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 cm².

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.

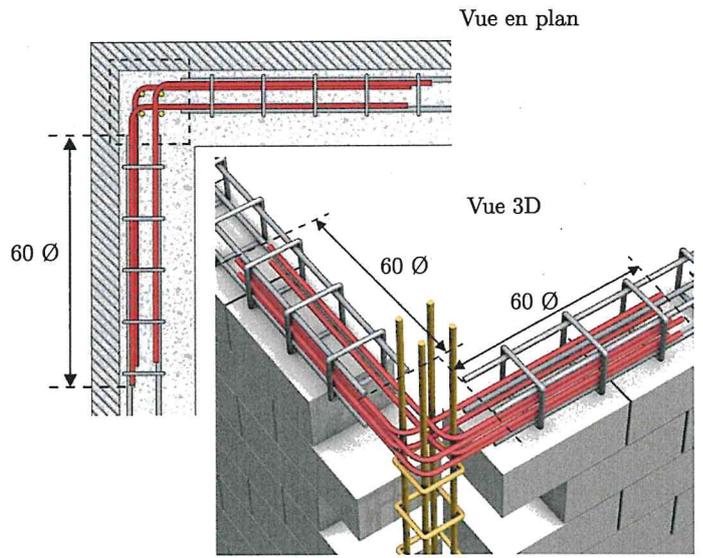
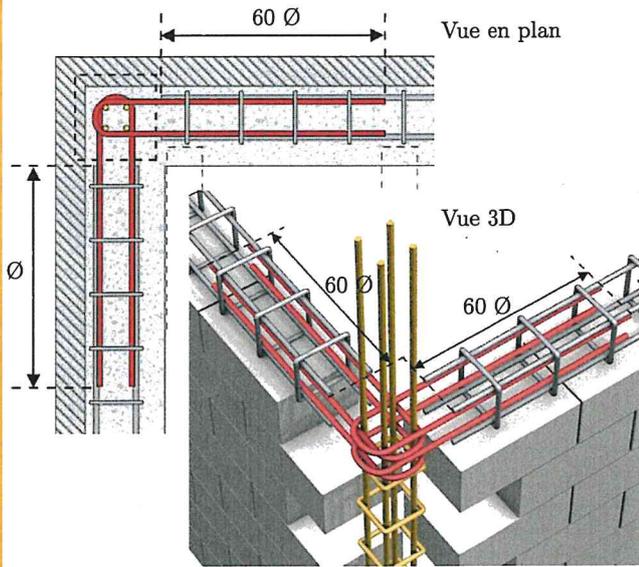
Les armatures longitudinales sont constituées de 4 armatures minimum. Lorsqu'il n'y a que 4 armatures celles-ci doivent être de diamètre HA10 ou HA12 à l'exclusion des autres diamètres (NOTE 49). Le pourcentage d'armatures longitudinales ne doit pas être inférieur à 1% de la section du chaînage. Cette exigence n'est pas applicable au cas des chaînages de fondations pour lesquels la section d'armatures est

Notes sur le chapitre 3 - Exécution

NOTE 50 - Exemples de liaisons entre chaînages : traitement des parties courantes et des angles

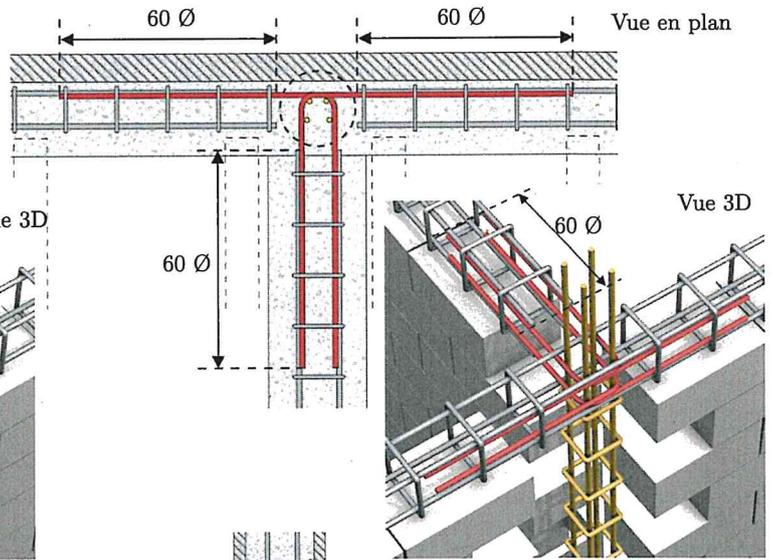
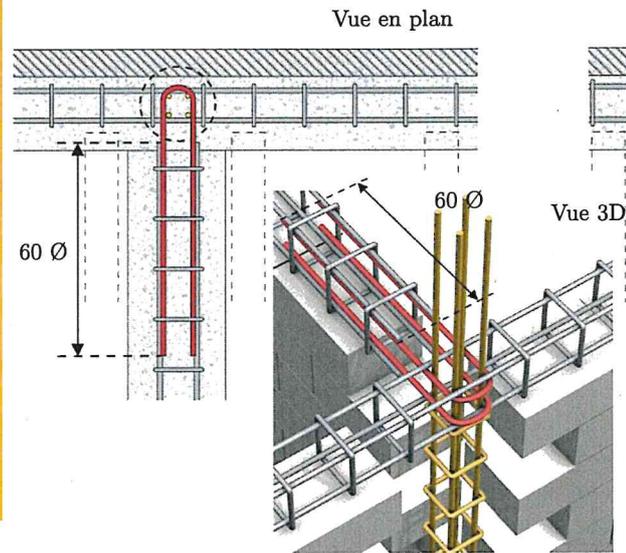
Liaison en angle avec boucles

Liaison en angle avec équerres



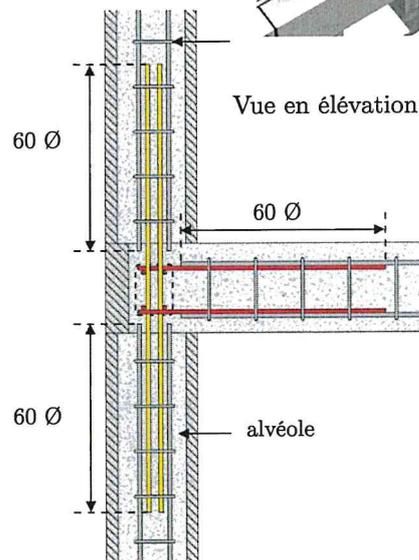
Liaison en partie courante avec boucles

Liaison en partie courante avec équerres



Résumé des noeuds

	Boucle	Equerre
Angle		
Partie courante		



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

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 fondations 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.

Chaînages horizontaux

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

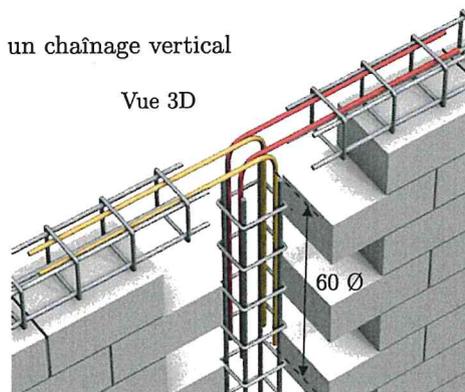
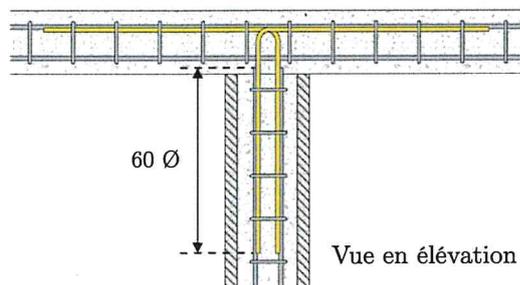
Les chaînages horizontaux peuvent être coffrés par un bloc formant plannelle ou dans un bloc en L ou en U. La section minimale d'acier est de 3 cm² hormis pour les chaînages horizontaux au niveau du couronnement des combles.

Chaînages de couronnement des combles

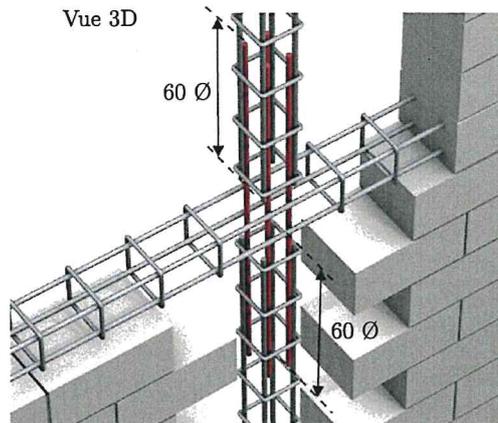
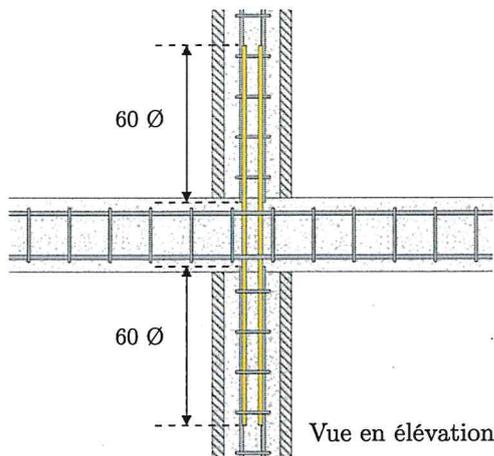
La section d'armatures des chaînages de couronnement des combles non concernés par des appuis de charpente peut être réduite de moitié par rapport aux sections des chaînages horizontaux courants. Comme tous les autres chaînages, les chaînages de couronnement des combles ne doivent pas être interrompus.

NOTE 50 (suite) - Exemples de liaisons entre chaînages : liaison avec un chaînage vertical

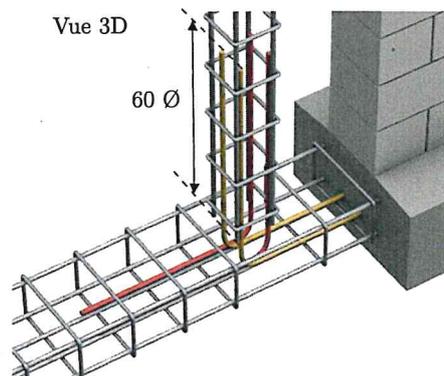
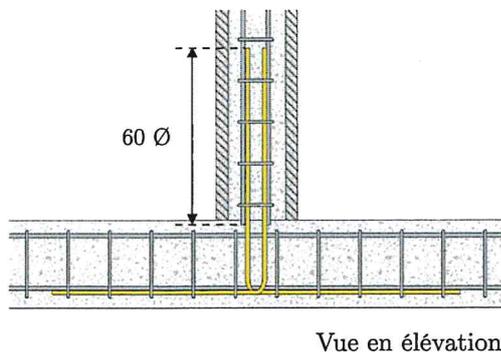
Chaînage de couronnement



Chaînage au niveau d'un plancher



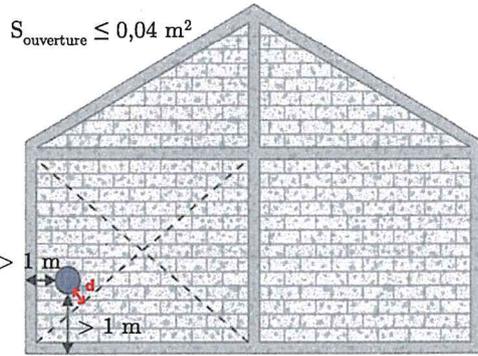
Chaînage au niveau des fondations



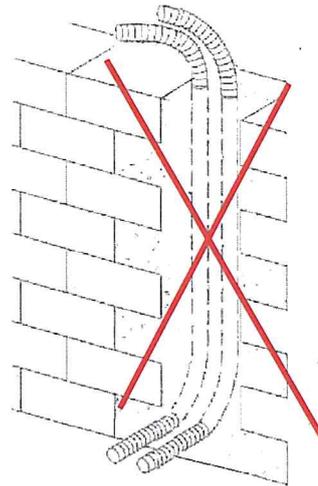
I
L
L
U
S
T
R
A
T
I
O
N
S

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

NOTE 51 - Réalisation d'ouvertures limitées dans un mur de contreventement en maçonnerie



NOTE 51 bis



Pas de saignées dans le chaînage

3.4 Exécution des murs en béton banché

NOTE 52 - Armatures minimales

- 0,68 cm² ou 0,8 cm² : 2HA8
- 1,2 cm² : 4HA8 ou 2HA10
- 3,08 cm² : 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 cm ² (f _{yk} = 500 MPa)	Espacement maximum	Section d'acier en cm ² (f _{yk} = 500 MPa)
Armatures de surface sur la face externe	horizontales : 0,96 / ml verticales : 0,48 / ml	33 cm 50 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	0,68		0,68 sur au moins 40 cm
Chaînages horizontaux bordant les ouvertures	0,80		0,80
Armatures transversales	voir §9.6.4 EC2-1-1		voir §9.6.4 EC2-1-1

Les armatures transversales sont constituées d'épingles espacées de 200 mm au maximum.

3.3.3 Liaisons entre chaînages

Des exemples de liaisons entre différents types de chaînages sont fournis dans la NOTE 50.

Les liaisons entre les différents chaînages 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 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.

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 m² 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 (NOTE 51).

Ces ouvertures ne doivent pas être positionnées dans les bieilles de compression, c'est-à-dire que l'ouverture doit être située à au moins 30 cm des diagonales du mur de contreventement (d>30cm).

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. (NOTE 51 bis)

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.

Les saignées sont autorisées, que les joints verticaux soient remplis ou non. Elles sont dans tous les cas strictement interdites dans les linteaux et chaînages.

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 trois quarts de l'épaisseur initiale dans le cas des éléments de type 1, trois quarts des parois dans le cas des éléments de type 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 kg /m³ 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

Notes sur le chapitre 3 - Exécution

NOTE 53 - Confinement des rives



3.5 Exécution des ossatures bois

NOTE 54 - Ancrage à fonction distinctes (AFPS-mission Kashiwasaki, 2007)



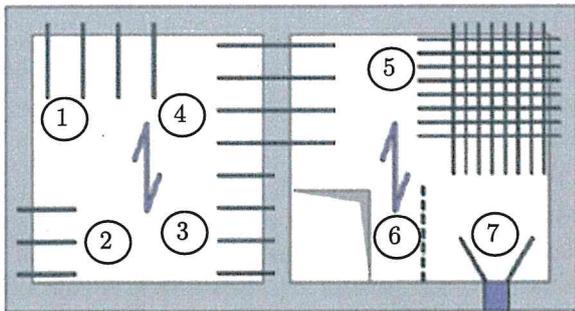
système pour reprise de $F_{anc,Rd}$

système pour reprise de $F_{v,Rd}$

3.6 Planchers

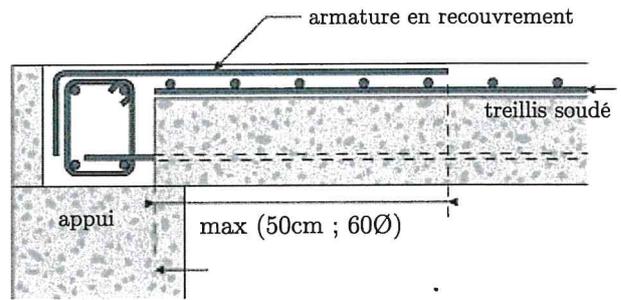
NOTE 55 - Par exemple cette limite peut être respectée par un treillis HA 4, espacement 20 cm.

NOTE 56 - Liaison du plancher aux éléments de structure et aux chaînages

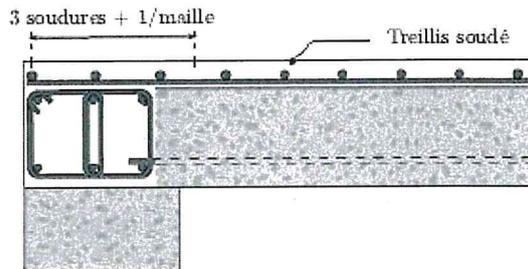


1. liaisons dans le sens porteur du plancher (armatures des éléments ou ajoutées)
2. liaisons en rive de plancher sur le chaînage
3. liaisons en rive de plancher sur un élément de contreventement
4. liaisons en rive de plancher sur un élément de contreventement. Peut également être assurée par le treillis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

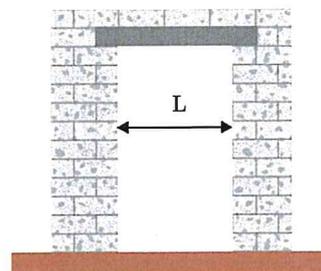
NOTE 56a - Ancrage des armatures aux appuis



NOTE 56b - Treillis soudé au-dessus des appuis



NOTE 57 - Cas d'un linteau sous plancher



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

3.4.1 Armatures minimales en situation non sismique

Les armatures minimales des voiles hors séisme sont rappelées dans la NOTE 52.

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 cm² de section,
- les chaînages horizontaux au croisement de chaque mur et de chaque plancher sont d'au moins 1,5 cm². Dans le cas d'un linteau sous plancher reliant deux éléments de murs adjacents, ce chaînage doit être égal au maximum entre 1,5 cm² et 0,28L avec L la distance entre les deux murs adjacents en mètre. (NOTE 57)

En zone critique, c'est-à-dire au niveau le plus bas de chaque mur et sur une hauteur d'étage ainsi que pour 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 de diamètre 6 mm espacés d'au plus 10 cm.

Le confinement des rives est assuré moyennant les dispositions de la NOTE 53.

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 54). Le système travaillant en cisaillement peut être réalisé sur chantier avec une mise en œuvre 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 œuvre et armée par un treillis soudé,
- de prédalles en béton armé ou précontraint associées à une dalle complémentaire coulée en œuvre,
- 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) et/ou dans la table de compression éventuelle.

Le plancher doit comporter dans sa zone courante une section d'acier minimale de 0,6 cm²/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 55):

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

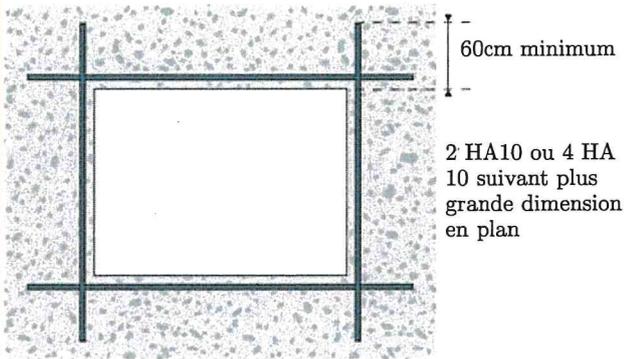
Dans les deux directions du plancher, toutes les armatures doivent être prolongées pour être ancrées dans les chaînages (NOTE 56).

Liaison du plancher aux éléments de structure et aux chaînages

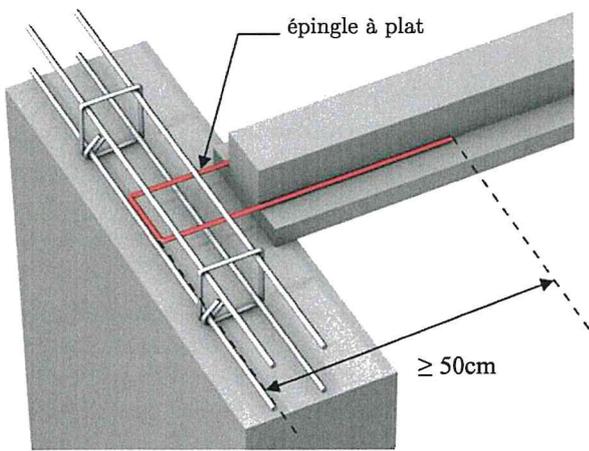
La continuité du treillis soudé HA en partie courante ou sur appui intermédiaire est obtenue soit par un recouvrement de 60 diamètres au moins de ses aciers HA constitutifs, soit par recouvrement de 3 soudures

Notes sur le chapitre 3 - Exécution

NOTE 58 - Armatures encadrant les trémies



NOTE 59a - Disposition avec épingle à plat sur appui de rive



NOTE 59b - Poutrelle en béton armé ou précontraint

En zone non sismique

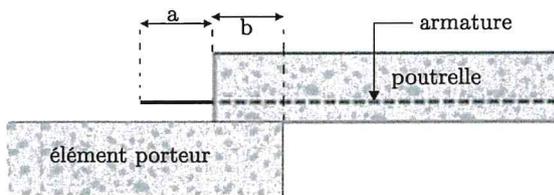
Pour le Béton armé: $b > 2cm$

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

En zone sismique

Pour le béton armé: $b > 2cm$

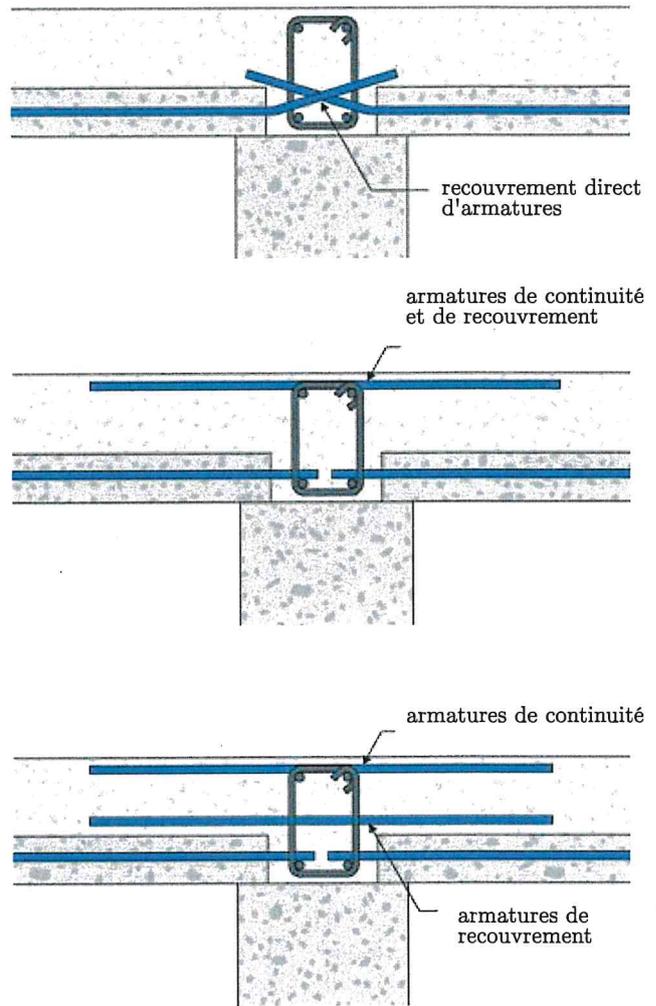
Pour la maçonnerie: $b > 5cm$ et $a + b > 13cm$



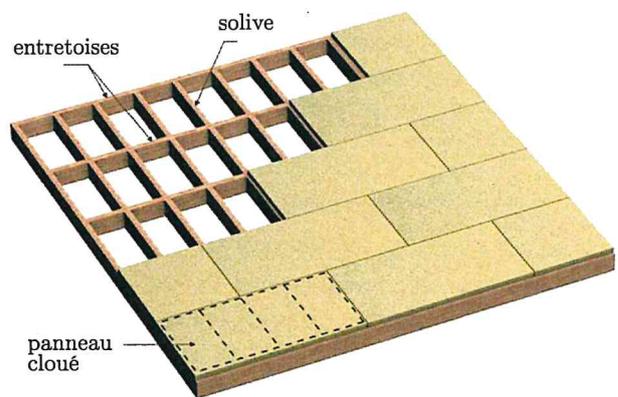
a : longueur de dépassement des armatures à l'about des poutrelles

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

NOTE 60 - Liaisons sur appui de continuité



NOTE 61 - Calepinage type et fractionnement d'un plancher avec panneaux en quinconce



au moins du treillis soudé.

Pour ces treillis soudés HA, l'ancrage sur les appuis est obtenu

-soit par la mise en oeuvre d'armatures complémentaires de recouvrement en respectant une longueur d'ancrage d'au moins 60 diamètres (diamètre des armatures complémentaires, égal à celui des aciers du treillis)(NOTE 56a).

-soit en disposant trois soudures au moins du treillis soudé au-dessus des appuis (NOTE 56b)

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 cm² d'acier et un chaînage au croisement de chaque élément de contreventement avec le plancher de section d'acier minimale 3 cm².

Les poteaux de rive doivent être liaisonnés aux planchers par une section d'acier minimale de 3 cm².

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 au §1.8. Les trémies doivent être bordées par un chaînage périphérique comportant 2 HA10 si aucune des deux dimensions en plan ne dépasse 1 m, et 4 HA10 (NOTE 58) au-delà. Si aucune des deux dimensions en plan n'excède 40 cm, aucun renfort n'est exigé.

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 59a). 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 59b). Le diamètre de ces épingles doit être au minimum de 6 mm en zone de sismicité 3 et 8 mm en zone de sismicité 4.

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 cm²/ml équivalent B500.

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 trois dispositions suivantes (NOTE 60) :

- recouvrement direct des armatures des prédalles,
- recouvrement par les armatures de continuité placées en chapeau,
- recouvrement par des 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 CTP Plancher Titre II). À défaut, une bande de treillis soudé ou des aciers HA, en recouvrement avec les armatures des prédalles, doivent être disposés dans le béton coulé en place, à 1 cm au-dessus 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 10. Pour la configuration 2, la surface des trémies est limitée à 4 m². Pour les configurations 1 et 4, les limitations sont les mêmes que celles exprimées dans la NOTE 10.

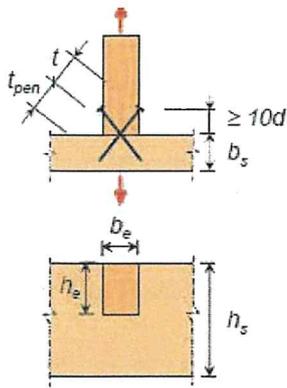
Panneaux et fixations

Les panneaux de plancher à mettre en oeuvre sont en :

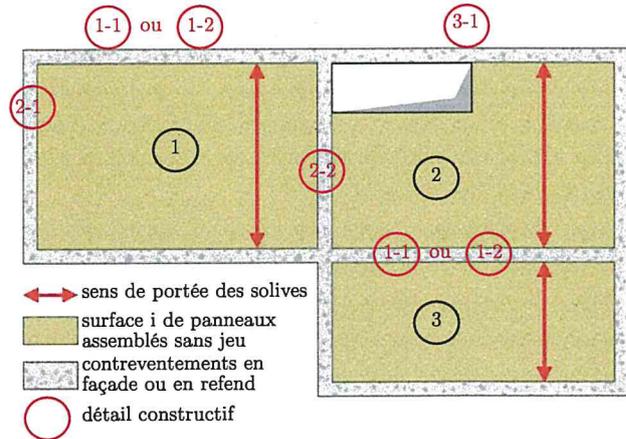
- OSB3 ou 4 en épaisseur 18 ou 22 mm,
- panneaux de particules p4 ou p5 en épaisseur 19, 22 ou 25 mm,
- contreplaqué à 5 plis au minimum, en épaisseur 15, 18 ou 21 mm.

Notes sur le chapitre 3 - Exécution

NOTE 62 - Assemblage admis entre entretoises et solives



NOTE 63 - Plan d'un plancher générique avec sens de portée

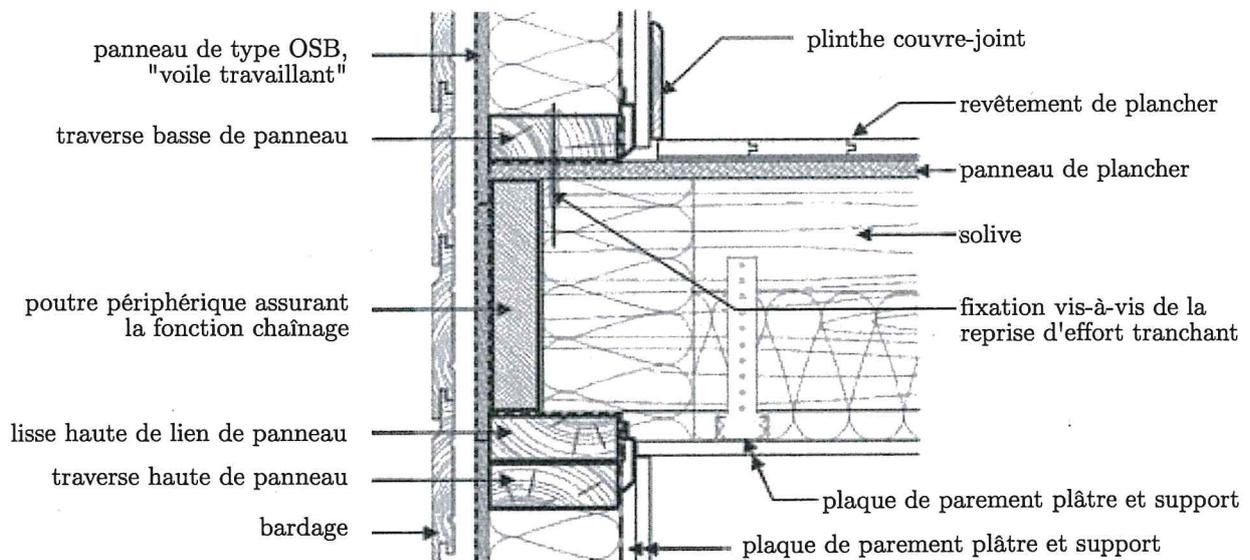


NOTE 64 - Détail 3-1 (voir NOTE 58) , configuration courante d'un solivage au droit des trémies



- solives renforcées pour chevêtre de trémie
- lisse haute de lien des panneaux
- traverse haute de panneau d'ossature
- poutre périphérique à continuité conférée, assurant la fonction de chaînage horizontal et de "membrure" au plancher dans sa fonction diaphragme

Note 65 - Détail 1-1 en façade, configuration de liaison entre plancher et murs de contreventement dans le cas de plancher reposant sur les murs



Les entraxes de solivages sont des sous-multiples des largeurs et longueurs de panneaux. Les entraxes courants en fonction des dimensions de panneaux sont : 357, 375, 400, 500, ou 600 mm. Le tableau 10 donne les prescriptions minimales pour un fonctionnement en flexion sur trois appuis vis-à-vis de charges réparties telles que définies aux §1.3 (critère de flèche de l'entraxe/400). Le DTU 51-3 précise ces valeurs en intégrant également les effets de charges concentrées.

	Entraxe du plancher (mm)				
	357	375	400	500	600
CP	15	18	18	18	22
OSB	18	18	18	22	22
PP	19	22	22	22	25

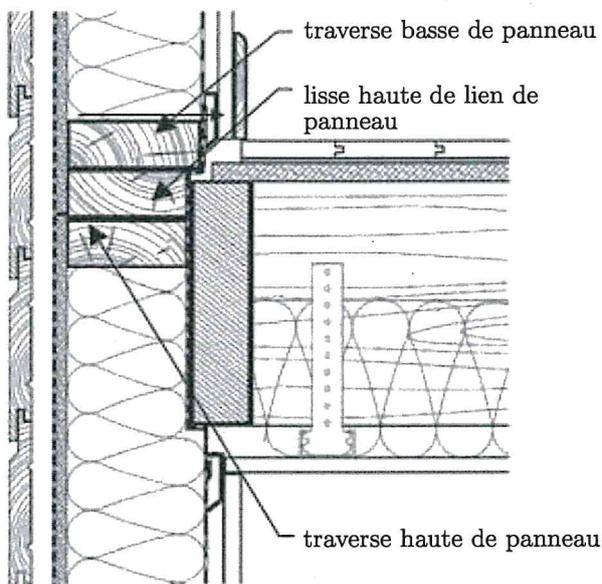
Tableau 10 : Epaisseurs d'un plancher en bois permettant de respecter les critères de flexion sous chargements répartis

Les panneaux sont posés en quinconce (NOTE 61). 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 donnés dans le tableau 11.

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

NOTE 66 - Détail 1-2 en façade, configuration de liaison entre plancher et murs de contreventement dans le cas de plancher accroché aux murs de contreventement



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 m² pour le contreplaqué et 30 m² 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 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 62 mm (dimension à 12% 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 a minima par deux clous lardés à chaque extrémité (NOTE 62).

Les prescriptions spécifiques pour la poutraison (plan général de plancher en NOTE 63) sont présentées au droit des trémies en NOTE 64. Il est nécessaire de conserver une même orientation du solivage de part et d'autre d'un mur de refend.

Les éléments assurant la fonction de chaînage périphérique doivent présenter une section minimale de 160 cm² (par exemple une muraille de 7,5 cm x 22,5 cm en dimensions commerciales). Les liaisons de

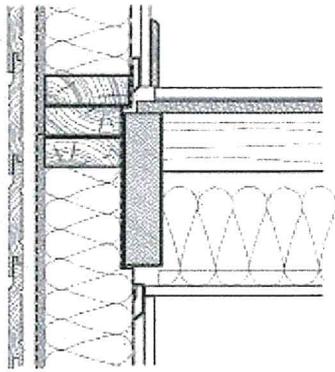
Solution variante avec ossature de plancher intégrée dans la hauteur d'étage :

Dans ce cas de conception, la poutre de plancher est positionnée en "muraille", avec un épaulement des montants facilitant le transfert des efforts gravitaires. La poutre en muraille doit être liée mécaniquement aux lisses hautes de panneaux. Ces liaisons doivent être capables de transmettre :

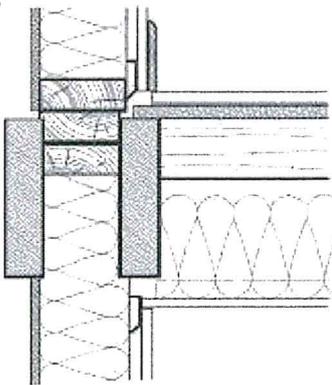
- un effort de traction de 4 kN/ml et
- un effort de cisaillement de 10 kN/ml.

NOTE 67 - Configuration du solivage au droit d'un mur de façade ou de refend parallèle aux solives

Détail 2-1

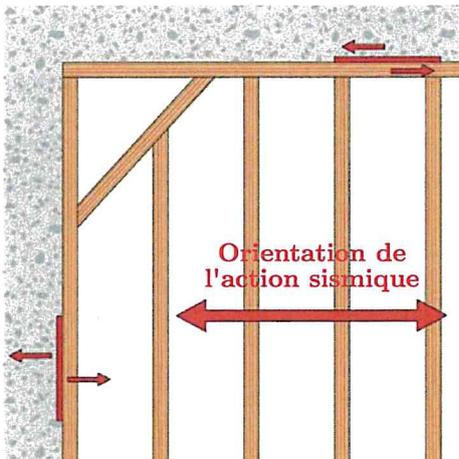


Détail 2-2

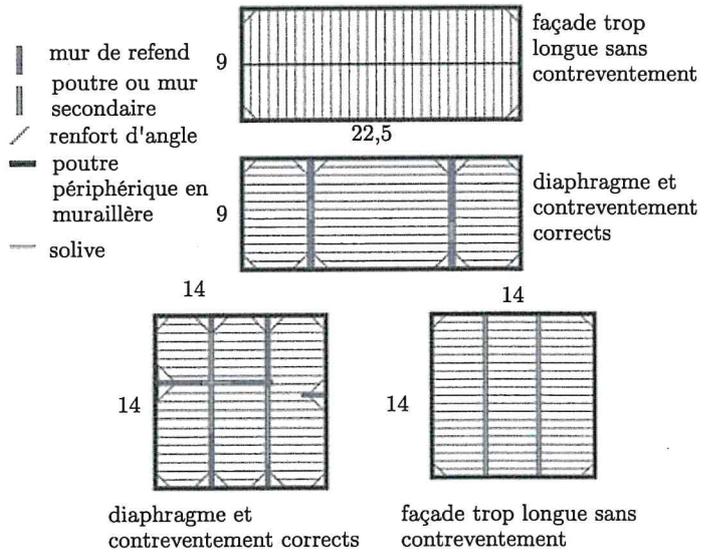
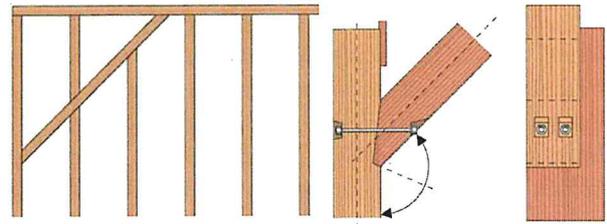


NOTE 68 - Liaison entre plancher en bois et murs en maçonnerie ou en béton

Effort de liaison à reprendre entre plancher et mur : cisaillement, 35 ou 45 kN/ml



Effort de liaison à reprendre entre plancher et mur : traction, 4 ou 6kN/ml



Compte-tenu des élancements géométriques retenus, la figure ci-dessus propose deux exemples 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 225 mm de haut, la pièce de renfort doit faire une hauteur de 175 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 des tirefonds. Les panneaux de plancher sont cloués ou vissés en périphérie avec un entraxe de 100 mm (cf. tableau 10).

NOTE 69 - Dimensions minimales des éléments de stabilité des fermettes

appellations	Entraxe de fermes	
	< 0,70 m	0,70 m à 0,92 m
AFA	25 x 100	36 x 96
FAA et FA	25 x 60	25 x 72
CVS	25 x 72	25 x 72
ENT	36 x 72	36 x 72
ADA	25 x 100	36 x 96
FE	25 x 60	25 x 72

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).

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. Les NOTES 65 et 66 présentent deux variantes de configuration de liaison entre le plancher et des murs de façade (ou de refend).

La NOTE 67 (page suivante) illustre un détail de liaison entre plancher et mur de façade ou mur de refends parallèles 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 définis dans la NOTE 66.

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 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 4 kN/ml de façade pour une construction implantée en zone de sismicité 3,
 - de 6 kN/ml de façade en zone de sismicité 4.
- 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

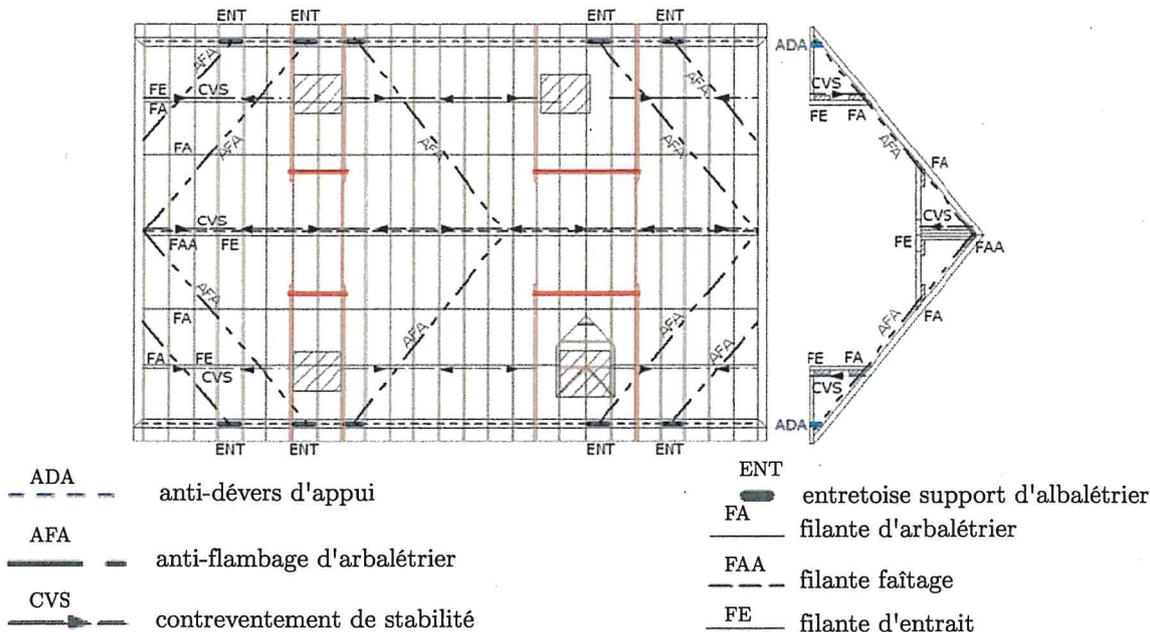
3.7.1 Charpente en béton armé

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

NOTE 70 - Plan de contreventement sous arbalétrier dans le cas de combles aménageables sur plancher (béton armé ou autre)



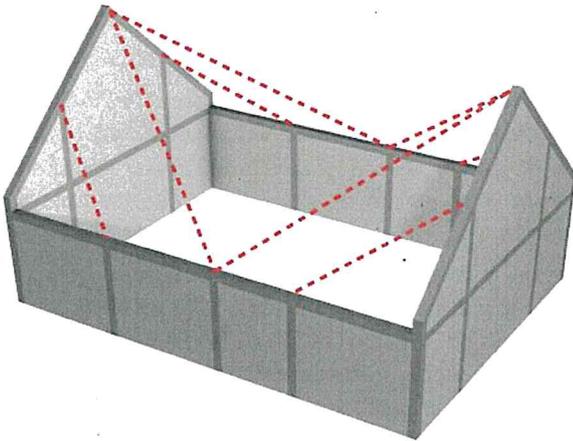
Notes sur le chapitre 3 - Exécution

I
L
L
U
S
T
R
A
T
I
O
N
S

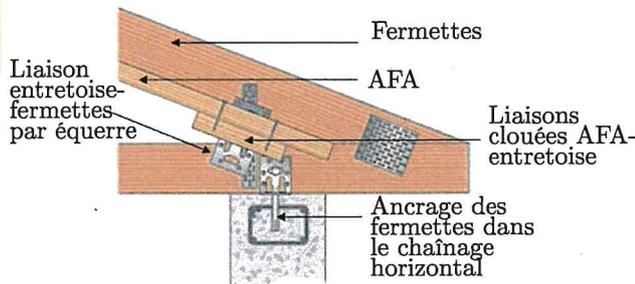
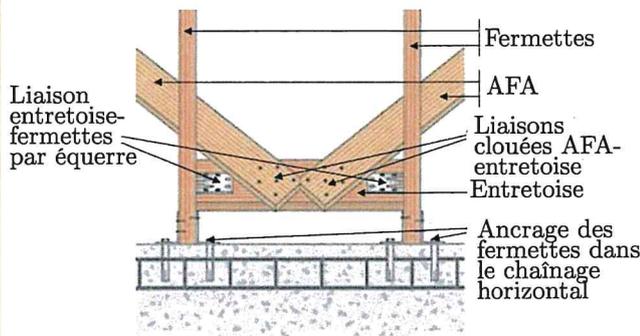
E
T

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

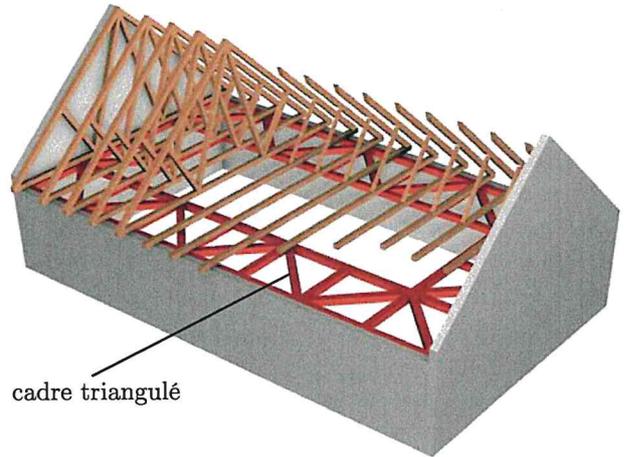
NOTE 71 - Conception des diaphragmes de toiture pour stabiliser les pignons lourds de plus de 12 m de long



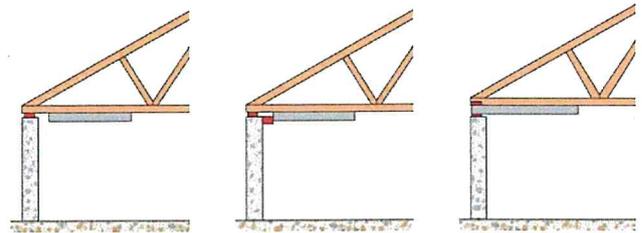
NOTE 72 - Assemblage des anti-flambages sur les fermettes par l'intermédiaire d'un système d'entretoises et d'équerres ou sabots



NOTE 73 - Diaphragme horizontal sous entrain dans le cas des charpentes légères industrielles pour toiture à deux pans avec murs en maçonnerie, béton armé ou ossature bois



NOTE 74 - Différentes conceptions de mise en place et de fixation des diaphragmes sous entrains par cadre triangulé



plancher bois.

3.7.3 Charpente en bois - Charpente industrielle 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 entrants (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 69 rappelle les dimensions minimales de ces éléments. La NOTE 70 p.45 associe l'appellation de ces éléments et leur position dans la charpente.

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 entrant 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'entrant, FE : elles relient les entrants 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

(sections, instabilités et liaisons). 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 nœuds 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 71 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 la NOTE 76 dans le cas de combles aménageables avec accidents de toiture. Les AFA sont ancrés sur des entretoises. La NOTE 72 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 maçonnerie est traité au §3.7.5 et l'ancrage d'une charpente bois sur une ossature bois est traité au §2.8.3.

Mise en oeuvre des diaphragmes sous entrants et diaphragmes de toiture

Pour s'assurer de 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. La toiture est un plan de localisation des masses comme les planchers : il est donc indispensable de rigidifier son plan. Plusieurs configurations peuvent être rencontrées :

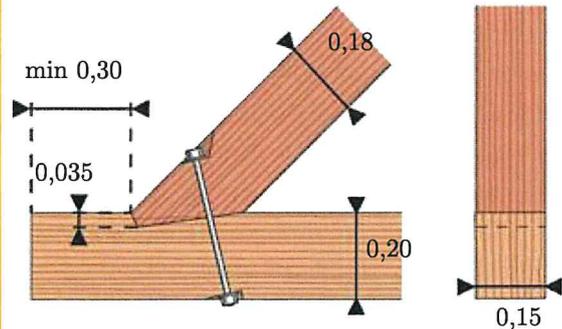
- présence d'un plancher au niveau des entrants sur la totalité de la surface de la construction ; il faut alors se reporter au paragraphe plancher (§3.6.3),
- absence de plancher : il faut créer un diaphragme.

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

La deuxième solution (solution 2) consiste à réaliser un

Notes sur le chapitre 3 - Exécution

NOTE 75 - 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



Limitation de contrainte de cisaillement et de maintien en position pour un assemblage arbalétrier-entrait :

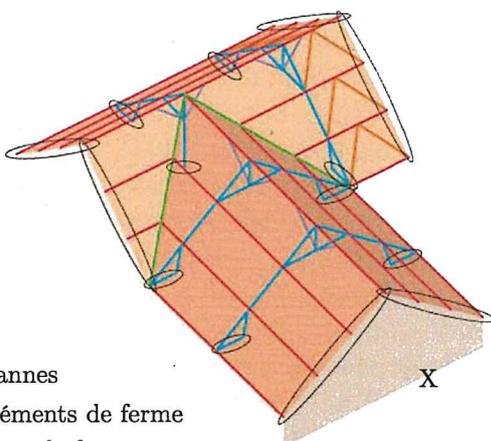
Afin d'écartier tout risque de rupture fragile en cisaillement pour l'assemblage par embrèvement entre un arbalétrier et un entrait de ferme, il convient d'augmenter la surface sujette à cisaillement en extrémité d'entrait. L'exemple propose deux solutions pour atteindre cet objectif :

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

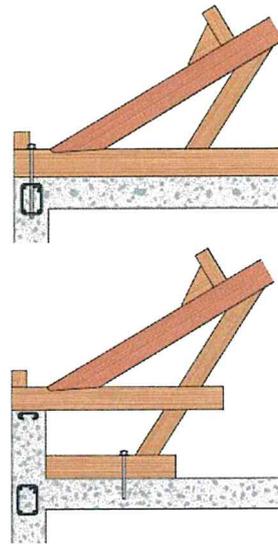
Pour assurer un maintien en position de l'arbalétrier par rapport à l'entrait en cas d'inversion d'effort ou d'efforts hors plan, deux solutions mécaniques sont également proposées :

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

NOTE 76 - Stabilisation d'une charpente traditionnelle : ancrage entre cette charpente, le plancher et les pignons



- pannes
- éléments de ferme
- liens de faîtage
- fermes de noues
- contreventement
- zone d'ancrage



Sur l'exemple présenté, la ligne de faîtage orientée suivant Y devra être stabilisée par la demi-ferme placée dans la même direction en extrémité de ce faîtage. Pour le faîtage 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 77 - 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.

cadre triangulé constitué d'éléments du même type que les fermettes assemblées par des connecteurs métalliques à dents embouties. La NOTE 73 illustre cette solution. Le positionnement de ce diaphragme et sa fixation avec la charpente et/ou les murs peuvent être réalisées de différentes façons. La NOTE 74 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 °.

Caractéristiques principales des éléments formant diaphragme

Solution 1 : les caractéristiques des panneaux pouvant être utilisés comme diaphragme sous-entraîts doivent présenter les caractéristiques minimales rappelées au § 3.1.5. Le clouage en diamètre 2,8 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 mm². 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. §2.8.2).

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

Les assemblages dits de charpentier sont très répandus (embrèvements, enfourchements, tenons-mortaises, assemblages à mi-bois, ect...), 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 75 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 pentes, 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 76 peuvent constituer une configuration pour ces poutres au vent dans un cas de pente de toiture supérieure à 30 degrés.

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.

3.7.5 Ancrage des charpentes industrielles et traditionnelles

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 fonction de leur configuration prévue en situation

Cas		a1	a2	a3	b1	b2	c1	c2	d1	d2
zone de sismicité	sol									
Zone 3	A/cat. 1	0,20	0,08	0,05	0,08	0,05	0,25	0,14	0,10	0,06
	B	0,27	0,43	0,47	0,25	0,35	0,53	0,89	0,45	0,53
	C	0,30	0,47	0,52	0,28	0,38	0,59	0,98	0,50	0,58
	D	0,32	0,52	0,56	0,30	0,42	0,64	1,07	0,54	0,63
	E/cat.2	0,36	0,57	0,63	0,33	0,46	0,71	1,19	0,60	0,70
Zone 4	A/cat. 1	0,29	0,46	0,50	0,27	0,37	0,57	0,95	0,48	0,56
	B	0,39	0,63	0,69	0,37	0,51	0,78	1,31	0,66	0,77
	C	0,43	0,69	0,75	0,40	0,55	0,85	1,42	0,72	0,84
	D	0,46	0,75	0,81	0,43	0,60	0,92	1,54	0,78	0,91
	E/cat.2	0,52	0,83	0,91	0,48	0,67	1,03	1,72	0,87	1,02

Tableau 12 : Coefficient global d'ancrage de charpente en bois sur structure en maçonnerie ou en béton armé (kN/m²) - toiture légère sur bâtiment implanté à z < 1000 m

3.8 *Éléments secondaires en béton ou en maçonnerie*

NOTE 78 - La norme NF EN 1998-1:2005 définit ces éléments secondaires de la manière suivante : «Éléments 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.

Cas		a1	a2	a3	b1	b2	c1	c2	d1	d2
zone de sismicité	sol									
Zone 3	A/cat. 1	0,25	0,11	0,07	0,11	0,07	0,30	0,17	0,13	0,08
	B	0,34	0,54	0,59	0,33	0,45	0,61	0,99	0,55	0,64
	C	0,38	0,59	0,65	0,36	0,50	0,67	1,09	0,60	0,70
	D	0,41	0,65	0,71	0,39	0,54	0,73	1,19	0,66	0,77
	E/cat.2	0,46	0,72	0,79	0,43	0,60	0,81	1,32	0,73	0,85
Zone 4	A/cat. 1	0,37	0,58	0,63	0,35	0,48	0,65	1,06	0,58	0,68
	B	0,50	0,79	0,87	0,48	0,66	0,89	1,46	0,80	0,94
	C	0,55	0,86	0,94	0,52	0,72	0,97	1,59	0,87	1,02
	D	0,59	0,93	1,02	0,56	0,78	1,05	1,72	0,95	1,10
	E/cat.2	0,66	1,04	1,14	0,63	0,87	1,17	1,92	1,05	1,23

Tableau 13 : Coefficient global d'ancrage de charpente en bois sur structure en maçonnerie ou en béton armé (kN/m²) - toiture semi-lourde sur bâtiment implanté à z < 1000m ou toiture légère sur bâtiment implanté à z ≥ 1000m

normale, de leur nombre et de leur répartition (NOTE 73).

Cas des charpentes en bois sur murs à ossature bois

Ce cas de figure est traité au §2.8.3.

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

Les tableaux 12 et 13 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 m²). 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 m² 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 12 est relatif aux toitures légères sur bâtiments implantés à une altitude inférieure à 1000 m. Le tableau 13 est, quant à lui, relatif aux toitures légères sur bâtiments implantés à une altitude supérieure à 1000 m, ou pour des toitures semi-lourdes bois sur bâtiments implantés à une altitude inférieure à 1000 m :

- 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, cette dalle supportant une toiture légère,
- les cas (c) correspondent 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 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 78).

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.

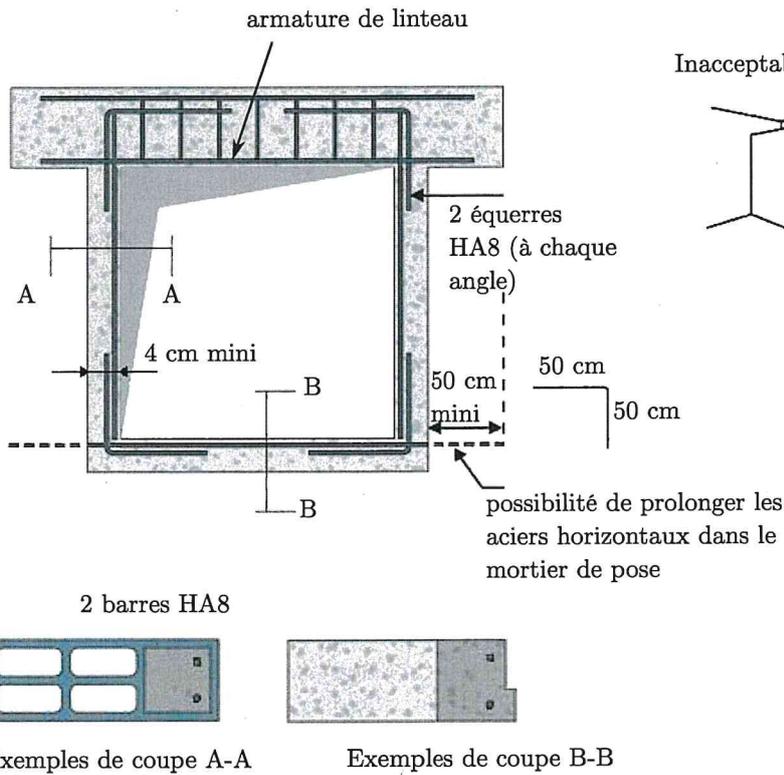
Poteaux de section rectangulaire

Leur section est au moins de 18 cm x 18 cm. Ils sont armés par 4 armatures longitudinales (au minimum

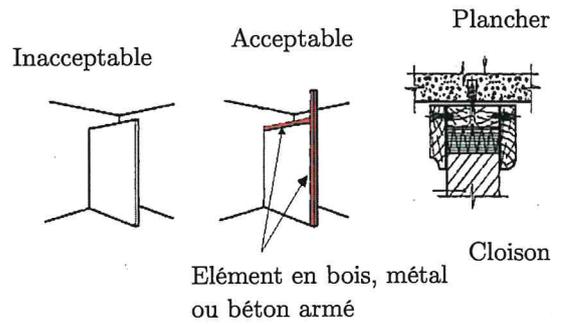
Notes sur le chapitre 3 - Exécution

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

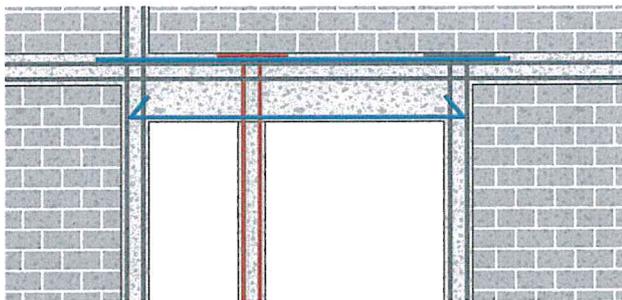
NOTE 79 - Encadrement de baies pour des murs en maçonnerie



NOTE 81 - disposition des cloisons



NOTE 80 - 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.

4 HA10), disposées aux 4 angles. Dans tous les cas, on disposera au moins un HA10 tous les 30 cm.

Les cadres HA5 au moins sont espacés au maximum de 20 cm en partie courante. 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 cerces 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 200 mm², soit 2 HA12 ou 4 HA8 .

Les ouvertures ménagées dans les murs secondaires en maçonnerie, et n'excédant pas 1,5 m², peuvent ne pas être bordées par des armatures d'encadrement. Il en est de même dans le cas où, dans chaque direction, la longueur cumulée des trumeaux (ouvertures non comprises) des murs secondaires n'excède pas 15% de la longueur de tous les murs, hors ouvertures. Dans ce cas, les renforts d'encadrements autour des ouvertures, quelle que soit leur taille, ne sont pas exigés.

Dans le cas contraire, les ouvertures doivent comporter un encadrement correspondant à 2HA8 (NOTE 79).

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

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 maçonnerées 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 80.

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 à la réglementation parasismique en vigueur et suivant le CT36 de l'AFPS (NOTE 81) .

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

Section cumulée des murs primaires dans chaque direction, exprimée en % de la surface de diaphragme horizontal			
Zone sismique catégorie de sol	Nombre de niveaux	Joints verticaux remplis	Joints verticaux non remplis
Toiture lourde	1	Valeur exprimée en pourcentage de la section 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											
Zone sismique catégorie de sol		Toiture lourde				Toiture légère					
		4 HA10		4 HA12		4 HA10			4 HA12		
L_i/L_T	S_p (m ²)	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 3 - Sol de catégorie 1 (Classe de sol A, S=1,0)

Section cumulée des murs primaires dans chaque direction, exprimée en % de la surface de diaphragme horizontal			
Zone 3 Sol de catégorie 1	Nombre de niveaux	Joints verticaux remplis	Joints verticaux non remplis
Toiture lourde	1	0,55	1,09
	2	1,46	2,91
Toiture légère	1	0,18	0,36
	2	1,09	2,18
	3	1,68	3,35

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

Maçonnerie - Zone 3 - Sol de catégorie 2 (Classe de sol E, S=1,8)

Section cumulée des murs primaires dans chaque direction, exprimée en % de la surface de diaphragme horizontal			
Zone 3 Sol de catégorie 2	Nombre de niveaux	Joints verticaux remplis	Joints verticaux non remplis
Toiture lourde	1	1,12	2,24
	2	2,76	5,52
Toiture légère	1	0,46	0,92
	2	2,10	4,20
	3	3,15	6,31

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

Maçonnerie - Zone 4 - Sol de catégorie 1 (Classe de sol A, S=1,0)

Section cumulée des murs primaires dans chaque direction, exprimée en % de la surface de diaphragme horizontal			
Zone 4 Sol de catégorie 1	Nombre de niveaux	Joints verticaux remplis	Joints verticaux non remplis
Toiture lourde	1	0,87	1,75
	2	2,20	4,40
Toiture légère	1	0,34	0,68
	2	1,66	3,33
	3	2,52	5,03

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

Maçonnerie - Zone 4 - Sol de catégorie 2 (Classe de sol E, S=1,8)

Section cumulée des murs primaires dans chaque direction, exprimée en % de la surface de diaphragme horizontal			
Zone 4 Sol de catégorie 2	Nombre de niveaux	Joints verticaux remplis	Joints verticaux non remplis
Toiture lourde	1	1,71	3,42
	2	4,09	8,19
Toiture légère	1	0,75	1,50
	2	3,13	6,27
	3	4,67	9,33

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

Béton armé - Zone 3 - Sol de catégorie 1

Zone 3 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	0,15
	2	0,35
Toiture légère	1	0,09
	2	0,27
	3	0,39

Longueur minimale des murs primaires de contreventement (m) - Béton																
Zone 3 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 ²)	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	1,2	1,2	1,2	1,2	1,2	1,2	1,2
	150	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
	200	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
0,10	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	1,2	1,2	1,2	1,2	1,2	1,2	1,2
	150	1,2	1,2	1,2	1,2	1,2	1,2	1,2	1,2	1,4	1,2	1,2	1,2	1,2	1,2	1,2
	200	1,2	1,2	1,2	1,2	1,2	1,2	1,2	1,2	1,7	1,2	1,2	1,4	1,2	1,2	1,2
0,15	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	1,4	1,2	1,2	1,2	1,2	1,2	1,2
	150	1,2	1,3	1,2	1,2	1,2	1,2	1,2	1,2	1,9	1,2	1,2	1,5	1,2	1,2	1,3
	200	1,2	1,6	1,2	1,3	1,2	1,2	1,2	1,4	2,2	1,2	1,2	1,8	1,2	1,2	1,5
0,20	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	1,7	1,2	1,2	1,4	1,2	1,2	1,2
	150	1,2	1,6	1,2	1,3	1,2	1,2	1,2	1,4	2,2	1,2	1,2	1,8	1,2	1,2	1,5
	200	1,2	1,9	1,2	1,6	1,2	1,3	1,2	1,6	2,6	1,2	1,3	2,2	1,2	1,2	1,9
0,25	50	1,2	1,2	1,2	1,2	1,2	1,2	1,2	1,2	1,3	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	2,0	1,2	1,2	1,6	1,2	1,2	1,4
	150	1,2	1,8	1,2	1,5	1,2	1,3	1,2	1,6	2,5	1,2	1,3	2,1	1,2	1,2	1,8
	200	1,2	2,1	1,2	1,8	1,2	1,5	1,2	1,8	2,9	1,2	1,5	2,5	1,2	1,3	2,1
0,30	50	1,2	1,2	1,2	1,2	1,2	1,2	1,2	1,2	1,4	1,2	1,2	1,2	1,2	1,2	1,2
	100	1,2	1,6	1,2	1,3	1,2	1,2	1,2	1,4	2,2	1,2	1,2	1,8	1,2	1,2	1,5
	150	1,2	2,0	1,2	1,7	1,2	1,4	1,2	1,7	2,8	1,2	1,4	2,3	1,2	1,2	2,0
	200	1,2	2,3	1,2	2,0	1,2	1,7	1,2	2,0	3,2	1,2	1,7	2,7	1,2	1,5	2,4
0,40	50	1,2	1,2	1,2	1,2	1,2	1,2	1,2	1,2	1,7	1,2	1,2	1,4	1,2	1,2	1,2
	100	1,2	1,9	1,2	1,6	1,2	1,3	1,2	1,6	2,6	1,2	1,3	2,2	1,2	1,2	1,9
	150	1,2	2,3	1,2	2,0	1,2	1,7	1,2	2,0	3,2	1,2	1,7	2,7	1,2	1,5	2,4
	200	1,2	2,7	1,2	2,3	1,2	2,0	1,2	2,4	3,6	1,2	2,0	3,1	1,2	1,8	2,8
0,60	50	1,2	1,6	1,2	1,3	1,2	1,2	1,2	1,4	2,2	1,2	1,2	1,8	1,2	1,2	1,5
	100	1,2	2,3	1,2	2,0	1,2	1,7	1,2	2,0	3,2	1,2	1,7	2,7	1,2	1,5	2,4
	150	1,2	2,8	1,2	2,5	1,2	2,2	1,2	2,5	3,7	1,2	2,2	3,3	1,2	1,9	3,0
	200	1,4	3,2	1,2	2,8	1,2	2,6	1,2	2,8	4,1	1,2	2,5	3,8	1,2	2,2	3,4

Béton armé - Zone 3 - Sol de catégorie 2

Zone 3 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	0,27
	2	0,62
Toiture légère	1	0,13
	2	0,48
	3	0,71

Longueur minimale des murs primaires de contreventement (m) - Béton																
Zone 3 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 ²)	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	1,2	1,2	1,2	1,2	1,2	1,2	1,2
	150	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
	200	1,2	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
0,10	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	2,4	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	2,9	1,2	1,3	2,3	1,2	1,2	1,9
0,15	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	1,7	1,2	1,3	1,2	1,2	1,2	1,4	2,4	1,2	1,2	1,9	1,2	1,2	1,5
	150	1,2	2,2	1,2	1,8	1,2	1,4	1,2	1,9	3,2	1,2	1,5	2,5	1,2	1,2	2,1
	200	1,2	2,7	1,2	2,2	1,2	1,8	1,2	2,3	3,8	1,2	1,8	3,1	1,2	1,5	2,5
0,20	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	2,9	1,2	1,3	2,3	1,2	1,2	1,9
	150	1,2	2,7	1,2	2,2	1,2	1,8	1,2	2,3	3,8	1,2	1,8	3,1	1,2	1,5	2,5
	200	1,2	3,2	1,2	2,6	1,2	2,2	1,2	2,7	4,5	1,2	2,2	3,7	1,2	1,8	3,1
0,25	50	1,2	1,5	1,2	1,2	1,2	1,2	1,2	1,2	2,1	1,2	1,2	1,7	1,2	1,2	1,3
	100	1,2	2,4	1,2	1,9	1,2	1,6	1,2	2,0	3,4	1,2	1,6	2,7	1,2	1,3	2,2
	150	1,2	3,1	1,2	2,5	1,2	2,1	1,2	2,6	4,3	1,2	2,1	3,5	1,2	1,7	3,0
	200	1,4	3,6	1,5	3,0	1,2	2,5	1,2	3,1	5,0	1,2	2,5	4,2	1,2	2,1	3,6
0,30	50	1,2	1,7	1,2	1,3	1,2	1,2	1,2	1,4	2,4	1,2	1,2	1,9	1,2	1,2	1,5
	100	1,2	2,7	1,2	2,2	1,2	1,8	1,2	2,3	3,8	1,2	1,8	3,1	1,2	1,5	2,5
	150	1,3	3,4	1,2	2,8	1,2	2,4	1,2	2,9	4,7	1,2	2,4	4,0	1,2	2,0	3,3
	200	1,5	4,0	1,3	3,3	1,2	2,8	1,2	3,5	5,4	1,2	2,9	4,6	1,2	2,4	4,0
0,40	50	1,2	2,1	1,2	1,6	1,2	1,3	1,2	1,7	2,9	1,2	1,3	2,3	1,2	1,2	1,9
	100	1,2	3,2	1,2	2,6	1,2	2,2	1,2	2,7	4,5	1,2	2,2	3,7	1,2	1,8	3,1
	150	1,5	4,0	1,3	3,3	1,2	2,8	1,2	3,5	5,4	1,2	2,9	4,6	1,2	2,4	4,0
	200	1,8	4,6	1,5	3,9	1,3	3,4	1,2	4,0	6,1	1,2	3,4	5,3	1,2	2,9	4,7
0,60	50	1,2	2,7	1,2	2,2	1,2	1,8	1,2	2,3	3,8	1,2	1,8	3,1	1,2	1,5	2,5
	100	1,5	4,0	1,3	3,3	1,2	2,8	1,2	3,5	5,4	1,2	2,9	4,6	1,2	2,4	4,0
	150	2,0	4,8	1,6	4,2	1,4	3,6	1,2	4,2	6,4	1,2	3,6	5,6	1,2	3,1	5,0
	200	2,3	5,4	1,9	4,8	1,7	4,2	1,5	4,8	7,0	1,2	4,2	6,3	1,2	3,7	5,7

Béton armé - Zone 4 - Sol de catégorie 1 (Classe de sol A, S=1,0)

Zone 4 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	0,22
	2	0,50
Toiture légère	1	0,11
	2	0,39
	3	0,57

Longueur minimale des murs primaires de contreventement (m) - Béton																
Zone 4 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 ²)	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	1,2	1,2	1,2	1,2	1,2	1,2	1,2
	150	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
	200	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
0,10	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	2,0	1,2	1,2	1,6	1,2	1,2	1,3
	200	1,2	1,7	1,2	1,4	1,2	1,2	1,2	1,4	2,4	1,2	1,2	1,9	1,2	1,2	1,6
0,15	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	2,0	1,2	1,2	1,6	1,2	1,2	1,3
	150	1,2	1,8	1,2	1,5	1,2	1,2	1,2	1,5	2,6	1,2	1,2	2,1	1,2	1,2	1,7
	200	1,2	2,2	1,2	1,8	1,2	1,5	1,2	1,9	3,1	1,2	1,5	2,5	1,2	1,2	2,1
0,20	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	1,7	1,2	1,4	1,2	1,2	1,2	1,4	2,4	1,2	1,2	1,9	1,2	1,2	1,6
	150	1,2	2,2	1,2	1,8	1,2	1,5	1,2	1,9	3,1	1,2	1,5	2,5	1,2	1,2	2,1
	200	1,2	2,6	1,2	2,2	1,2	1,8	1,2	2,3	3,7	1,2	1,8	3,0	1,2	1,5	2,6
0,25	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	2,0	1,2	1,6	1,2	1,3	1,2	1,7	2,8	1,2	1,3	2,2	1,2	1,2	1,9
	150	1,2	2,5	1,2	2,1	1,2	1,7	1,2	2,2	3,5	1,2	1,7	2,9	1,2	1,5	2,5
	200	1,2	3,0	1,2	2,5	1,2	2,1	1,2	2,6	4,1	1,2	2,1	3,5	1,2	1,8	2,9
0,30	50	1,2	1,4	1,2	1,2	1,2	1,2	1,2	1,2	2,0	1,2	1,2	1,6	1,2	1,2	1,3
	100	1,2	2,2	1,2	1,8	1,2	1,5	1,2	1,9	3,1	1,2	1,5	2,5	1,2	1,2	2,1
	150	1,2	2,8	1,2	2,3	1,2	2,0	1,2	2,4	3,9	1,2	2,0	3,3	1,2	1,6	2,8
	200	1,3	3,3	1,2	2,8	1,2	2,4	1,2	2,8	4,4	1,2	2,4	3,8	1,2	2,0	3,3
0,40	50	1,2	1,7	1,2	1,4	1,2	1,2	1,2	1,4	2,4	1,2	1,2	1,9	1,2	1,2	1,6
	100	1,2	2,6	1,2	2,2	1,2	1,8	1,2	2,3	3,7	1,2	1,8	3,0	1,2	1,5	2,6
	150	1,3	3,3	1,2	2,8	1,2	2,4	1,2	2,8	4,4	1,2	2,4	3,8	1,2	2,0	3,3
	200	1,5	3,8	1,3	3,2	1,2	2,8	1,2	3,3	5,0	1,2	2,8	4,4	1,2	2,4	3,9
0,60	50	1,2	2,2	1,2	1,8	1,2	1,5	1,2	1,9	3,1	1,2	1,5	2,5	1,2	1,2	2,1
	100	1,3	3,3	1,2	2,8	1,2	2,4	1,2	2,8	4,4	1,2	2,4	3,8	1,2	2,0	3,3
	150	1,6	3,9	1,4	3,4	1,2	3,0	1,2	3,5	5,2	1,2	3,0	4,6	1,2	2,6	4,1
	200	1,9	4,4	1,6	3,9	1,4	3,5	1,2	4,0	5,8	1,2	3,5	5,2	1,2	3,0	4,7

Béton armé - Zone 4 - Sol de catégorie 2 (Classe de sol E, S=1,8)

Zone 4 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	0,40
	2	0,90
Toiture légère	1	0,20
	2	0,70
	3	1,03

Longueur minimale des murs primaires de contreventement (m) - Béton																
Zone 4 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 ²)	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	2,0	1,2	1,2	1,5	1,2	1,2	1,2
	200	1,2	1,7	1,2	1,3	1,2	1,2	1,2	1,2	1,4	2,5	1,2	1,2	1,9	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	1,7	1,2	1,3	1,2	1,2	1,2	1,4	2,5	1,2	1,2	1,9	1,2	1,2	1,6
	150	1,2	2,4	1,2	1,8	1,2	1,5	1,2	1,9	3,4	1,2	1,5	2,7	1,2	1,2	2,1
	200	1,2	2,9	1,2	2,3	1,2	1,8	1,2	2,4	4,2	1,2	1,9	3,3	1,2	1,5	2,7
0,15	50	1,2	1,4	1,2	1,2	1,2	1,2	1,2	1,2	2,0	1,2	1,2	1,5	1,2	1,2	1,2
	100	1,2	2,4	1,2	1,8	1,2	1,5	1,2	1,9	3,4	1,2	1,5	2,7	1,2	1,2	2,1
	150	1,2	3,2	1,2	2,5	1,2	2,0	1,2	2,6	4,5	1,2	2,0	3,6	1,2	1,6	2,9
	200	1,3	3,8	1,2	3,0	1,2	2,5	1,2	3,2	5,4	1,2	2,5	4,4	1,2	2,0	3,6
0,20	50	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	1,6
	100	1,2	2,9	1,2	2,3	1,2	1,8	1,2	2,4	4,2	1,2	1,9	3,3	1,2	1,5	2,7
	150	1,3	3,8	1,2	3,0	1,2	2,5	1,2	3,2	5,4	1,2	2,5	4,4	1,2	2,0	3,6
	200	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	4,4
0,25	50	1,2	2,1	1,2	1,6	1,2	1,3	1,2	1,7	3,0	1,2	1,3	2,3	1,2	1,2	1,8
	100	1,2	3,4	1,2	2,7	1,2	2,2	1,2	2,8	4,8	1,2	2,2	3,8	1,2	1,8	3,1
	150	1,6	4,4	1,2	3,5	1,2	2,9	1,2	3,7	6,1	1,2	2,9	5,0	1,2	2,4	4,2
	200	1,9	5,2	1,5	4,2	1,3	3,5	1,2	4,4	7,1	1,2	3,6	6,0	1,2	3,0	5,0
0,30	50	1,2	2,4	1,2	1,8	1,2	1,5	1,2	1,9	3,4	1,2	1,5	2,7	1,2	1,2	2,1
	100	1,3	3,8	1,2	3,0	1,2	2,5	1,2	3,2	5,4	1,2	2,5	4,4	1,2	2,0	3,6
	150	1,8	4,9	1,4	4,0	1,2	3,3	1,2	4,2	6,8	1,2	3,3	5,6	1,2	2,7	4,7
	200	2,1	5,7	1,7	4,7	1,4	4,0	1,3	4,9	7,7	1,2	4,0	6,6	1,2	3,3	5,6
0,40	50	1,2	2,9	1,2	2,3	1,2	1,8	1,2	2,4	4,2	1,2	1,9	3,3	1,2	1,5	2,7
	100	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	4,4
	150	2,1	5,7	1,7	4,7	1,4	4,0	1,3	4,9	7,7	1,2	4,0	6,6	1,2	3,3	5,6
	200	2,6	6,5	2,1	5,5	1,8	4,7	1,6	5,7	8,7	1,3	4,8	7,6	1,2	4,0	6,6
0,60	50	1,3	3,8	1,2	3,0	1,2	2,5	1,2	3,2	5,4	1,2	2,5	4,4	1,2	2,0	3,6
	100	2,1	5,7	1,7	4,7	1,4	4,0	1,3	4,9	7,7	1,2	4,0	6,6	1,2	3,3	5,6
	150	2,7	6,8	2,3	5,9	1,9	5,1	1,7	6,0	9,1	1,4	5,1	8,0	1,2	4,3	7,0
	200	3,2	7,6	2,7	6,7	2,3	5,9	2,0	6,8	10,0	1,7	5,9	9,0	1,4	5,1	8,0

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	4,5 kN/m ²
charge d'exploitation, coefficient de participation 0,3	0,45 kN/m ²
cloisons	1,0 kN/m ²
revêtement de sol et/ou plafond	0,75 kN/m ²
	<hr/>
	6,70 kN/m ²

Le poids des planchers pris en compte pour les calculs est de 6,70 kN/m². La décomposition des charges peut être différente à condition que la valeur totale de 6,70 kN/m² ne soit pas dépassée. La charge permanente agissant sur les planchers est limitée à 4,5 + 1,0 + 0,75 = 6,25 kN/m² comme spécifié dans le §1.3 du corps de texte.

Murs
(par m² de plancher, par niveau) : 2,50 kN/m²

Toiture :

lourde	6,0 kN/m ²
légère (dont 0,3 kN/m ² pour couvrir le cas de la neige en montagne au-dessus de 1000 m d'altitude)	2,3 kN/m ²

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

Les tableaux de l'annexe A sont bâtis en considérant la valeur de 2,50 kN/m² de plancher pour les murs. Pour les murs en pierre, dont le poids peut être estimé à 7,50 kN/m² de plancher, les valeurs des tableaux de l'annexe A sont à affecter d'un coefficient multiplicatif valant 1,54 (tant pour la surface cumulée des murs primaires que pour la longueur minimale des murs de contreventement).

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 paragraphe 2.3 du présent 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_T des murs primaires est inférieure à la longueur cumulée totale L_0 des murs, à conditions que 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 (voir critère 6 du paragraphe 2.3.1 du présent document).

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)	$f_{vd}=1,1$ 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, 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 zone de sismicité, 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 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 secondaires :

- 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 soit au moins égales à celles de la solution présentée ici (résistance de contreventement et de portance verticale, ductilité des liaisons).

Murs extérieurs

- Bardage bois 19 mm ou 12 mm d'enduit
- Panneaux de 12 mm d'épaisseur et masse volumique 650 kg/m³
- Isolation 150 mm (0,8 kg/cm/m²), laine minérale semi-rigide
- Ossature 175 mm x 63 mm, 1 montant tous les 60 cm (3/1,2 = 2,5) - 1 lisse basse, 1 lisse haute, 1 lisse de ceinture
- Plaque de plâtre BA 15 mm

Rez-de-chaussée : H = 3,00 m

$1700 \times 0,012 \times 3,0 + 650 \times 0,012 \times 3,0 + 1200 \times 0,015 \times 3,0 + 500 \times 0,063 \times 0,175 \times (3,0 \times 2,5 + 3 \times 1) + 0,8 \times 15 \times 3,0$
mur extérieur rez-de-chaussée : 235 kg/ml/étage

Étage : H = 2,80 m

$1700 \times 0,012 \times 2,8 + 650 \times 0,012 \times 2,8 + 1200 \times 0,015 \times 2,8 + 500 \times 0,063 \times 0,175 \times (2,8 \times 2,5 + 3 \times 1) + 0,8 \times 15 \times 2,8$
murs extérieurs étage : 220 kg/ml/étage

Murs de refend ou contreventement intérieurs

- Panneaux identiques à murs extérieurs
- Ossature 150 mm x 75 mm
- Plaque de plâtre BA 15 mm

- Isolant phonique

murs de refend rez-de-chaussée : 175 kg/ml

murs de refend étage : 165 kg/ml/étage

Toiture

Tuiles 60 kg/m²

Isolation 20 kg/m²

Plafond 15 kg/m²

Charpente 35 kg/m²

Toiture tuiles 130 kg/m²

Panneau 110 mm 55 kg/m²

Isolation, étanchéité et protection 105 kg/m²

Plafond 1 BA13 15 kg/m²

Toiture terrasse 175 kg/m²

Plancher dalle massive

Panneau 110 mm 55 kg/m²

Cloison légère < 100 daN/ml 50 kg/m²

Revêtement de sol (lino + aquaplane) 15 kg/m²

Plafond 2 BA13 + rail 30 kg/m²

Total permanent 150 kg/m²

Charges d'exploitation 150 daN/m²

Charges d'exploitation circulation 250 daN/m²

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/m².

Plancher habitation avec 5% de circulations : 190 kg/m²

En variante de constitution de plancher, la prise en compte d'un panneau de particules de 22 mm, des cloisons légères, d'un revêtement de sol, des solives 22,5 x 7,5 cm² tous les 60 cm, des entretoises de même section et de même espacement, un isolant phonique et deux BA13 en plafond, conduit à une masse totale permanente de 145 kg/m².

La partie quasi-permanente de la neige, au sens de la situation de projet sismique ($\psi_{Ei} \times S$), pour une altitude comprise entre 1000 m et 2000 m, est inférieure à 45 kg, différence entre 175 et 130 kg des masses de toitures semi-lourdes et toitures légères.

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

Pour établir les graphes présentés ci-dessous, 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 terrasse. 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 4 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.

$$\text{"masse_mm"} = \text{"coeff_typo"} \times \text{"emprise"}$$

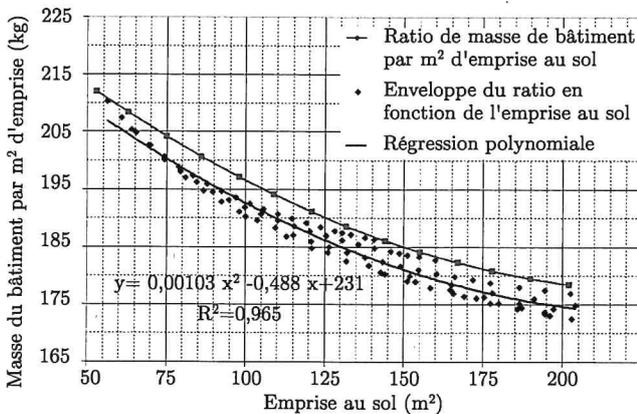


Figure A : évaluation de la masse par m^2 d'emprise au sol pour un simple rez-de-chaussée avec une toiture légère

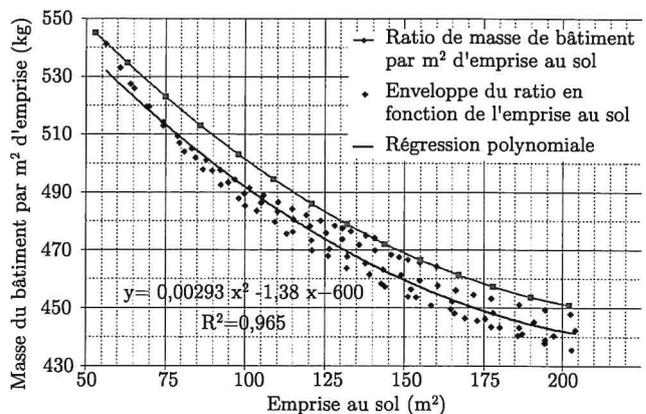


Figure B : évaluation de la masse par m^2 d'emprise au sol pour un R+1 avec une toiture légère

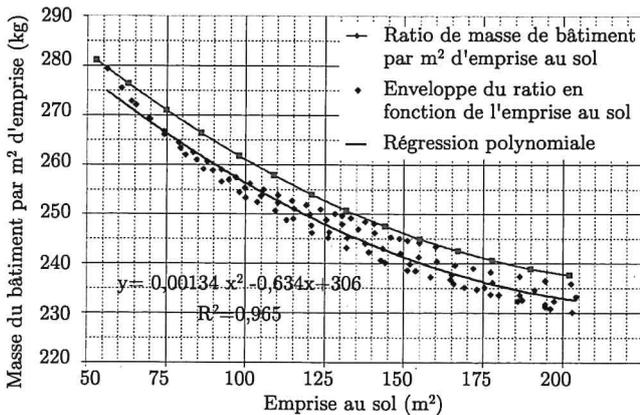


Figure C : évaluation de la masse par m^2 d'emprise au sol pour un simple rez-de-chaussée avec une toiture lourde

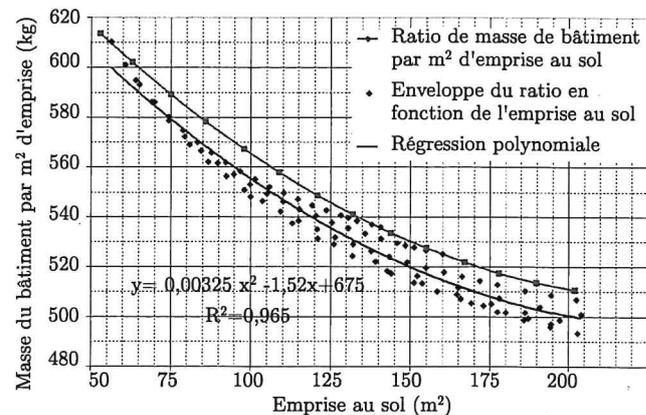


Figure D : évaluation de la masse par m^2 d'emprise au sol pour un R+1 avec une toiture lourde

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. En effet, 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). Dans ces conditions, le coefficient traduisant l'accélération au plateau "coeff_accel_plat" est donné dans le tableau 3 du texte.

L'effort tranchant à la base est obtenu en multipliant la surface d'emprise au sol (m^2) par le coefficient de typologie (T/m^2) par la valeur $2,5 \cdot a_g \cdot S / (10 \cdot q)$ (m/s^2). L'effort ainsi obtenu est en kN.

$$F_b(\text{kN}) = (2,5 \cdot a_g \cdot S / 10) \times ([\text{surf}_{(\text{m}^2)}] \times [\text{coeff_typo}_{(\text{T}/\text{m}^2)}])$$

$$F_b(\text{kN}) = [\text{coeff_accel_plat}] \times [\text{masse_mm}_{(\text{T})}]$$

Attention : les formules ne sont pas adimensionnelles, il est impératif de respecter les unités.

4. 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 prenant la valeur 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 contreventement définies dans le §2.3 du présent 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 2 du §2.8.2 du présent texte.

Les valeurs de "coeff_étage" sont déduites des observations faites à partir des différentes valeurs d'effort calculées pour chacune des configurations et rapportée 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 ponctuelles, maximales et ponctuelles restent faibles, que ce soit pour un même type de toiture ou pour des toitures semi-lourdes et légères.

Emprise au sol (m ²)	Toiture légère			Toiture semi-lourde		
	Bât Rdc	Bât R+1		Bât Rdc	Bât R+1	
	Rdc	Rdc	R+1	Rdc	Rdc	R+1
50	1,2	0,536	0,664	1,2	0,504	0,696
60	1,2	0,537	0,663	1,2	0,506	0,694
70	1,2	0,539	0,661	1,2	0,508	0,692
80	1,2	0,540	0,660	1,2	0,510	0,690
90	1,2	0,541	0,659	1,2	0,511	0,689
100	1,2	0,542	0,658	1,2	0,513	0,687
110	1,2	0,543	0,657	1,2	0,515	0,685
120	1,2	0,544	0,656	1,2	0,516	0,684
130	1,2	0,545	0,655	1,2	0,518	0,682
140	1,2	0,546	0,654	1,2	0,519	0,681
150	1,2	0,546	0,654	1,2	0,521	0,679
160	1,2	0,547	0,653	1,2	0,522	0,678
170	1,2	0,548	0,652	1,2	0,523	0,677
180	1,2	0,549	0,651	1,2	0,524	0,676
190	1,2	0,549	0,651	1,2	0,525	0,675
200	1,2	0,550	0,650	1,2	0,525	0,675
max (arrondi 0,01 sup)	1,20	0,55	0,67	1,20	0,53	0,70
min	1,20	0,536	0,650	1,20	0,504	0,675
% écart max	0%	3%	3%	0%	5%	4%

Répartition des efforts sismiques par configuration

5. Résistance des contreventements élémentaires

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 paragraphe 3.1.5. Les clous respectent les exigences énoncées dans le paragraphe 2.8.1. Ils sont de diamètre 2,8 mm et de 65 mm de longueur. Les voiles de contreventement envisagés dans ce document ont une longueur comprise entre 1,20 m et 4,80 m. Ces voiles sont considérés en

classe de service 2.

Pour des voiles de contreventement de hauteur 2,80 m ou 3,00 m, de longueur b comprise entre 1,20 m et 4,80 m, la résistance peut être synthétisée par les relations suivantes en fonction de la distance de clouage en périphérie du voile de contreventement.

$$F_{Rd, sis} = 9,0 b \text{ pour des clous espacés de 75 mm,}$$

$$F_{Rd, sis} = 6,7 b \text{ pour des clous espacés de 100 mm,}$$

$$F_{Rd, sis} = 4,5 b \text{ pour des clous espacés de 150 mm,}$$

avec b en mètre et $F_{Rd, sis}$ en kN.

Ces relations sont issues des figures E et F ci-dessous. Celles-ci montrent que 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 2,8 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 une large incursion dans le domaine plastique autorise cependant une répartition des efforts de contreventement au prorata des résistances, donc au prorata des longueurs de voiles de contreventement. Les calculs ont été conduit en considérant une ductilité moyenne (DCM) avec une valeur du coefficient de comportement q de 3.

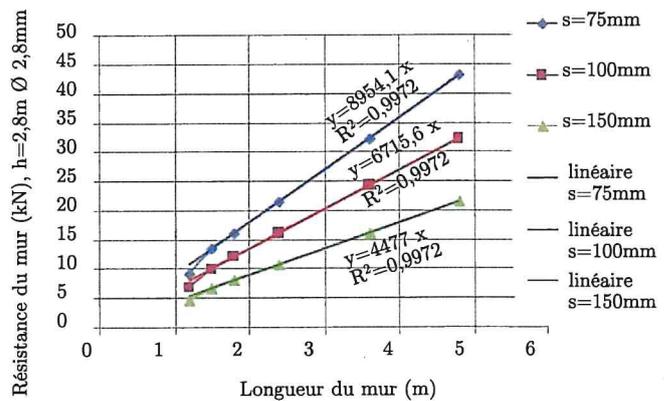


Figure E : influence de l'espacement des attaches sur la résistance d'un voile de contreventement, h=2,80 m

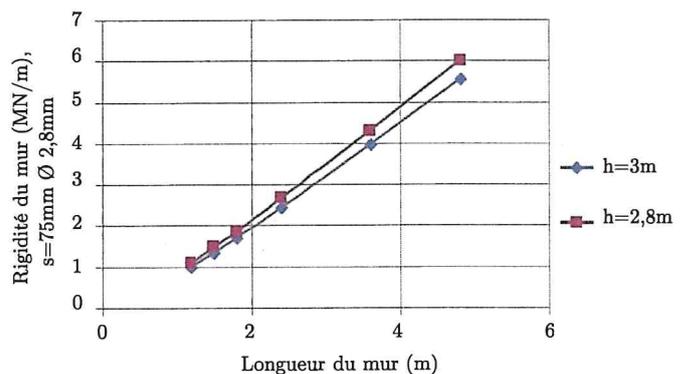


Figure F : influence de la hauteur du voile de contreventement sur la rigidité

6. Ancrage des voiles de contreventement

Ancrage vis-à-vis du cisaillement

L'exigence de 13 kN par ml de voile est issue du maximum de résistance d'un voile de contreventement unitaire et d'un coefficient de surdimensionnement associé à un dimensionnement en capacité de 1,3.

Ancrage vis-à-vis du renversement

L'effort repris par l'ancrage du montant d'extrémité de voile de contreventement fait intervenir le rapport entre hauteur et longueur du 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 4,80 m. Ce raisonnement conduit pour un étage unique peut être étendu à celui d'une structure à deux étages. Pour cette configuration, le rapport de résistance des voiles pris en compte correspond à celui des valeurs donnée dans le tableau 2 (coefficient « coeff_étage », défini plus haut).

A cet 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 voiles reprennent leur propre poids et celui des murs de l'éventuel niveau supérieur,
- les masses de toiture et de plancher ont été considéré 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 ont été considéré 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 5 (résistance d'ancrage exigée, §2.8.3 du texte) a été construit sur ces hypothèses et sur un coefficient de surdimensionnement pour dimensionnement en capacité de 1,3.

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 : $\psi_{EP} = \varphi \psi_2 = 0,2$

avec $\varphi = 1$ (toiture, tableau 4.2 de l'EN 1998-1)

$\psi_2 = 0,2$ pour les bâtiments situés à une altitude supérieure à 1000 m, $\psi_2 = 0$ sinon (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 :

$$F_b = 1,20 S_d(T) (m_p A_p + m_t A_t) = 1,20 S_d(T) m_p A_p (1 + 1/\mu) \\ \text{avec } S_d(T) = 2,5 a_g S / q$$

$$\text{Plancher : } F_1 = F_b \frac{M_p h}{M_p h + M_t 2h} = F_b \frac{\mu}{\mu + 2}$$

$$\text{Toiture : } F_2 = F_b \frac{M_t 2h}{M_p h + M_t 2h} = F_b \frac{2}{\mu + 2}$$

$$\text{donc } F_1 = K m_p A_p g \quad \text{avec} \quad K = \frac{3 a_g S}{qg} \times \frac{\mu + 1}{\mu + 2}$$

$$F_2 = 2 K m_p A_p g$$

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 :

$$F_b = 1,20 S_d(T) (2 m_p A_p + m_t A_t)$$

$$F_b = 1,20 S_d(T) m_p A_p (2 + 1/\mu)$$

$$\text{avec } S_d(T) = 2,5 a_g S / q$$

$$\text{Plancher 1 : } F_1 = F_b \frac{M_p h}{M_p h + M_p 2h + M_t 3h} = F_b \frac{\mu}{3(\mu + 1)}$$

$$\text{Plancher 2 : } F_2 = F_b \frac{M_p 2h}{3h(M_p + M_t)} = F_b \frac{2\mu}{3(\mu + 1)}$$

$$\text{Toiture : } F_3 = F_b \frac{M_t 3h}{3h(M_p + M_t)} = F_b \frac{1}{\mu + 1}$$

$$\text{donc } F_1 = K m_p A_p g \quad \text{avec} \quad K = \frac{3 a_g S}{qg} \times \frac{2\mu + 1}{3(\mu + 1)}$$

$$F_2 = 2 F_1 = 2 K m_p A_p g$$

$$F_3 = 3 K m_t A_t g$$

Les tableaux 7a, 7b, 8a et 8b 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. Le tableau synthétise ces masses par niveau.

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.

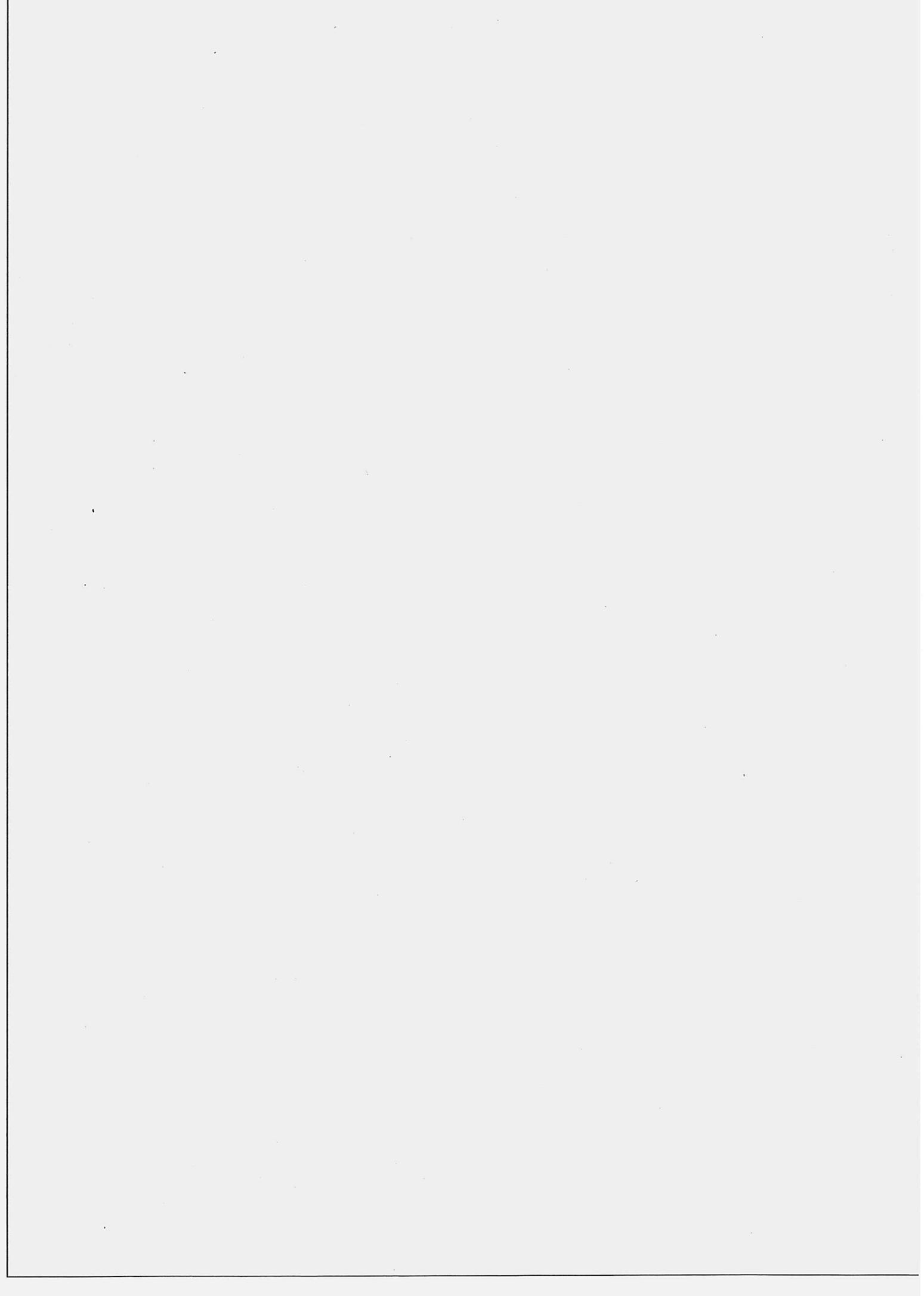
Cas	a1	a2	a3	b1	b2	c1	c2	d1	d2
									
nombre de niveaux	1	2	3	1	2	2	3	2	3
toiture	légère	légère	légère	lourde	lourde	légère	légère	légère	légère
masse 1	285	285	285	725	725	445	445	200	200
masse 2		920	920		920		920	795	795
masse 3			920						920
masse totale (kg/m ²)	285	1205	2125	725	1645	445	1365	995	1915

Cas a1, a2 et a3 : diaphragme intégré dans la charpente bois

Cas b1 et b2 : dalle en béton armé au dernier niveau supportant une toiture légère

Cas c1 et c2 : combles aménagés sur un plancher bois

Cas d1 et d2 : combles aménagés sur une dalle en béton armé



Erratum : guide CPMI-EC 8 - zones 3-4 – édition 2021

1.9 Conditions de site et de sol :

Les constructions ne doivent pas être implantées sur des terrains présentant un risque de liquéfaction, d'instabilité ou de rupture de terrain.

Les dispositions constructives énumérées dans le présent guide s'appliquent directement pour les constructions réalisées sur un sol de type 1 (cf. note 15), 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 contenues dans le présent guide.

3.9 Eléments non structuraux :

L'application des dispositions du référentiel « Dimensionnement Parasismique des éléments non structuraux du cadre bâti » - édition 2014 (Ministère de l'Écologie, du Développement Durable et de l'Énergie, Ministère du Logement, de l'Égalité des Territoires et de la ruralité) vaut justification réglementaire parasismique pour les éléments non structuraux nécessitant une prise en compte du séisme.

Pour mémoire, le domaine d'application (chapitre I du guide ENS) est rappelé ci-dessous :

Familles d'éléments non structuraux du cadre bâti	Domaine d'application par famille notamment : - hauteur de référence (h_{lim}) - masse de référence (m_{lim})
Éléments de façade	Fixation à la structure par liaison mécanique seule: - $h_{lim} = 3,5$ m - $m_{lim} = 25$ kg/m ² Autre mode de fixation à la structure (collage seul, calé-chevillé...): - pas de limitation selon la hauteur d'implantation ($h_{lim} = +\infty$) - $m_{lim} = 25$ kg/m ²
Menuiseries extérieures	Les menuiseries extérieures en tunnel et en applique intérieure ou extérieure ne doivent pas faire l'objet d'une analyse sismique, à l'exception : - des menuiseries dont les remplissages sont de surface supérieure à 4 m ² ; - des fenêtres juxtaposées.

Éléments de couverture	Pas de limitation en masse ni hauteur : tous les éléments de la famille doivent faire l'objet d'une analyse sismique.
Cloisons et doublages	- $h_{lm} = 3,5 \text{ m}$ - $m_{lm} = 25 \text{ kg/m}^2$
Plafonds suspendus	Plafonds suspendus à l'aide d'une ossature : - $h_{lm} = 3,5 \text{ m}$ - $m_{lm} = 25 \text{ kg/m}^2$ Plafonds suspendus par système d'accroche non rigide : tous les éléments de cette famille doivent faire l'objet d'une analyse sismique ($h_{lm} = 0$; $m_{lm} = 0$).
Planchers surélevés	- $h_{lm} = 1 \text{ m}$ - pas de limitation de masse ($m_{lm} = +\infty$)
Éléments rapportés sans fonction portante	- $h_{lm} = 1,5 \text{ m}$ avec h_{lm} , longueur du porte-à-faux - $m_{lm} = 25 \text{ kg/m}^2$
Souches de cheminées maçonnées	- $h_{lm} = 1,4 \text{ m}$ avec h_{lm} , hauteur de souche - pas de limitation de masse ($m_{lm} = +\infty$)
Acrotères, balustres et garde-corps maçonnés	Pas de limitation en masse ni hauteur : tous les éléments de la famille doivent faire l'objet d'une analyse sismique ($h_{lm} = 0$; $m_{lm} = 0$).

Lorsque l'ouvrage relatif à l'élément non structural n'est pas mentionné au chapitre 3.9 du présent guide, aucune disposition parasismique réglementaire n'est à considérer sauf demande formulée par le maître d'ouvrage dans son cahier des charges.

Pour les autres éléments non structuraux, leur justification sera établie selon les règles de calcul énoncées par l'Eurocode 8, selon le I de l'article 4 de l'arrêté du 22 octobre 2010 relatif à la classification et aux règles de construction parasismique applicables aux bâtiments de la classe « à risque normal ».

Il est à noter que le présent guide CPMI zones 3-4 fournit des règles de dimensionnement qui permettent de se situer dans des plages de déplacements entre étages très inférieurs aux limites données dans l'Eurocode 8 (article 4.4.3).

En pratique, l'application stricte des règles CPMI permet de s'affranchir du calcul des déplacements entre étages.

Les dispositions du 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) sont complétées des dispositions constructives listées au paragraphe 3.9 du présent guide.

3.9.1 Couverture en tuiles

Tous les éléments de la famille doivent faire l'objet d'une analyse sismique.

3.9.2 Souche de cheminée maçonnée

La hauteur de souche pour une cheminée maçonnée est limitée à 1,4 m quelle que soit sa masse. Au-delà une justification parasismique est à réaliser.

3.9.3 Cloisons et doublage

- Pour l'ensemble des cloisons :

Les dispositions du guide ENS sont complétées des dispositions de la Note 81.

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

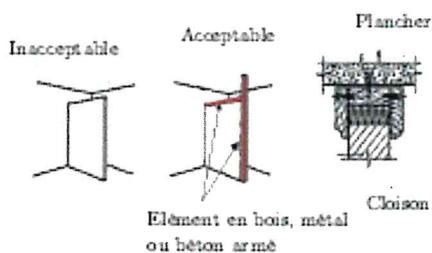
Les cloisons doivent recevoir un encadrement par des raidisseurs ou chainages en béton armé, métal ou bois fixés à leurs extrémités.

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, potelets et raidisseurs) ne doit pas dépasser 5m.

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

NOTE 81 - disposition des cloisons



3.9.3.1 Cloisons et doublages maçonnés et carreaux de plâtre

Pour ces cloisons et doublages, les dispositions du guide ENS sont complétées par les règles de l'art relatives à ces ouvrages.

3.9.3.2 Cloisons et doublages autres

Pour ces cloisons et doublages, les dispositions du guide ENS sont complétées par les règles de l'art relatives à ces ouvrages.

3.9.4 Faux plafonds

Pour les Faux plafonds, les dispositions du guide ENS sont complétées par les règles de l'art relatives à ces ouvrages.

3.9.4.1 Faux-plafonds en éléments de terre cuite

Pour les Faux plafonds en éléments de terre cuite, les dispositions du guide ENS sont complétées par les règles de l'art relatives à ces ouvrages.

3.9.4.2 Faux-plafonds en plaque de plâtre

Pour les Faux plafonds en plaque de plâtre, les dispositions du guide ENS sont complétées par les règles de l'art relatives à ces ouvrages.

3.9.4.3 Faux-plafonds en staff

Pour les Faux plafonds en staff, les dispositions du guide ENS sont complétées par les règles de l'art relatives à ces ouvrages.

3.9.4.4 Faux-plafonds modulaires

Pour les Faux plafonds modulaires, les dispositions du guide ENS sont complétées par les règles de l'art relatives à ces ouvrages.